

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

THEME

Etude d'une structure de bâtiment en
Sous-sol+RDC+7étages en portiques et voiles
de contreventement, avec l'utilisation du
logiciel ETABS 9.7.0



Proposé par : Bureau d'étude
Etudié par: M^{elle} MIMOUN Katia
M^{elle} BASSAID Tinhinane

Dirigé par :
M^r MAGHLAT EL MAHDI
M^{me} ARAB BAHIA

Année 2021/2022

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout Puissant et miséricordieux, Qui nous a donné la force, la volonté et la patience d'accomplir ce modeste Travail.

Puis, Nous tenons à exprimer toute nos reconnaissances à notre promoteur Mr MEGHLAT EL MAHDI, qui a suivi ce travail avec grand intérêt, son regard critique et constructif. On le remercie pour la qualité de encadrement exeptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent à Madame ARAB Bahia.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs

Pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve

Malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Nous remercions vivement les membres de jury de nous avoir fait

honneur en assistant à notre soutenance et en évaluant notre travail.





Dédicace

Je dédie ce modeste travail.

A ma chère mère qui a attendu les fruits

De sa bonne éducation et de ses dévouements.

A mon cher père qui s'est changé la nuit en jour pour

m'assurer les bonnes conditions.

A mes frères et mes sœurs, source de joie et bonheur.

A toute ma famille, Au compagnon de ma vie.

*A tous mes amies, particulièrement Yasmine et Chiraz, et collègue sans
exception.*

Et a mon enseignant et promoteur

Mr MEGHLAG que je respecte énormément.

A tous ceux qui ont contribué de près

Ou de loin à la réalisation

De ce travail.

KAMA



Dédicace

Je dédie ce modeste travail.

A ma chère mère, mon soutien,

qui a attendu les fruits de sa bonne éducation,

sa persévérance et de ses dévouements.

A toute ma famille, ma source de joie et de bonheur.

A tous mes amis, et voisins sans exception.

A tous ceux qui ont contribué de près,

Ou de loin à la réalisation

De ce travail.

Tinhinane

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage		
Figure I.1	<i>Plancher en corps creux</i>	3
Figure I.2	<i>Dalle pleine</i>	4
Figure I.3	<i>Principaux termes relatifs a un escalier</i>	4
Figure I.4	<i>Mur en double et simple cloisons</i>	6
Figure I.5	<i>Vue d'une console</i>	7
Figure I.6	<i>Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU</i>	12
Figure I.7	<i>Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS</i>	13
Figure I.8	<i>Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.</i>	16

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments		
Figure II.1	<i>Coupe d'un plancher en corps creux</i>	22
Figure II.2	<i>Coupe de Voile en élévation</i>	25
Figure II.3	<i>Diffèrent type de voile</i>	25
Figure II.4	<i>Plancher corps creux</i>	27
Figure II.5	<i>Coupe vertical d'un plancher a corps creux de niveau courant</i>	28
Figure II.6	<i>Coupe transversal du plancher terrasse inaccessible</i>	29
Figure II.7	<i>Coupe transversal du plancher terrasse accessible</i>	30
Figure II.8	<i>Coupe vertical d'un plancher en dalle pleine de niveau courant</i>	31
Figure II.9	<i>Coupe vertical d'un mur extérieur</i>	32
Figure II.10	<i>Coupe vertical d'un mur intérieur</i>	33
Figure II.11	<i>Surface d'influence du Poteau << D2 >></i>	35

Chapitre III : Calcul des éléments		
Figure III.1.1	<i>Coupe transversal de l'acrotère</i>	44
Figure III.1.2	<i>Diagramme des efforts internes</i>	45
Figure III.1.3	<i>Section rectangulaire soumise à la flexion composée</i>	46
Figure III.1.4	<i>Ferraillage de l'acrotère</i>	51
Figure III.2.1	<i>Plancher a corps creux</i>	52
Figure III.2.2	<i>Treilles soudées de (15X15)cm</i>	53
Figure III.2.3	<i>La poutrelle comme une section en Te</i>	54
Figure III.2.4	<i>Dimensionnement des poutrelles.</i>	55
Figure III.2.5	<i>Les cas de poutrelle a etudier.</i>	56
Figure III.2.6	<i>Diagramme des moments</i>	58
Figure III.2.7	<i>Schéma statique de poutre continue reposant sur quatre appuis</i>	59
Figure III.2.8	<i>Diagramme des moments flechissant a l'ELU</i>	62
Figure III.2.9	<i>Diagramme des efforts tranchants a l'ELU</i>	63
Figure III.2.10	<i>Schema statique de la poutre continue reposant sur quatre appuis</i>	63
Figure III.2.11	<i>Diagramme des moments fléchissant l'ELS</i>	65
Figure III.2.12	<i>Diagramme des efforts tranchants a L'ELS</i>	66
Figure III.2.13	<i>Calcul des moments de L'ELU(cas2)</i>	67
Figure III.2.14	<i>Diagramme des efforts tranchants a l'ELU(cas2)</i>	67
Figure III.2.15	<i>Diagramme des moments fléchissant a l'ELU(cas2)</i>	67
Figure III.2.16	<i>Diagramme des moments fléchissant a l'ELS(cas2)</i>	67
Figure III.2.17	<i>Diagramme des moments fléchissant l'ELS(cas2)</i>	68
Figure III.2.18	<i>Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression (Section en T)</i>	68
Figure III.3.1	<i>Schéma statique de la console</i>	77
Figure III.3.2	<i>Diagramme du moment à l'ELU</i>	78
Figure III.3.3	<i>Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU</i>	79
Figure III.3.4	<i>Schéma géométrique de la console</i>	79
Figure III.3.5	<i>Diagramme du moment a l'ELS</i>	82
Figure III.3.6	<i>Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS</i>	82
Figure III.3.7	<i>Ferraillage de la console.</i>	84
Figure III.4.1	<i>Vue en plan dalle pleine hall ascenseur</i>	85
Figure III.4.2	<i>Ferraillage de la dalle pleine hall ascenseur sens (X-X) et (Y-Y)</i>	94
Figure III.5.1	<i>Terminologie de l'escalier</i>	95
Figure III.5.2	<i>Vue en plan de l'escalier</i>	96
Figure III.5.3	<i>Schéma statique de l'escalier</i>	97
Figure III.5.4	<i>Schéma statique des escaliers à l'ELU</i>	99
Figure III.5.5	<i>Diagramme des efforts internes à l'ELU</i>	103
Figure III.5.6	<i>Coupe schématique sur la section a prendre dans les calculs</i>	103
Figure III.5.7	<i>Schéma statique de l'escalier à l'ELS</i>	107
Figure III.5.8	<i>Diagramme des efforts internes à l'ELS</i>	111

Figure III.5.9	<i>Ferraillage de l'escalier</i>	114
Figure III.6.1	<i>Vue en plan de la dalle</i>	115
Figure III.6.2	<i>Correction des moments</i>	124
Figure III.6.3	<i>Plan de ferraillage de dalle salle machine</i>	126

Chapitre IV : Etude de contreventement		
Figure IV .1	<i>Coupe vertical d'un niveau.</i>	128
Figure IV .2	Disposition des voiles dans la structure	130
Figure IV .3	inertie du voile	130
Figure IV .4	Refends longitudinaux.	131
Figure IV .5	Refends transversaux.	131
Figure IV .6	trapèze de calcul	139
Figure IV .7	Diagramme des moments des aires	140

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA		
Figure V .1	<i>Icone ETABS</i>	146
Figure V .2	<i>Icone des unités dans ETABS</i>	147
Figure V .3	<i>Geometries de base</i>	148
Figure V .4	<i>Modélisation des longueurs des trames suivant X-X et Y-Y</i>	149
Figure V .5	<i>Modélisation des hauteurs d'étages</i>	149
Figure V .6	<i>Introduction des propriétés mécaniques du béton</i>	150
Figure V .7	<i>Définition des propriétés géométrique des poutres</i>	151
Figure V .8	<i>Définition des propriétés géométrique des poteaux</i>	151
Figure V .9	<i>Propriétés des barres d'armatures (poteaux)</i>	152
Figure V .10	<i>Propriétés des barres d'armatures (poutre)</i>	152
Figure V .11	<i>Dimensionnement des planchers des étages courants et terrasse.</i>	152
Figure V .12	Dimensionnement des dalles pleines	153
Figure V .13	Dimensionnement des voiles	153
Figure V .14	Definition des charges Get Q	154
Figure V .15	Encastremets des appuis	155
Figure V .16	Combinison du poids (G+0,2Q)	155
Figure V .17	Diaphragmes	156
Figure V .18	Introduction du diaphragme	156
Figure V .19	Le spectre de réponse	157
Figure V .20	Introduction du spectre de réponse	158
Figure V .21	Définition du chargement EX et EY (séisme).	158
Figure V .22	Introduction des combinaisons d'actions.	159
Figure V .23	Chargement des planchers.	159
Figure V .24	Vue en 3D de la structure	160
Figure V .25	Choix des tableaux à afficher	161
Figure V .26	choix des tableaux a affiché.	164

Chapitre VI : Ferrailage des éléments		
Figure V1.1.1	<i>Les moments</i>	176
Figure V1.1.2	Diagramme des efforts normaux a l'ELU	176
Figure V1.1.3	Diagramme des efforts tranchants a l'ELU	177
Figure V1.1.4	Les moments dans les poteaux à l'ELU	177
Figure V1.1.5	Section en flexion composée	181
Figure V1.1.6	section partiellement comprimée (S.P.C)	182
Figure V1.1.7	Section doublement armée	183
Figure V1.1.8	Les armatures dans les poteaux	186
Figure V1.1.9	Délimitation de la zone nodale	190
Figure VI.2.1	Diagramme des moments dans les poutres	200
Figure VI.2.2	Diagramme de l'effort tranchant dans les poutres.	200
Figure VI.2.3	Disposition des armatures SSA	205
Figure VI.2.4	Disposition des armatures SSA	205
Figure VI.3.1	Disposition des voiles	224
Figure VI.3.2	Disposition des armatures verticales dans les voiles	228
Figure VI.3.3	Coupe du voile longitudinale VL1	230

Chapitre VII : Etude du mur plaque		
Figure VII.1	Schema statique du mur plaque	237
Figure VII.2	Vue en plan du mur plaque	237
Figure VII.3	schéma statique du mur plaque (vue en élévation)	238
Figure VII.4	<i>Diagramme des contraintes a l'ELU</i>	239
Figure VII.5	<i>Diagramme des contraintes a l'ELS</i>	239
Figure VII.6	le panneau le plus sollicité	241
Figure VII.7	Schéma statique de ferrailage du mur plaque	242
Figure VII.8	Schéma de ferrailage du mur plaque	250

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure		
Figure VIII.1	schéma de semelle filante.	252
Figure VIII.2	Schéma d'un radier	256
Figure VIII.3	Coupe verticale du radier	258
Figure VIII.4	Diagramme des contraintes	262
Figure VIII.5	Entre axes du panneau le plus sollicité	264
Figure VIII.6	Présentation des chargements simplifiés.	270
Figure VIII.7	Le chargement à ELU	272
Figure VIII.8	Diagramme des moments fléchissant (ELU)	273
Figure VIII.9	Diagramme des efforts tranchants (ELU)	273
Figure VIII.10	Le chargement à ELS	273
Figure VIII.11	Diagramme des moments fléchissant (ELS)	273
Figure VIII.12	Le chargement à ELU	274
Figure VIII.13	Diagramme des moments fléchissants à l'ELU	274
Figure VIII.14	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	274
Figure VIII.15	Le chargement à ELS	275
Figure VIII.16	Diagramme des moments fléchissant (ELS)	275

Liste des tableaux

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage		
Tableau I.1	<i>Principales caractéristiques des aciers</i>	14

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments		
TableauII-1	<i>Vérification des conditions exigées par le RPA</i>	21
TableauII-2	<i>Charges permanentes corps creux</i>	28
Tableau II.3	<i>Charges permanentes plancher terrasse inaccessible</i>	29
Tableau II.4	<i>Charges permanentes terrasse accessible</i>	30
Tableau II.5	<i>Charges permanentes dalle pleine</i>	31
Tableau II.6	<i>Charges permanentes murs extérieurs.</i>	32
Tableau II.7	<i>Charges permanentes murs intérieurs</i>	33
Tableau II.8	<i>Surcharge d'exploitation des différents éléments secondaires.</i>	34
Tableau II.9	<i>Les valeurs de coefficient $(3+n/2n)$</i>	38
Tableau II.10	<i>Récapitulatif de la descente de charge</i>	39
Tableau II.11	<i>Verification des sections selon RPA99(Art 7.4.1)</i>	40

Chapitre III : Calcul des éléments		
Tableau III.2.1	<i>Calcul des moments a l'ELU(Cas1)</i>	61
Tableau III.2.2	<i>Calcul des moment l'ELS (Cas 01)</i>	65
Tableau III.2.3	<i>Calcul des moments a l'ELU (Cas 02)</i>	66
Tableau III.2.4	<i>Calcul des moment l'ELS (Cas 02)</i>	67
Tableau III.3.1	<i>Charge permanente de garde-corps</i>	78
Tableau III.5.1	<i>Charge totale du palier</i>	98
Tableau III.5.2	<i>Charge total de la vole</i>	99
Tableau III.5.3	<i>Les efforts internes à l'ELU</i>	102
Tableau III.5.4	<i>Les résultats des efforts internes a l'ELS</i>	110
Tableau III.6.1	<i>Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle salle machine</i>	120

<i>Chapitre IV : Etude de contreventement</i>		
Tableau IV.1	Tableau Inertie des voiles longitudinaux	132
Tableau IV.2	Tableau Inertie des voiles transversaux	133
Tableau IV.3	Rigidités des poutres dans le sens longitudinal (x-x)	134
Tableau IV.4	Rigidités des poutres dans le sens transversal (y-y)	135
Tableau IV.5	Rigidités des poteaux longitudinaux	136
Tableau IV.6	Rigidités des poteaux transversaux	136
Tableau IV.7	calcul des rigidités des portiques sens longitudinal (x-x)	137
Tableau IV.8	Rigidités des portiques dans le sens transversal (y-y)	138
Tableau IV.9	Calcul des flèches dans les refends	140
Tableau IV.10	Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X) :	142
Tableau IV.11	Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y)	143
Tableau IV.12	Inertes des portiques	143
Tableau IV.13	Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens.	144

<i>Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA</i>		
Tableau V.1	période et pourcentage de masse participante tires du logiciel ETABS	164
Tableau V.2	Valeur de ξ (%)	168
Tableau V.3	Détermination de la somme des pénalité a retenir	169
Tableau V.4	Tableau récapitulatif de second ordre (ou effet p- Δ)	173

Chapitre VI : Ferrailage des éléments		
Tableau VI.1.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux	175
Tableau VI.1.2	sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.	179
Tableau VI.1.3	Résultats de ferrailage a l'ELU suivant le sens (X-X)	186
Tableau VI.1.4	Résultats de ferrailage a l'ELU suivant le sens (Y-Y)	187
Tableau VI.1.5	vérification de la quantité d'armatures transversales Suivant le Sens (X-X)	189
Tableau VI.1.6	vérification de la quantité d'armatures transversales Suivant le Sens (Y-Y)	190
Tableau VI.1.7	Vérification au cisaillement dans les poteaux suivant (X-X)	192
Tableau VI.1.8	Vérification au cisaillement dans les poteaux suivant (Y-Y)	192
Tableau VI.1.9	Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS suivent (X-X)	195
Tableau VI.1.10	Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS suivent (Y-Y)	196
Tableau VI.1.11	Vérification condition de non fragilité suivent (X-X)	197
Tableau VI.1.12	Vérification condition de non fragilité suivent (Y-Y)	198
Tableau VI.1.13	Ferrailage final des poteaux	199
Tableau VI.2.1	vérification des conditions exigées du RPA	202
Tableau VI.2.2	Situations et coefficients de calcul.	203
Tableau VI.2.3	<i>Ferrillages des poutres principales non adhérees aux voiles</i>	207
Tableau VI.2.4	Ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles	207
Tableau VI.2.5	Ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles	208
Tableau VI.2.6	Ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles	208
Tableau VI.2.7	Ferrailage des poutres chainages	209
Tableau VI.2.8	Ferrailage des poutres palières	209
Tableau V.2.9	Ferrailage final des poutres	220
Tableau VI.3.1	Ferrailage des voiles du groupe V1 avec L=1.8m	235
Tableau VI.3.2	Ferrailage des voiles du groupe V2 avec L=1.9m	235
Tableau VI.3.3	Ferrailage des voiles du groupe V3 avec L=3m	236
Tableau VI.3.4	Ferrailage des voiles du groupe V4 avec L= 2.4m	236

Chapitre VII : Etude du voile périphérique		
Tableau VII.1	ferrailage du mur plaque.	243
Tableau VII.2	Vérification des contraintes à l'ELS.	247

<i>Chapitre VIII : Etude de l'infrastruct</i>		
Tableau VIII.1	la surface des voiles longitudinaux	253
Tableau VIII.2	: la surface des voiles transversaux	253
Tableau VIII.3	résumé de calcul des charges sous poteaux	254
Tableau VIII.4	Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier	267
Tableau VIII.5	Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens x-x	271
Tableau VIII.6	Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens y-y	272
Tableau VI.7	Sollicitations maximales	272
Tableau VI.8	Resultats de calcul	276

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Introduction et description de l'ouvrage

I-1 –Présentation de l'ouvrage.....	Page 1
I-2 –Caractéristique géométriques de l'ouvrage	Page 2
I-3 –Conception.....	Page 2
I-4 –Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	Page 9

CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments

II -2-Pré dimensionnement des Poutres	Page 18
II -1-Pré dimensionnement des Planchers	Page 21
II -3- Pré dimensionnement des Voiles	Page 25
II -4-Pré dimensionnement des Poteaux.....	Page 26

CHAPITRE III : Calcul des éléments

III-1-L'ACROTÈRE	Page 44
III-2-Les Planchers	Page 52
III-3- Console	Page 77
II-4- Dalle pleine	Page 85
III- 5- Les escaliers	Page 95
III-6- Salle machine	Page 115

CHAPITRE IV : Etude du contreventement

IV Etude du contreventement.....	Page
----------------------------------	------

CHAPITRE V : Modélisation et vérification des exigences du RPA

V-1- Modelisation.....	Page 145
V-1-2- Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003.....	Page 163

CHAPITRE VI : Ferrailages des éléments

V -1- Ferrailage des poteaux	Page 175
V -2- Ferrailage des poutres	Page 200
V -3- Ferrailage des voiles	Page 223

CHAPITRE VII : Mur plaque

VII –1- Pré dimensionnement du mur plaque	Page 236
VII –2- Contrainte de sollicitations	Page 239
VII-3-Ferrailage du mur plaque	Page 243

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

VIII-1-1-Choix et type de fondations	Page 252
VIII-1-2- Etude du radier général	Page 256
VI-1-3- Etude des nervures	Page 269

CONCLUSION GENERALE

Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, et la réhabilitation d'ouvrages et d'infrastructures urbaines. Leur rôle est de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchée par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement cruciales. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Notre projet, consiste en l'étude d'un bâtiment en R+7+S-SOL contreventer par des voiles et des portique, en plus d'un calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, s'en suit une étude dynamique de la structure, qui sera soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.7. Puis on passe au ferrailage des éléments structuraux, du radier et du mur plaque. Pour finir avec une conclusion générale.

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques pour le cas de ce projet à étudier. La géométrie du bâtiment et les propriétés des matériaux utilisés. Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur, à savoir le

règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99, CBA93, DTU et DTR

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude sismique et l'étude d'un bâtiment de 9 niveaux (R+7+SS) à usage multiple (habitation, commercial en RDC, parking en sous-sol), cet ouvrage est situé à **ORAN** (wilaya de Oran). Cette région est classée selon le RPA en zone de moyenne sismique « **zone IIa** ». Donc il appartient au groupe d'usage 2. Notre structure, proposée par le bureau d'étude technique & d'urbanisme, consiste à l'étude et calcul des éléments en béton armé composé :

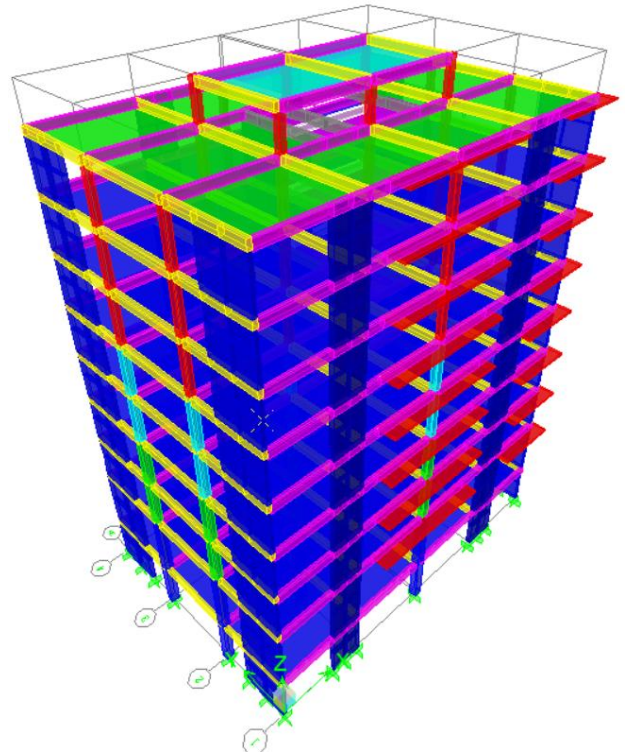
- Un sous-sol destiné à être comme un parking.
- Un rez-de-chaussée commercial.
- Étages courants à usage d'habitation.
- Deux cages d'escaliers
- une salle machine.
- Le dernier niveau :
 - Terrasse accessible.
 - Terrasse inaccessible.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan. D'après la classification des **RPA version 2003** :

- Groupe d'usage 2
- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).

I-1-1-Caractéristiques géométriques :

- Dimensions en élévation :
 - Hauteur totale.....28,56m
 - Hauteur d'un sous-sol.....3,06m
 - Hauteur du rez de chaussée.....4,08m
 - Hauteur de l'étage courant.....3,06m
- Dimensions en plan :
 - Longueur totale.....22,70m
 - Largeur totale.....16,20m



I-1-2-La conception de l'ouvrage :

Le bloc est partagé en deux parties essentielles

- La superstructure.
- L'infrastructure.

I-1-2-1.La superstructure :

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol ; elle contient plusieurs éléments.

a- Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques en béton armé :

- **Portiques** : ou bien des cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et horizontales. Et sont liés entre eux
- **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et horizontales. Et sont liés entre eux.

b- Les planchers :

Sont des aires planes généralement sont considérés comme des diaphragme rigides destinée à séparer les niveaux d'un bâtiment et supportent le revêtement et les surcharges assurant deux fonctions principales, fonction de résistance mécanique est d'isolation.

On distingue deux types de planchers dans notre structure :

- **Planchers en corps creux :**

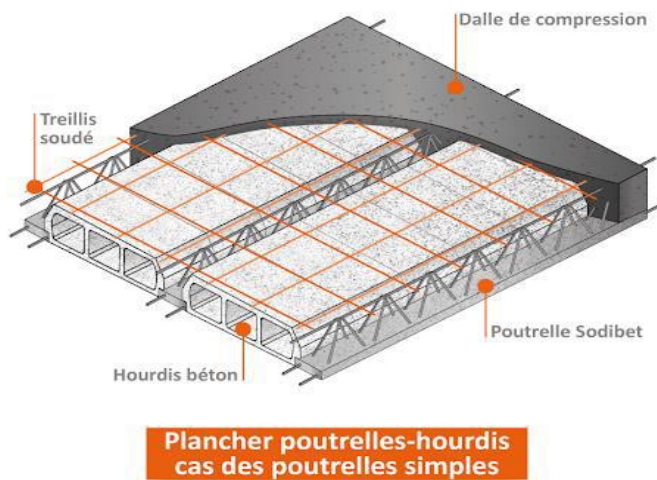


Figure I.1 : Plancher en corps creux.

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé avec des épaisseurs variant généralement de 16 à 30cm. leur utilisation se justifie par :

- Son isolation thermique et acoustique ;
- Son poids léger ;
- Son coût relativement faible par rapport à celui de la dalle pleine.

• Dalle pleine en béton armé :

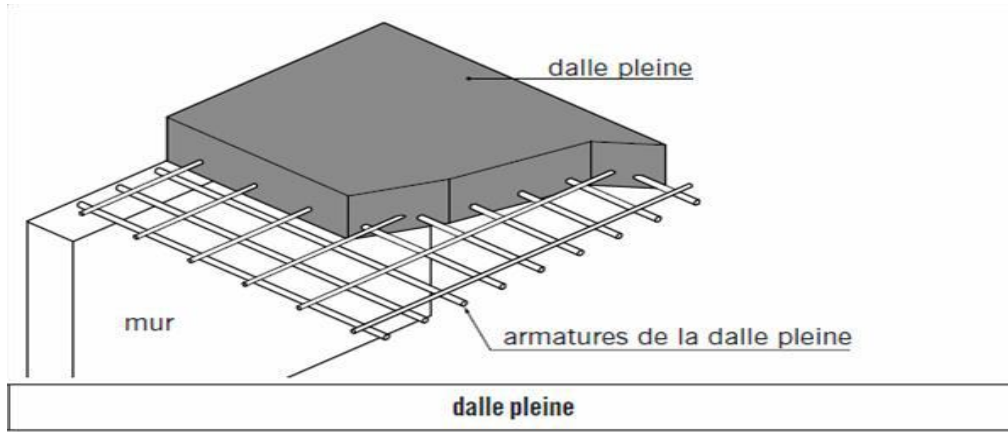


Figure I.2 : Dalle pleine

La dalle est une plaque horizontale dont l'épaisseur est faible par rapport à ses autres dimensions (épaisseur variant généralement de 8 à 20cm). La dalle pleine en béton armé sont prévues là où il n'est possible de réaliser des planchers en corps creux leur utilisation se justifie par :

- La présence des parkings aux sous-sols ou les charges ponctuelles des roues imposent une épaisseur de béton bien calculée ;
- Sa bonne tenue au feu ;
- Sa facilité d'exécution ;

c- Les escaliers :

Sont des éléments secondaires, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place. , il y a un seul type des escaliers utilisés dans ce bâtiment qui est :

Un escalier à deux volée et paliers inter étages (repos)

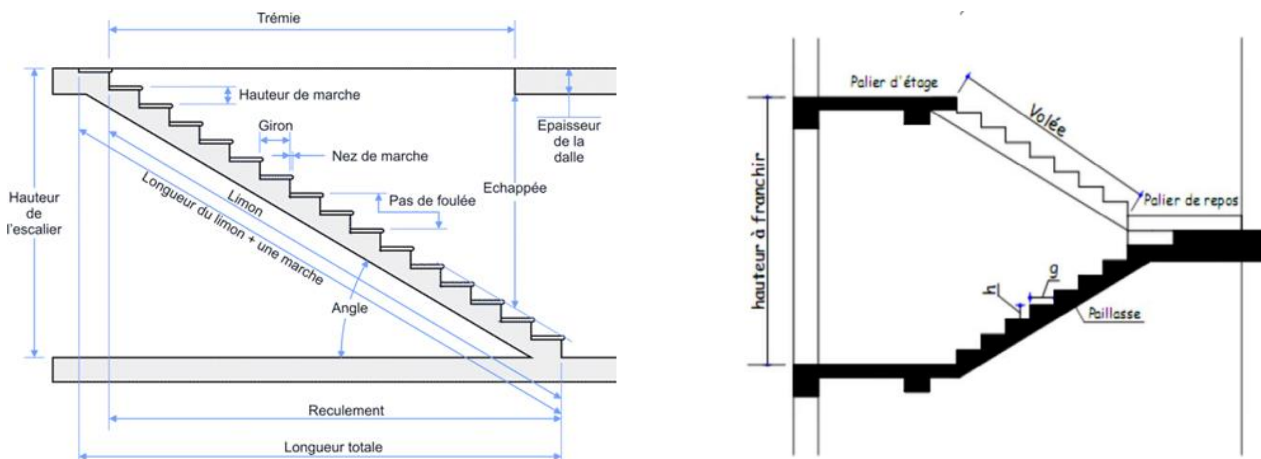


Figure I.3 : Principaux termes relatifs à un escalier.

d- La cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles en béton armé, coulée sur place. IL S'agit d'un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux de bâtiment sans avoir à utiliser les escaliers. Est composées essentiellement d'une cabine est sa machinerie. Notre structure comporte deux types d'ascenseur :

- Ascenseur à gaine maçonnée.
- Ascenseur panoramique.

e- La terrasse :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible est accessible ou même temps réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement compose de :

- Forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur a des chocs thermiques et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

f- Les voiles de contreventement :

Elément verticaux en béton arme, destines à reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

g- Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses.

Murs extérieurs : sont réalisées en briques creuses à doubles parois (cloison) séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique phonique, comportant des ouvertures pour les fenêtres à certains endroits.

MURS intérieurs :

Ils seront réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure

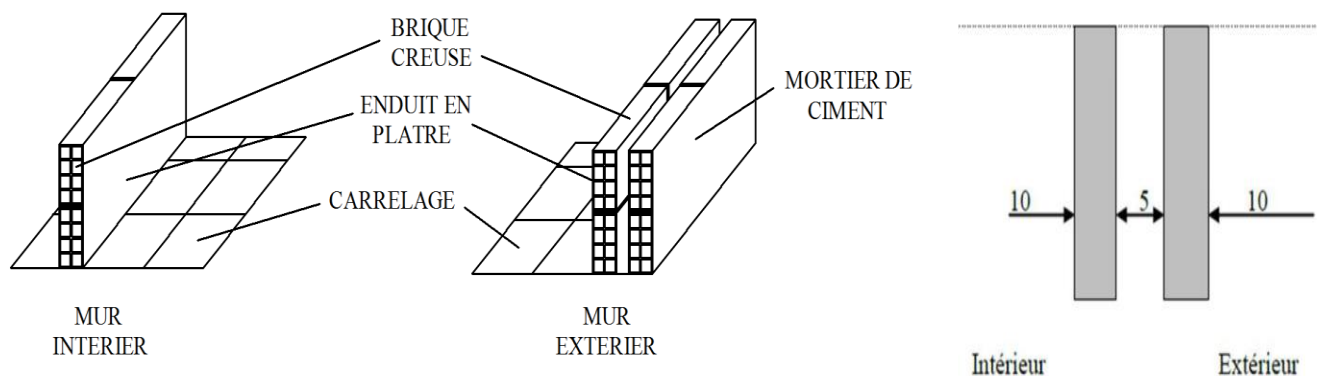


Figure I.4 : Mur en double et simple cloisons.

h- Revêtement :

- Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multicouche, isolation et une forme de pente de 1,5%
- Enduit extérieur : mortier du ciment de 3cm d'épaisseur pour le revêtement extérieur et les cages d'escaliers.
- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour les plafonds et pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et les cuisine qui sont revêtés par un mortier de ciment.
- Carrelage reposent sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Carreaux céramique pour les façades principales.

i- L'acrotère :

L'étage terrasse sera entouré par un acrotère de 60cm de hauteur d'épaisseur de 10cm. L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place, il joue le rôle de sécurité et de garde-corps. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

j- Le coffrage :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques (poutres – poteaux).

Ses avantages :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

k- Les consoles :

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

- Le bâtiment comporte un seul type de console en dalles pleines.

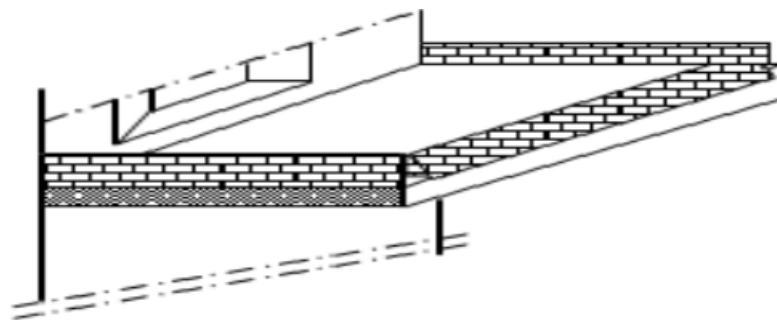


Figure I.5 : Vue d'une console.

I-1-2-1L'infrastructure :

C'est la partie de la construction située au-dessous du sol

➤ Fondations :

Sont les éléments qui se situent à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le type de fondation à choisir dépend de l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

On distingue deux types de fondations :

- Fondations superficielles :

Lorsque la profondeur des couche de terrain capable de supporter l'ouvrage est faible $D < 3\text{m}$: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- Fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain supportant l'ouvrage sont à une profondeur importante

$D/B > 6$ et $D > 3\text{ m}$: puits et pieux.

D : longueur de fondation enterrée dans le sol

B : largeur de la fondation ou diamètre

Réglementations et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- CBA 93.
- BAEL 91 modifié 99.
- DTR BC 2.2.
- RPA 99 version 2003.

I-2. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-2-1. Béton :

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible.

Un laboratoire spécialisé est chargé de fixer la composition du béton suite à des essais de résistance. La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0,5 cela pour limiter le retrait du béton.

Si **eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.

Si **eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

Dans les cas courants le ciment utilisé est de classe 325 (CPA 325). Le béton utilisé est dosé à 350kg/m³ de ciment.

Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton afin de résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul de remplir ce rôle.

I-2-1-1. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge notée (**fc28**). Elle est obtenue par des essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques d'une hauteur double à son diamètre (H = 32cm, Ø = 16 cm)

* La résistance du béton augmente avec le temps :

- A 1 j le béton atteint 15 % de sa résistance
- A 3 j ___ 50%
- A 7 j ___ 70%
- A 14 j ___ 80%
- A 21 j ___ 90%
- A 28 j ___ 99%

Pour les chantiers faisant objet d'un contrôle régulier, le B.A.E.L 91 indique que cette Résistance est évaluée comme suit (**Art. A.2. 1.1.1 B.A.E.L 91**).

dans notre projet

on prend $f_{c28} = 25$ MPa pour $j \leq 28$.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 60$$

I-2-1-2. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la Résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

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

I-2-1-3. Le module de déformation:

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} f_{cj}$$

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules:

a)-Module de déformation longitudinale :

- **Instantanée:** $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [Mpa] (**Art A-2.1, 21BAEL91 modifié99**).

Pour la durée d'application de contraintes normales est inférieur à 24 heures.

- **Différée:** $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (**Art A-2.1,2.2 BAEL91 modifié99**).

Pour les charges de longues durées d'application.

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

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours ; } f_{c28}=25 \text{ MPa} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 1081886 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

b)-Module de déformation transversale:

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99})$$

Avec :

E : module de Young

ν : coefficient de poisson

I-2-1-4.Coefficient de poisson:

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$. Il sera pris égal à:.....[art A.2.1,3/BAEL 91 modifié 99]

$\nu=0$à l'état limite ultime [ELU].(pour calcules les sollicitations).

$\nu=0,2$à l'état limite de service [ELS].(pour calcules les déformations).

I-2-1-5.fluage de béton :

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_\infty + 3.E_i$

I-2-1-6.Contraintes limites:

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

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.

➤ États limites (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

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

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité partiel : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ Situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ Situation accidentelle} \end{cases}$
- θ : dépend de la durée d'application des charges

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ pour } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 \text{ pour } 1 < t < 24\text{h} \\ \theta = 0.85 \text{ pour } t < 1\text{h} \end{cases}$$

- 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 dans la figure suivante :

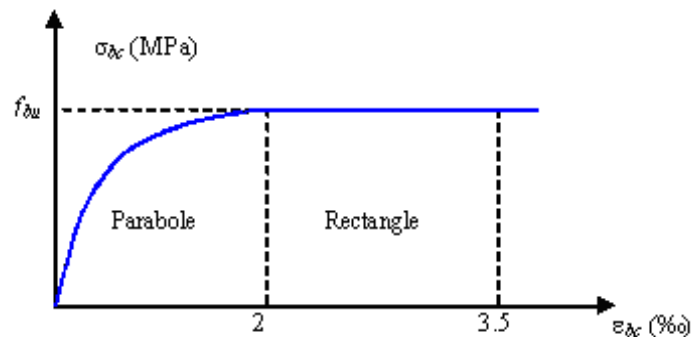


Figure I-5: Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU

➤ 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:

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, Art.A.4.5.2})$$

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

❖ Diagramme Contraintes – Déformations du béton :

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

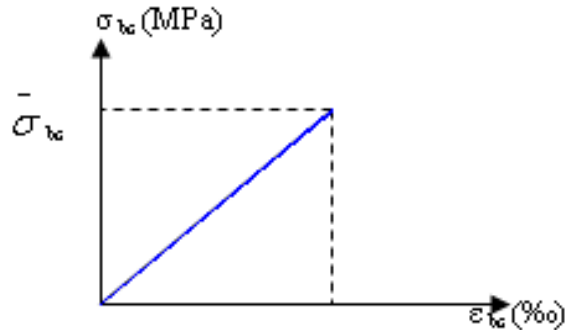


Figure I-6 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS

- Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :

❖ Fissuration peu nuisible:

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

❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:

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

I-2-1-1. Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ S'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

I-2-2.L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton

Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute Adhérence).

I-2-2-1. Types d'aciers :

On distingue 4 types d'actions pour armatures, du moins au plus écroui :

- **Les aciers doux :** Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.
- **Les aciers durs, type I:** Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14% ce sont les aciers à haute adhérence de type **I**.
- **Les aciers durs, type II :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12% Ce sont les aciers à haute adhérence de type **II**.
- **Les aciers fortement écrouis :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8% Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur biques.

Barres lisses	Φ	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Tableau I.1 : principales caractéristiques des aciers

Barres (tous diamètre)			
Lisses		HA	
Ψ_s	1	1,5	
η	1	1,6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
Ψ_s η	TSL	TSHA	
		$\phi < 6\text{mm}$	$\phi \geq 6\text{mm}$
	1	1,5	1,5
1	1,3	1,6	

I-2-2-1 Module d'élasticité :

A L'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

Le module d'élasticité longitudinal E_s est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.2.1/BAEL91/Modifié99})$$

- Coefficient de poisson des aciers :

$$\nu = 0.2$$

Contraintes limites :

- Contrainte limite ultime (ELU)

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.2.2.1/BAEL91/Modifié99})$$

Avec :

σ_{st} : contrainte admissible d'élasticité de l'acier

F_e : limite d'élasticité

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_s = 1.00 \text{ situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ situation courante} \end{cases}$$

$$\text{Pour } f_e = 400 \text{ MPa : } \begin{cases} \sigma_{st} = 400 \text{ MPa situation accidentelle} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa situation courante} \end{cases}$$

➤ **Diagramme contraintes _ déformations de l'acier :**

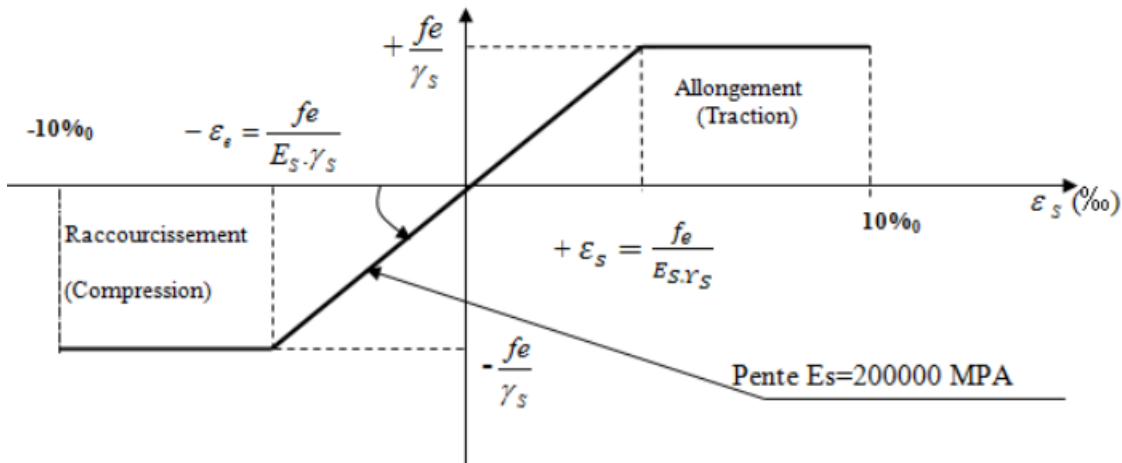


Figure I.7: Diagramme contraintes – déformation dans les aciers

➤ **Contrainte 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 préjudiciable: (peu nuisible)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible dans le cas des éléments intérieurs (poteaux, poutres..) où aucune vérification n'est nécessaire

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

❖ **Fissuration préjudiciable :**

C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_{st} = \min \left(\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ [MPa] } \right) \quad \text{(BAEL 91 Art. A.4.5.3.3)}$$

Avec :

$$\eta = \text{Coefficient de fissuration : } \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les RL et les TS} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA si } \varnothing \leq 6\text{mm} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les HA si } \varnothing \geq 6\text{mm} \end{cases}$$

❖ **Fissuration très préjudiciable :**

C'est le cas des milieux agressifs (eau de mer, atmosphère marine ou aux gaz)

$$\sigma_{st} = \min \left(\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL 91 Art. A.4.5.3.4})$$

I-2-2-2- Protection des armatures (Art A .7-24 B.A.E.L.91) :

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

On adopte les valeurs suivantes :

3 ≥ C ≥ 5 cm : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres

Atmosphères très agressives telles que les industries chimiques.

2 ≥ C ≥ 3cm : pour les parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des Condensations.

1 ≥ C ≥ 2cm : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.

C ≤ 1cm : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Dans notre cas on prend :

C=5 pour les éléments extérieurs.

C=3 pour l'élément intérieur.

I-2-2-3-Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\phi_l \leq h/10$.

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_l ; b_0/10).$$

b_0 : largeur de l'âme.

CONCLUSION :

Après avoir fait une description de notre structure dans ce premier chapitre, et avoir présenté les matériaux importants qui vont la constituer, nous pouvons passer au pré-dimensionnement des éléments dans le chapitre qui suit.

Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure, et les matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous précéderons dans ce chapitre au Pré –dimensionnement qui nous permet de déterminer les différentes dimensions des éléments porteurs de la structure tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

Afin d’assurer la bonne résistance de la construction, Ce pré dimensionnement ce fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99
- LE BAEL 91
- Le DTR

II Pré- dimensionnement des éléments :**II.1 Les poutres:**

Sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, coulés sur place dont le rôle est l’acheminement des charges et des surcharges des plancher aux éléments verticaux (poteaux et voiles), elles assurent aussi la fonction de chaînage

On distingue :

- Des poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Des poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement de ces dernières se fera selon le CBA 93 et les vérifications selon le RPA 2003.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre :

a) Poutres principales (P P) :

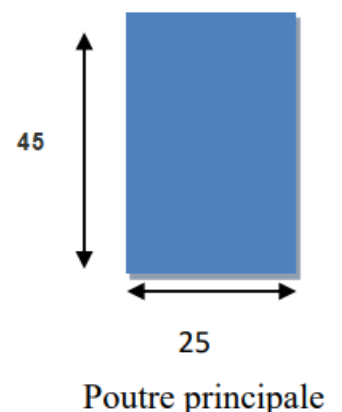
Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon la (Art A.4.14BAEL 91) et le (CBA93) leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche).}$$

$$L_{\max} = 568 - 25 = 543 \text{ cm}$$

$$\frac{543}{15} \leq h \leq \frac{543}{10}$$

$$36,2 \leq h \leq 54,3$$



soit : $h_{pp} = 45\text{cm}$

Avec : L_{\max} : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis

h : Hauteur de la poutre principale.

La largeur (b) est comprise entre (0.3 à 0.7) (BAEL 91)

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$18 \leq b \leq 31,5$$

On prend $b = 25\text{cm}$

Avec b : largeur de la poutre

Donc adopte pour une section rectangulaire : $(b_{pp} \times h_{pp}) = (25 \times 45)\text{cm}^2$

b) Poutre secondaire(PS)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur pré dimensionnement se fait selon la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq b \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche).}$$

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis.

h_{ps} : Hauteur de la poutre secondaire.

$$L_{\max} = 550 - 25 = 525\text{cm}$$

$$\frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10}$$

$$35 \leq h \leq 52,5$$

On prend : $h_{ps} = 45\text{cm}$

La largeur (b) est comprise entre (0.3 à 0.7) h_{ps}

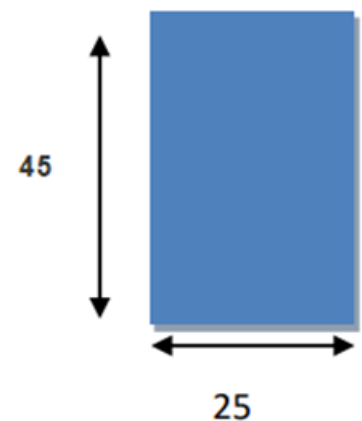
$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$18 \leq b \leq 31,5$$

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

Avec b : largeur de la poutre

Donc adopte pour une section rectangulaire : $(b_{pp} \times h_{pp}) = (25 \times 45)\text{cm}^2$



Poutre secondaire

c) Poutre de chaînage(PC) :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- L'épaisseur :

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

$$\frac{L}{15} = \frac{550 - 25}{15} = 35\text{cm} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{550 - 25}{10} = 52\text{cm}$$

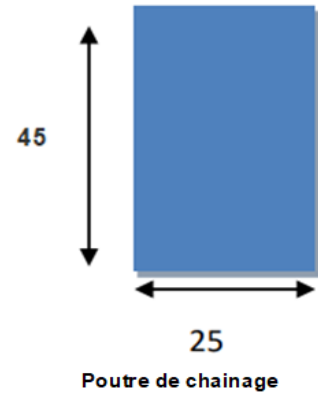
On adopte une hauteur $h=45$

- La largeur :

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

$$0,4 \times 45 = 18 \leq b \leq 0,7 \times 45 = 31,5 \quad \text{On adoptera une largeur } b=25\text{cm.}$$

Donc adopte pour une section rectangulaire : $(b_{pp} \times h_{pp}) = (25 \times 45)\text{cm}^2$



d) poutre palière:

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paille, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Pré-dimensionnement :

- La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

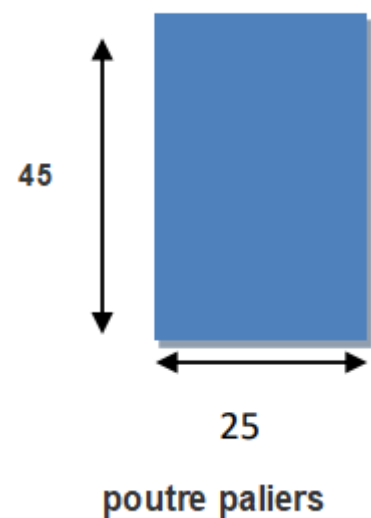
$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{L}{15} = \frac{425 - 25}{15} = 26,67\text{cm} \leq h_t \leq \frac{L}{10} = \frac{425 - 25}{10} = 40\text{cm}$$

On prend $h_t = 35\text{cm}$

- La largeur b est donnée par la relation suivante :

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



$0,4 \times 35 = 14 \leq b \leq 0,7 \times 35 = 24,5$ On adoptera une largeur $b = 25 \text{ cm}$.

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées du RPA

Condition	Poutres principales [cm]	Poutres secondaires	Poutres de chainages	Poutres paliers	Vérification
$h \geq 30$	45	45	45	35	Vérifiée
$b \geq 20$	25	25	25	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.8	1.8	1,8	1,4	Vérifiée
$b_{\max} \leq 1.5h + b$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	/

Conclusion :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- ✓ Poutre principales $(25 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutre secondaires $(25 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutre chainage $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✓ Poutre palière $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

II.2 Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux niveaux consécutifs

D'un bâtiment, ils ont pour fonctions de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal. Ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres, qui les transmettent à leur tour aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.

Dans notre projet on trouve :

- Planchers corps creux.
- Dalle pleine

II.2.1 Plancher en corps creux :

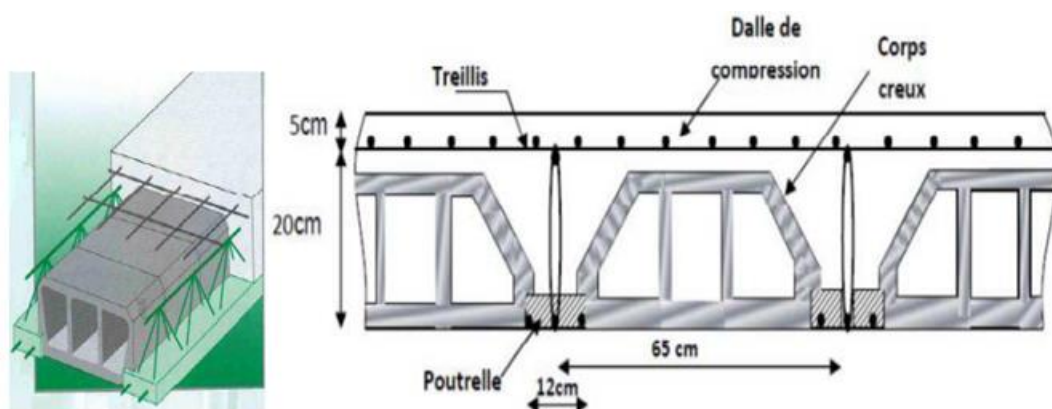


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, elle repose sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée et supportant les revêtements et surcharges

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22.5} \dots \dots \dots (\text{Art.6.8, 424 /BAEL91 modifier 99}).$$

Avec :

h_t : épaisseur de plancher.

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

Dans notre cas, nous avons : $L_{max} = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$.

$$h_t \geq \frac{550 - 25}{22.5} \geq 23.54 \text{ cm}$$

on prend : $h_t = 25 \text{ cm}$.

On optera pour un plancher de hauteur 25cm. Soit (20+5) cm.

II.2.2 Plancher en dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions, Ils reposent avec ou sans continuité sur 1,2,3 ou 4 appuis. Constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

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

Par les 3 conditions précédentes :

❖ Résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure soit au moins 2 heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à 2 heures, donc on a : $e = 15 \text{ cm}$

❖ Isolation acoustique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

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

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

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm.} \rightarrow e \geq 14 \text{ cm.}$$

❖ Résistance à la flexion :

$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow$ pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30} \rightarrow$ pour une dalle sur deux appuis $\rho < 0.4$.

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \rightarrow$ pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$.

Notre projet comporte deux types de dalle pleine :

- Dalle sur un seul appuis.
- Dalle sur trois appuis.

a) Dalle sur un seul appuis : (console)

Dans le présent projet, la dalle est considérée comme une console encastrée.

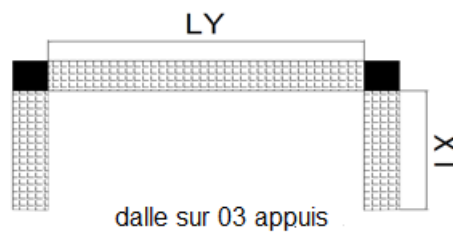
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{90}{430} = 0,20 < 0,40 \quad e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{90}{20} = 4,5$$

l_x : petite portée de la dalle considérée.

l_y : grande portée de la dalle considérée.

b) Dalle sur trois appuis

$$\rho = \frac{280}{310} = 0,9 > 0,4 \rightarrow \frac{280}{45} \leq e \leq \frac{280}{40} \rightarrow 6,22 \leq e \leq 7$$



On opte l'épaisseur de la dalle pleine une épaisseur de : $e = 15\text{cm}$.

II.3 Les voiles de contreventement:

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99V2003 les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Ses rôles :

- Reprendre une partie des charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Participer au contreventement.
- Assurer une isolation acoustique.
- Assurer une protection contre l'incendie.

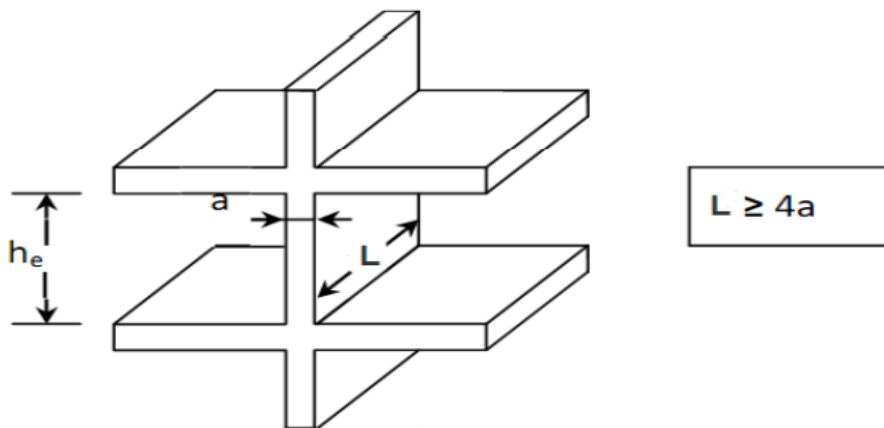


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation.

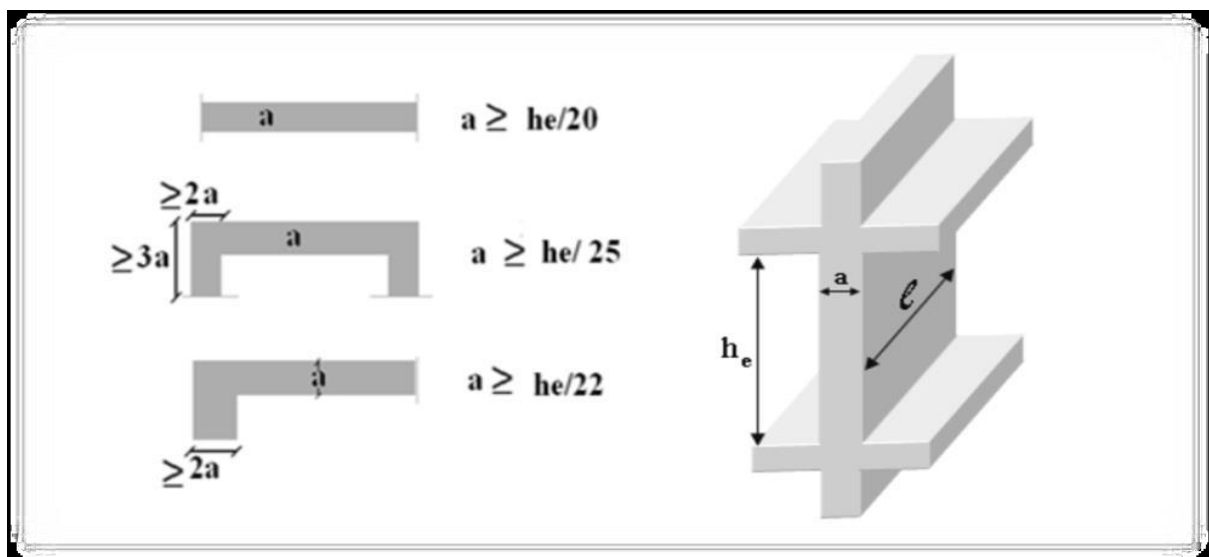


Figure II.3 Différent type de voile

RPA99/2003(Article7.7.1)

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h) et des conditions de rigidité à l'extrémité $a = \frac{h_e}{20}$

Avec: h_e : Hauteur libre d'étage ; a : épaisseur du voile.

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

✓ pour le RDC : $h_e = h - e_{\text{dalle}}$ avec e_{dalle} : épaisseur de la dalle =25cm

	RDC [cm]	Etage courant [cm]
h_e	408-25=383	306-25=281
A	19,15	14,05

Conclusion :

L'épaisseur des voiles à prendre dans les calculs sont comme suit : $e = 25\text{cm}$. Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

$$L_{\min} \geq 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$$

II.4 Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armature incorporée, on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitations, c'est pourquoi le pré dimensionnements des poteaux se fait sous l'effet normal ultime de compression. Son rôle est de stabiliser la structure et de transmettre les charges et les surcharges verticales et horizontales aux fondations. La combinaison des charges et surcharges à **L'ELS** sera exprimée par la relation suivante :

$$NS = G + Q$$

Avec :

NS : l'effort de compression revenant au poteau le plus sollicité, il sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL91/99**

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

Le (**RPA 99/2003, A.7.4.1**)

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99version2003/Art7.4.1})$$

Les étapes à suivre dans les pré-dimensionnement des poteaux sont :

- ✓ détermination des charges et des surcharges.
- ✓ descente de charge.
- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calculer la surface d'influence
- Détermination des poids propres des éléments
- Les surcharges d'exploitation
- Calculer la surcharge d'exploitation cumulée selon la loi de dégradation des charges
- ✓ Pré-dimensionnement des poteaux
- ✓ vérification (à l'exigence de RPA99/2003, au flambement).

1) Détermination des charges permanentes des éléments

a) Plancher : (Étage courant)

a.1) plancher corps creux :

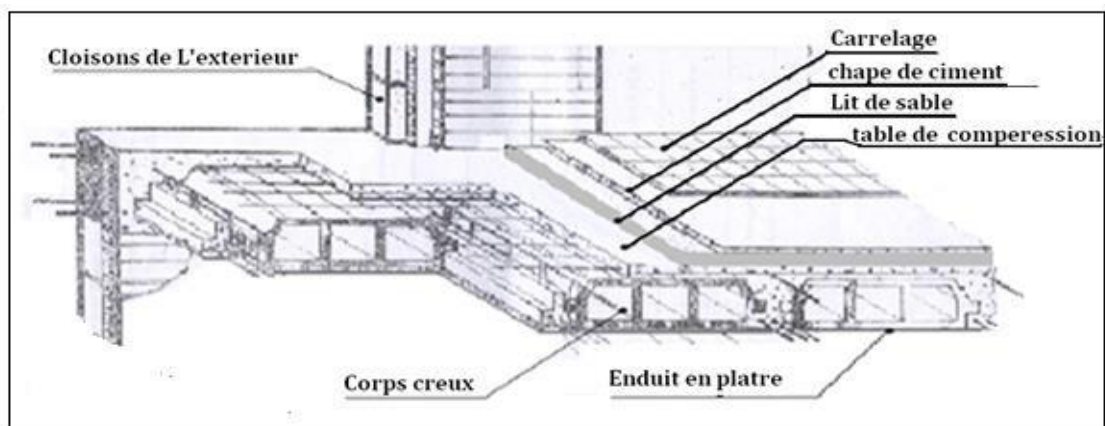


Figure.II.4 : Plancher corps creux.

N°	Élément	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseurs e (m)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtements carrelage	20	0,02	0,40
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle en corps creux	/	(0,20+0,05) = 0,25	3,30
5	Enduit plâtre	10	0,02	0,20
6	Cloison de séparation	/	10	1
$G_T = 5,66(\text{KN/m}^2)$				

Tableau II.2 : Charges permanentes corps creux.

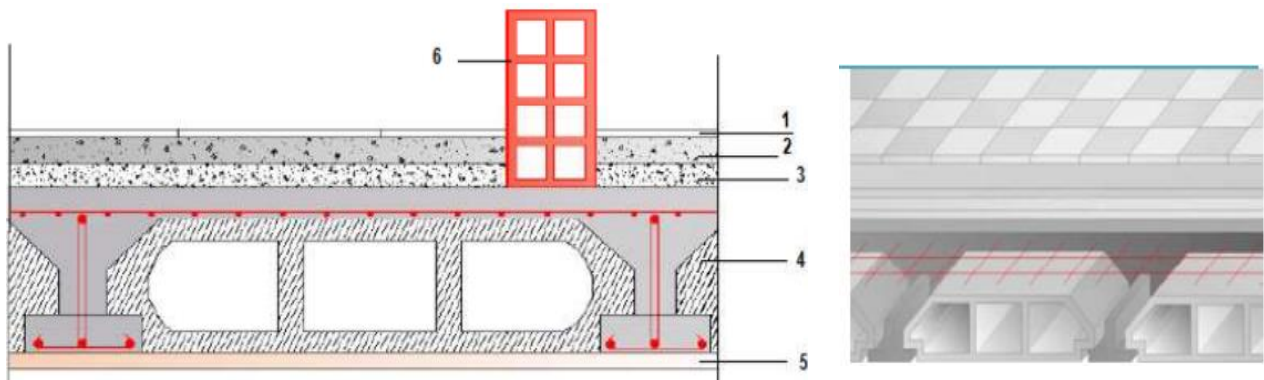


Figure II.5: Coupe verticale d'un plancher à corps creux de niveau courant.

➤ **Plancher terrasse inaccessible:**

Pour ce type de plancher, nous avons les descentes des charges suivantes :

- Plancher terrasse (inaccessible) :

N°	Élément	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseurs e (m)	Charges (KN/m ²)
1	Gravier roulé	20	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton	22	0,06	1,32
4	Feuille de polyane	1	0,01	0,01
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Dalle en corps creux	/	(0,20+0,05) =0,25	3,30
7	Enduit sous plafond	0,12	10	0,20
$G_{TOT} = 6,11(KN/m^2)$				

Tableau II.3 : Charges permanentes plancher terrasse inaccessible

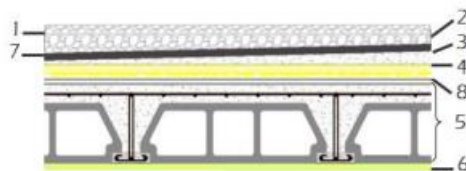


Figure.II.6 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

➤ **Plancher terrasse accessible:**

Pour ce type de plancher, nous avons les descentes des charges suivantes :

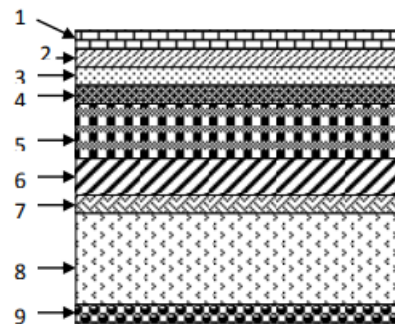


Figure II.7 : Coupe transversale du plancher terrasse accessible.

N°	Élément	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseurs e (m)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtements carrelage	20	0,02	0,40
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle en corps creux	/	(0,20+0,05) = 0,25	3,30
5	Enduit plâtre	10	0,02	0,20
6	Forme de pente (2%)	22	10	2,2
7	Isolation thermique en liège	4	2	0,08
$G_T = 6,94$ (KN/m²)				

Tableau II.4 : Charges permanentes terrasse accessible.

a.2) planchers dalles pleines :

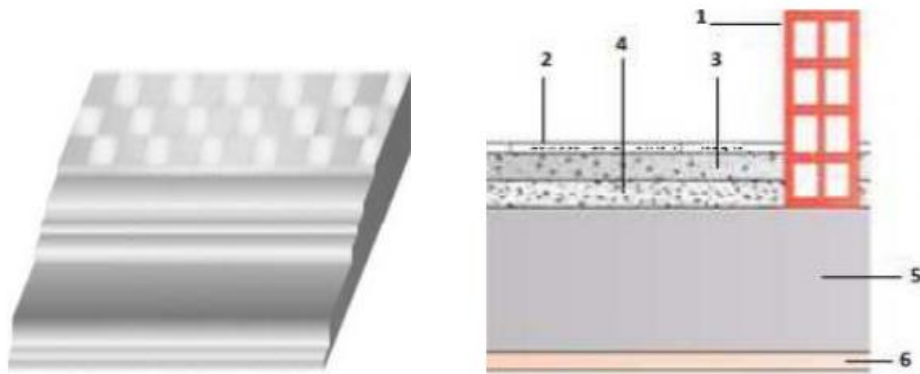


Figure II.8: Coupe verticale d'un plancher en dalle pleine de niveau courant

Éléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseurs e (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtements carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	19	0,2	3,38
Dalle en béton armé	25	0,15	3,75
Enduit ciment	20	0,02	0,40
Gt=5,33(KN/m			

Tableau II.5 : charges permanentes dalle pleine

b) Maçonnerie :

b.1) murs extérieurs :

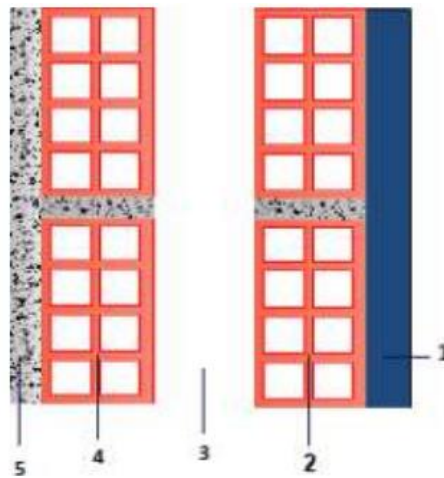


Figure II.9: Coupe vertical d'un mur extérieur.

N°	Éléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseurs e (m)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	20	0,02	0,40
2	Cloison en brique (8trous)	9	0,10	0,90
3	LAME d'aire	/	0,05	/
4	Cloison en brique creuses (12trous)	8,67	0,15	1,30
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	10	0,02	0,20
$G_T = 2,80$ (KN/m ²)				

Tableau II.6 : charges permanentes murs extérieurs.

C.1) murs intérieur

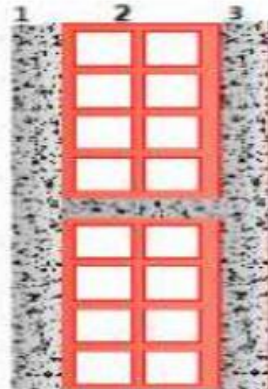


Figure II.10 : Coupe vertical d'un mur intérieur

N°	Éléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseurs e (m)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	20	0,02	0,20
2	Cloison en brique (8trous)	9	0,10	0,90
3	LAME d'aire	10	0,02	0,20
$G_{TOT} = 1,3 \text{KN/m}^2$				

Tableau II.7 : charges permanentes murs intérieurs.

Surcharges d'exploitation < Q > : Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2. dans le tableau suivant :

Élément	Surcharge (Q) (KN/m ²)
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher terrasse accessible	1.50
Plancher étage courant	2.50
Escalier	2.50
Loggia	1.50
Balcons	3,5

Tableau II.8 : Surcharge d'exploitation des différents éléments secondaires.

Remarque :

Après avoir calculé les différentes charges revenant aux poteaux les plus représentatifs, nous avons pu déterminer le poteau D2 comme étant le poteau le plus sollicité, et sa section sera déterminée après l'application de la méthode de descente de charge.

2) Descente de charges

○ Charge et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est on effectuera la descente de charge aux poteaux plus sollicité qui est souvent a la plus grande surface afférente ou à côté de la cage d'escaliers. Dans notre cas le plateau le plus sollicité et situé dans l'axe (2, D).

Calculer la surface d'influence :

Section nette :

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

Avec

$$S_1 = 267,5 \times 247,5 = 66206,25 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = 271,5 \times 247,5 = 67196,25 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = 267,5 \times 262,5 = 70218,75$$

$$S_4 = 271,5 \times 262,5 = 71268,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'ou : } S_T = 274889,5 \text{ cm}^2 = 27,49 \text{ m}^2$$

Section brute:

$$S_b = 564 \times 535 = 301740 \text{ cm}^2 = 30 \text{ m}^2$$

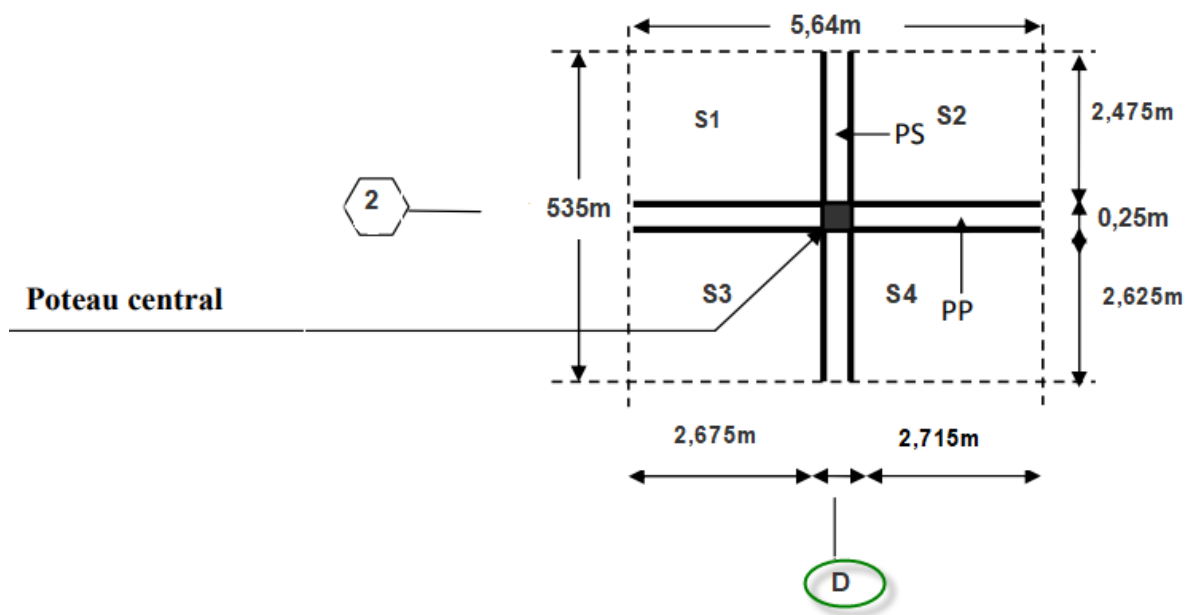


Figure II.11 : Surface d'influence du poteau <<D2>>

○ **Calcul des poids propres des éléments :**

1) **Les plancher :**

$$P_{\text{plancher}} \times S$$

a) Etages courant :

$$P = 5,66 \times 27,49 = 155,593 \text{ KN}$$

$$P = 155,593 \text{ KN}$$

b) Plancher terrasse :

$$P_{\text{terrasse}} = 6,11 \times 27,49 \text{ KN}$$

$$P_{\text{terrasse}} = 167,96 \text{ KN}$$

2) **Les poutres :**

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec :

P : le poids volumique du béton égale à 25 KN/m^3

L : la longueur de la poutre

a) Les poutres principales (25×45) cm²

$$P_{pp} = (0,25 \times 0,45 \times 25) \times (2,625 + 2,475)$$

$$P_{pp} = 14,344 \text{ KN}$$

b) Les poutres secondaires (25× 45) :

$$P_{p,p} = (0,25 \times 0,45 \times 25) \times (2,675 + 2,715)$$

$$P_{p,p} = 15,16 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres :

$$P_{\text{poutres}} = 15,16 + 14,344 = 29,504 \quad \mathbf{P_{\text{poutres}} = 29,504 \text{ KN}}$$

3) Les poteaux :

$$P_{\text{poteaux}} = S \times \rho \times h_e$$

Avec :

S : C'est la section des poteaux zone (IIa) $\geq 25 \text{ cm}$ (RPA99/2003).

P : le poids volumique du béton égale à 25 KN/m^3

h_e : la hauteur des étages.

Le poids de poteau RDC :

$$P_{\text{poteaux}} = S \times \rho \times h_e$$

$$P_{\text{poteaux}} = (0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08) = 6,375$$

$$\mathbf{P_{\text{poteaux}} (\text{RDC}) = 6,375 \text{ KN}}$$

Le poids des poteaux des étages courants + sous-sol :

$$P_{\text{poteaux}} = S \times \rho \times h_e$$

$$P_{\text{poteaux}} = (0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06) = 4,781$$

$$\mathbf{P_{\text{poteaux}} (\text{étage courant}) = 4,781 \text{ KN}}$$

• Les surcharges d'exploitation :

✓ **Plancher terrasse :**

▪ **Terrasse accessible :** $Q_{0a} = 1,50 \times 27,49 \text{ m} = 41,235 \text{ KN}$.

▪ **Terrasse inaccessible :** $Q_{0b} = 1,00 \times 27,49 \text{ m} = 27,49 \text{ KN}$.

- **On opte pour le cas le plus défavorable :** $Q_0 = 41,235 \text{ KN}$.

✓ **Plancher étages courant + :** $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1,5 \times 27,49 \text{ m} = 41,235 \text{ KN}$

✓ **Plancher S-SOL :** $Q_8 = 2,5 \times 27,49 \text{ m} = 68,725 \text{ KN}$

La loi de dégression des charges :

La loi de dégression des surcharges s’applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d’étages est supérieur ou égale à 5. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Par ailleurs lorsque la charge d’exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d’exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous

Q₀ : surcharge d’exploitation à la terrasse.

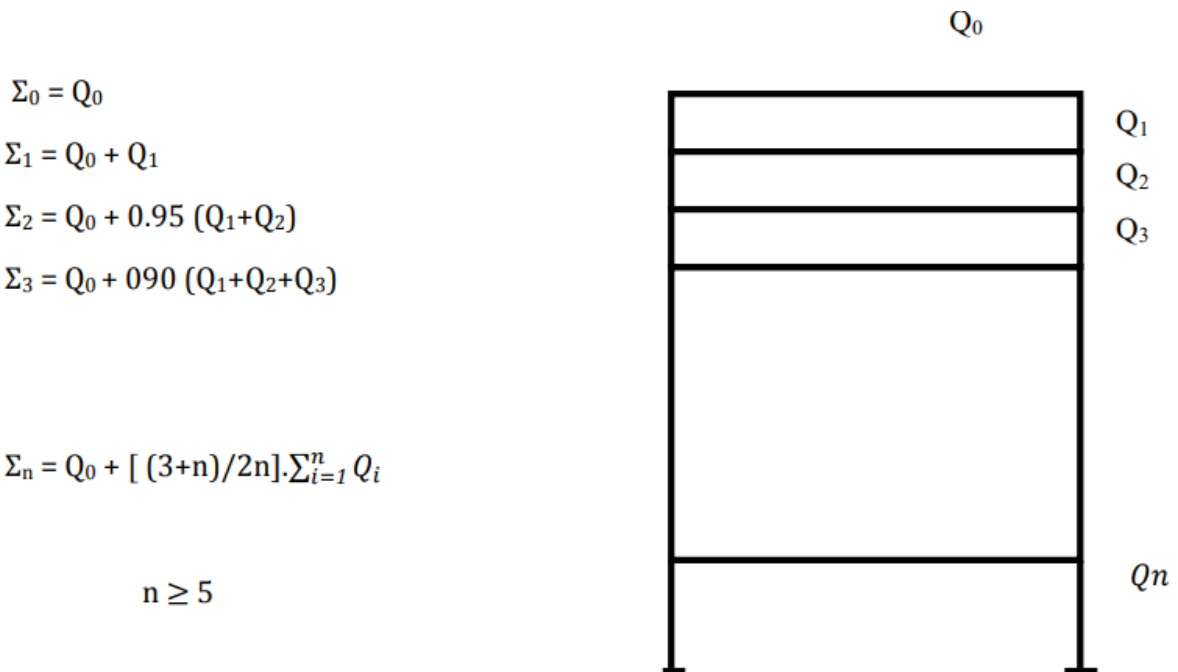
Q_i : surcharge d’exploitation de l’étage i.

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

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

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu’à 0,5Q, valeur conservée pour les étages inférieurs

Suivant (D’après le DTR BC 2.2(4) (ART 6.3), ce qui est le cas du présent ouvrage.



$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

$$Q_0 = 41,235 \text{KN}$$

$$Q_{1-7} = 41,235 \text{KN}$$

$$Q_8 = 68,725 \text{KN}$$

Coef30.60fficients de dégression des surcharges :

N°	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Niveau	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-sol
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68

Tableau II.9 : Les valeurs de coefficient $(3+n/2n)$ **Les surcharges cumulées :**

Niveau	Les surcharges cumulées :
Terrasse	$Q_0=41,235\text{KN}$
06	$Q_0+ Q_1 =41,235+41,235 = 82,47\text{KN}$
05	$Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2) = 41,235+ 0,95(2\times41,235)= 119,582\text{KN}$
04	$Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 41,235+ 0,90(3\times41,235)=152,569\text{KN}$
03	$Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4) = 41,235+0,85(4\times41,235)= 181,434\text{KN}$
02	$Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5) = 41,235+ 0,80(5\times41,235)= 206,175\text{KN}$
01	$Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 41,235+ 0,75(6\times41,235)=226,792 \text{KN}$
RDC	$Q_0+ 0,71(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7) = 41,235+ 0,71(7\times41,235)=246,173\text{KN}$
S/SOL	$Q_0+ 0,68(Q_1 + Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) =41,235+0,68(7\times41, 235+68,725)$ $=284,247\text{KN}$

NI V	Charges permanentes [KN]					Surcharges D'exploitation [KN]		Effort normal $N_s =$ $G+Q$ [KN]	Section de poteau [cm ²]	
	PLANC HER	POUTR E	POTEA UX	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_{pi}	Q_{cum} ulee		Section trouvée $S=N/0.3f$ c28	Section adoptée
9	167,96	29,504	4,781	202,24 5	202,24 5	41,235	41,2 35	243,48	253,313	30×35
8	155,593	29,504	4,781	189,87 8	392,12 3	41,235	82,4 7	474,59 3	494,35	30×35
7	155,593	29,504	4,781	189,87 8	582,00 1	41,235	119, 582	701,58 3	731,296	30×35
6	155,593	29,504	4,781	189,87 8	771,87 9	41,235	152, 569	924,44 8	964,149	35×40
5	155,593	29,504	4,781	189,87 8	961,75 7	41,235	181, 434	1143,1 91	1192,910	35×40
4	155,593	29,504	4,781	189,87 8	1151,6 35	41,235	206, 175	1357,8 1	1417,58	40×45
3	155,593	29,504	4,781	189,87 8	1341,5 13	41,235	226, 792	1568,3 05	1638,157	40×45
2	155,593	29,504	6,375	189,87 8	1531,3 91	41,235	246, 173	1777,5 64	1859,633	45×50
1	155,593	29,504	4,781	189,87 8	1721,2 69	41,235	284, 247	2005,5 16	2097,532	45×50

Tableau II.10 : récapitulatif de la descente de charge.

Vérification des sections selon RPA 99(Art 7.4.1) :

- Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.
 - Les dés de calage sont interdits.
 - Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow$ en **zone I et IIa**
 - ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow$ en **zone IIb et III**
 - ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
 - ✓ $\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4$

Niveau	Poteaux cm ²	Conditions RPA	Valeurs calculées	Vérifications
Terrasse +6 ^{eme} et 5eme Niveau	30×35	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 25 \text{ cm}$	CV
		$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$306/20 = 15.3 < 25$	CV
		$\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4$	$\frac{1}{4} < 30/35 < 4$	CV
4 ^{eme} + 3 ^{eme} Niveau	35×40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$	CV
		$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$306/20 = 15.3 < 30$	CV
		$\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4$	$\frac{1}{4} < 35/40 < 4$	CV
2 ^{eme} + 1 ^{er} Niveau	40×45	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm}$	CV
		$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$306/20 = 15.3 < 45$	CV
		$\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4$	$\frac{1}{4} < 40/45 < 4$	CV
RDC + SOUS- SOL	45×50	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm}$	CV
		$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$408/20 = 20.4 < 45 \text{ RDC}$	CV
		$\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4$	$\frac{1}{4} < 45/50 < 4$	CV

Tableau II.11 : Vérification des sections selon RPA99 (Art 7.4.1)

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- Sous-sol- RDC : (45×50) cm².
- 1^{er} et 2^{eme} étage : (40×45) cm².
- 3^{eme} et 4^{eme} étage : (35×40) cm².
- 5^{eme} et 6^{eme}, 7^{eme} étage : (30×35)cm²

Vérification de la résistance des poteaux au flambement:

Lorsque une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie) ; c'est le flambement.

Celui instabilité dépend de :

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

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{ (BAEL91, B.8.3)}$$

Avec : L_f :Longueur de flambement d'un poteau ($l_f=0.7l_0$) (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91)

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

l_0 : Longueur libre de poteau.

I : Moment d'inertie du poteau : ($I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$; $I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$)

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

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} \text{ Ou } \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = \frac{0.7 \times L_0 \sqrt{12}}{b}$$

Finalemnt : $\lambda = 2.425 L_0/b$

Condition	Niveau	poteau	h_0 (m)	b (m)	Λ	Vérification
$\lambda=2.425h_0/b$	Sous-sol	(45 × 50)	3.06	0.45	16.49	✓
$\lambda=2.425h_0/b$	RDC		4.08	0.45	21.99	✓
$\lambda=2.425h_0/b$	1 ^{er} étage	(40 × 45)	3.06	0.40	18.55	✓
$\lambda=2.425h_0/b$	2 ^{eme} étage		3.06	0.40	18.55	✓
$\lambda=2.425h_0/b$	3 ^{eme} étage	(35 × 40)	3.06	0.35	21.20	✓
$\lambda=2.425h_0/b$	4 ^{eme} étage		3.06	0.35	21.20	✓
$\lambda=2.425h_0/b$	5 ^{eme} étage	(30 × 35)	3.06	0.30	24.735	✓
$\lambda=2.425h_0/b$	6 ^{eme} étage		3.06	0.30	24.735	✓
$\lambda=2.425h_0/b$	7 ^{eme} étage		3.06	0.30	24.735	✓

✚ La condition d'élanement $\lambda \leq 50$. Est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Remarque :

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est Recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles afin de privilégier la rupture au Niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la Section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

Conclusion :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 25\text{cm} (20+5)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e=15\text{cm}$
Epaisseur des voiles		$a=25\text{cm}$
Sections des poutres	Poutres principales	(25×45)
	Poutres secondaires	
	Poutres de chainages	(25×35)
	Poutre palière	(25×35)
Sections des poteaux	S- sol RDC	(45×50)
	1 ^{er} étage	(40×45)
	2 ^{eme} étage	
	3 ^{eme} étage	(35×40)
	4 ^{eme} étage	(30×35)
	5 ^{eme} étage	
	6 ^{eme} étage	
	7 ^{eme} étage	

→ Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent

Introduction:

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour des éléments non Structuraux secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA.

III.1. Acrotère:

III.1.1. Définition et le rôle de l'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé ayant un rôle de protection dans une terrasse accessible et la continuité de l'étanchéité dans une terrasse inaccessible, et aussi pour empêcher l'écoulement de l'eau.

Il sera calculé comme étant une console encastrée à sa base en plancher terrasse, sollicitée en flexion composée sous l'action verticale de son poids propre « G » et l'action horizontale (surcharge) due à la main courante « Q »

$Q = 1,5 \text{ KN/ml}$ → terrasse accessible

$Q = 1 \text{ KN/ml}$ → terrasse inaccessible

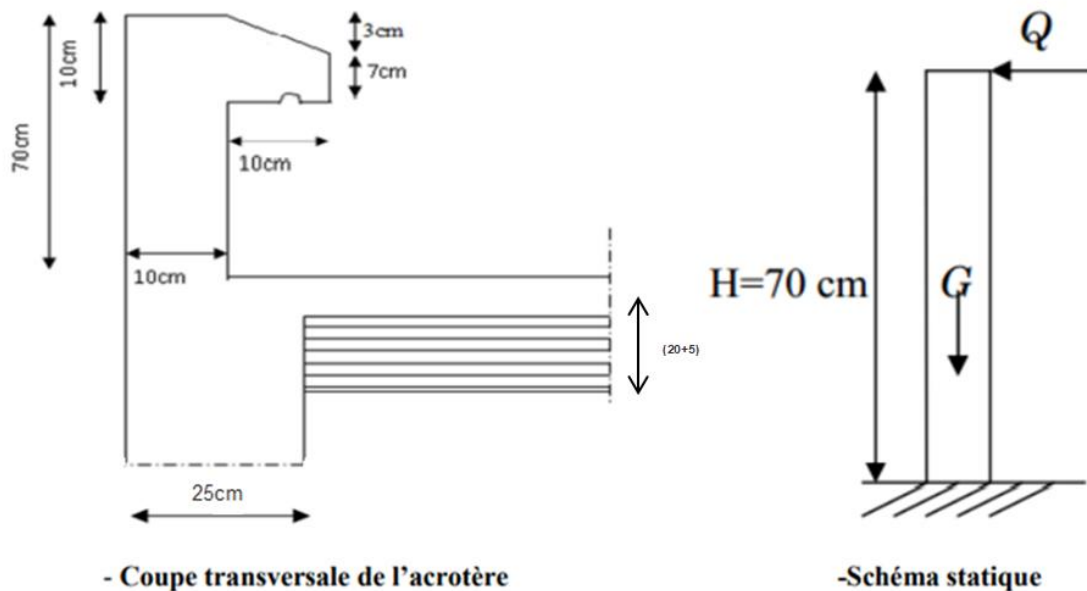


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

Ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur

III.1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur: $h = 70\text{cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10\text{cm}$

L'enrobage : $c = 2\text{cm}$; La surface : $S = 0,0785 \text{ m}^2$

III.1.3.Evaluation des charges :

➤ **Poids propre :**

$$S = [(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,2) - 0,03 \times \left\{ \frac{0,1}{2} \right\}] = 0,0785 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0,0785 = 1,962 \text{ KN/ml}$$

ρ : Poids volumique du béton : (25kn/m^3).

S : section transversale de l'acrotère.

➤ **Surcharge :**

Q : effort horizontal du a la main courante.

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

III.1.4.Calcul des sollicitations :

Effort normal de au poids propre : $N = G \times 1 = 1,962\text{KN}$.

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$.

Moment de renversement M du a Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ KN.m}$.

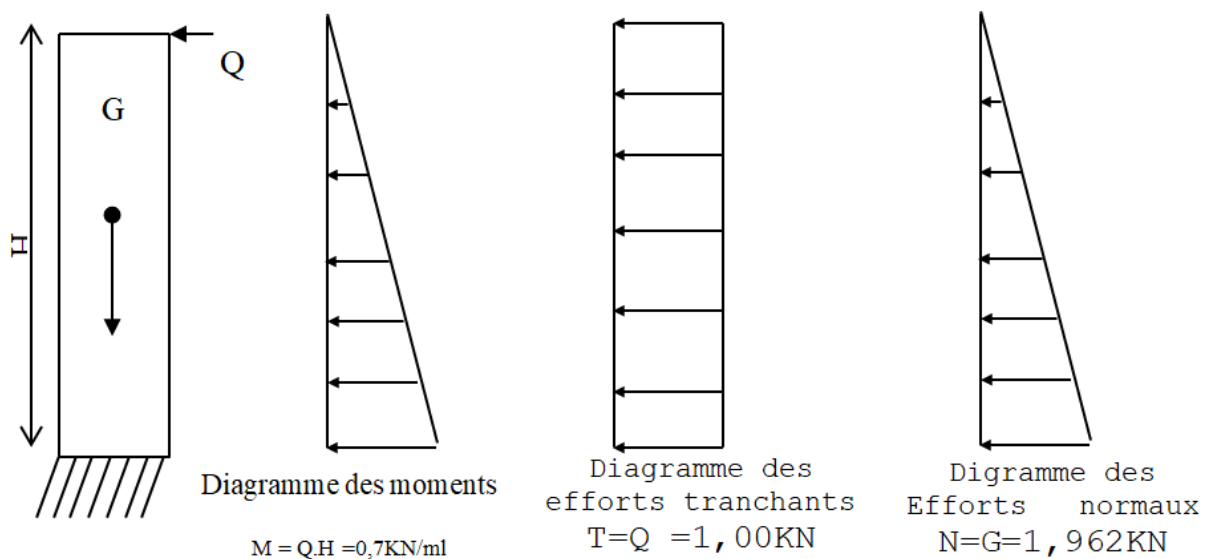


Figure III.1.2: Diagrammes des efforts internes.

III.1.5. Combinaison de charges :

➤ L'ELU : la combinaison de charges est: $1,35G + 1,50Q$

-Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,962 = 2,649 \text{ KN}$.

-Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 MQ = 1,50 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$.

-Effort tranchant T : $T_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$.

➤ L'ELS : la combinaison de charges est: $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,962 \text{ KN}$.

Vérification

-Effort tranchant T ; $T_s = Q = 1 \text{ KN}$.

III.1.6. Ferrailage :

Le ferrailage est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h=10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section de béton

en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.

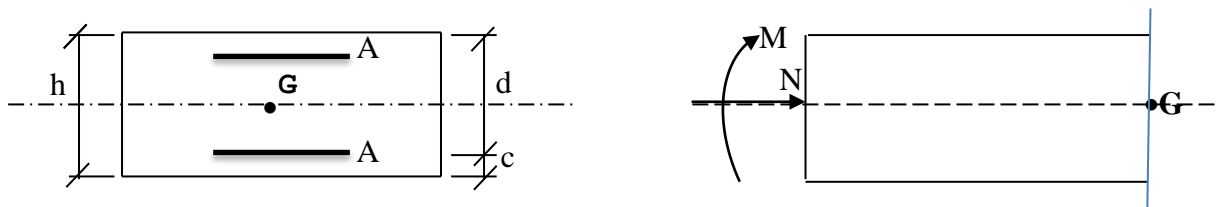


Figure III.1.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c$: Hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Remarque : le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérification à l'ELS.

III.1.7. Calcul des armatures a L'ELU :

1- Calcul de centre de pression (calcul de l'excentricité) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,646} = 0,396\text{m} = 40\text{cm}$$

Vérification :

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et comme N_u est un effort de compression on constate que la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculée en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f puis en ramené a la flexion composée.

2- Calcul d'armatures en flexion simple :

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1,05 + 2,646 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 1,261\text{KN.m}$$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

➤ **Moment réduit:**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,261 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,991$$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1,261 \times 10^3}{0,991 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,52\text{cm}^2$$

3- Calcul d'armatures en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,52 - \frac{2,646}{34,8} = 0,443\text{cm}^2$$

III.1.8. Verification a l'ELU:

1) Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845\text{cm}^2 > A = 0,443\text{cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculée à la condition de non fragilité son supérieures a celles calculées a l'ELU donc on adoptera : $A_S = A_{\min} = 0,845\text{cm}^2$

Soit $A_S = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

Espacement des barres :

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

$$S_t \leq \min(30, 33)\text{cm} = 30\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition :

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

Soit: $3HA8 = 1,50\text{cm}^2$ avec un espacement $s_t = 25\text{cm}$

2) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, Il faut vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2,5\text{MPa}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021\text{MPa.}$$

$\tau_u = 0,021\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1. 3) :

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs

1,5 : pour les barres a haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisse.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i : \sum n\pi\phi$$

$$A.N : \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{cm.}$$

\emptyset : c'est le diamètre des barres.

n : Le nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,05 \times 10} = 0,237 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} > \tau_{se} = 0,237 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

4) Espacement des barres :

Armatures principale : $St = 20 \text{cm} < \min(3h ; 33 \text{cm}) = 30 \text{cm}$ **condition vérifiée**

Armatures de répartition $St = 25 \text{cm} < \min(4h ; 45 \text{cm}) = 40 \text{cm}$ **condition vérifiée**

5) Vérification de l'ancrage des barres :

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{sbarr}}$

$$\tau_{sbarr} = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,60,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa.}$$

$$\text{A.N : } L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{cm}$$

Soit : $L_s = 30 \text{cm}$

III.1.9 Vérification des contraintes à l'EIS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier

On doit vérifier que :

$$\text{Pour le béton : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\text{Pour l'acier : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(200 ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

On prend : $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA $\emptyset \geq 6 \text{mm}$), Fe400.

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max[0,5 \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}] \right\}$$

$$\sigma_{st} = \min \{ 266,66 ; \max(200 ; 201,63) \} = 201,63 \text{MPa}$$

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100.A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,258}{15(1-0,258)} = 0,023$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 54,43 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,43 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Pour le béton: } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{54,43}{43,14} = 1,26 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1- Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3) :

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise une vérification de l'acrotère à la composante horizontale de la charge sismique donnée par [3] :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone (zone IIa ,groupe d'usage 2);

$$A = 0.15$$

C_p : Facteur de force horizontale; $C_p = 0.8$

W_p : poids propre de l'élément ; $W_p = 1,675\text{K}n/\text{ml}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804\text{K}N/\text{ml} < Q = 1\text{K}N/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le ferrailage obtenu sous l'action des surcharges d'exploitation et des charges permanentes est suffisant lorsque la condition suivante est remplie

$$F_p \leq 1,5Q$$

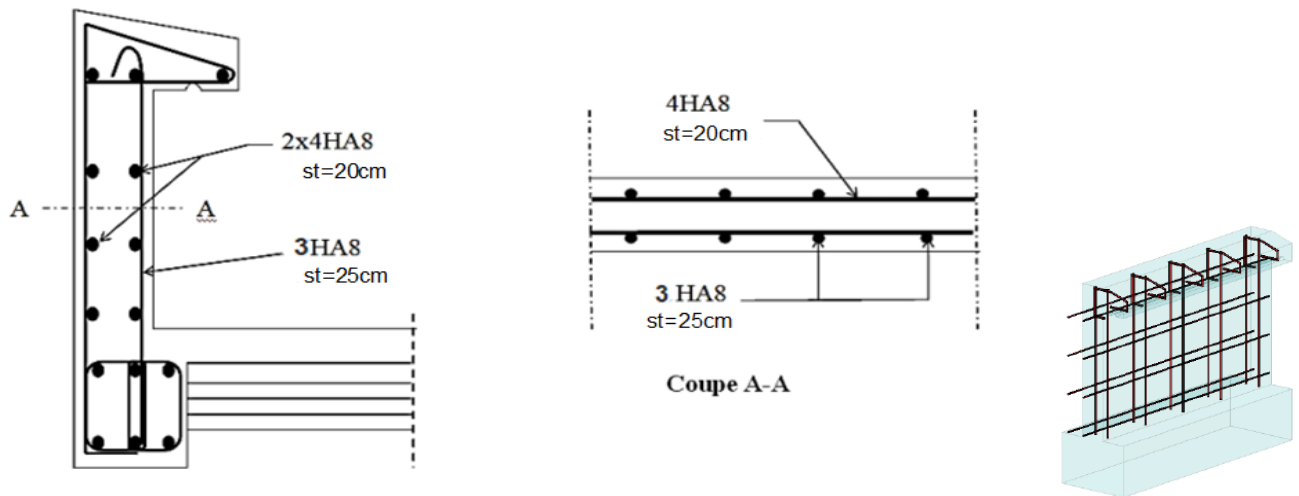


Figure III.1.4 : ferrailage de l'acrotère.

Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- 4- Armatures de répartition 3HA8 avec un espacement $St = 25\text{cm}$.
- 5- Armatures principales 4HA8 avec un espacement $St = 20\text{cm}$.

III.2. Les planchers :

III.2.1. Planchers à corps creux :

La structure comporte un plancher à corps creux (20+5) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant le plancher en corps creux est constitué de :

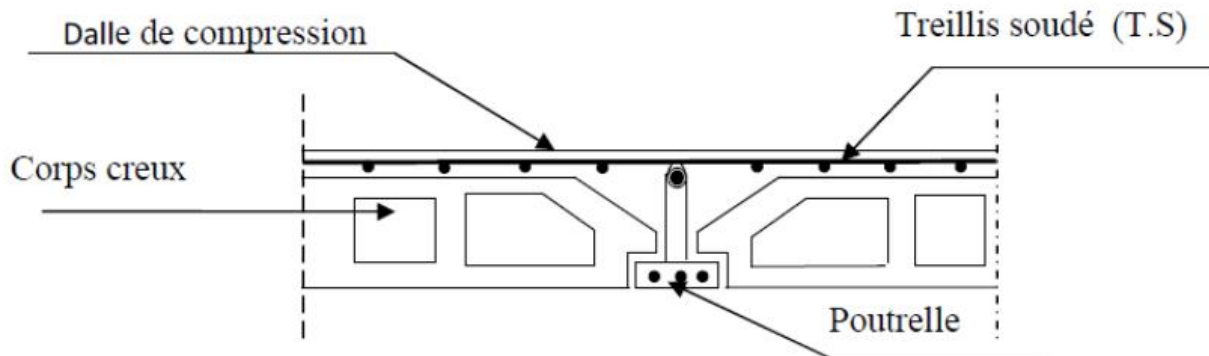


Figure III.2.1 : Plancher à corps creux.

- Nervures appelées poutrelles de section T
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage et comme isolant phonique
- Une dalle de compression en béton

III.2.2. Ferrailages de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 5cm, coulée sur place. Elle sera armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520 \varnothing <6mm), dont le but est de :

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

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le BAEL 91/ArtB.6.8.423 :

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

III.2.2.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$ Avec : $L = 65\text{cm}$; distance entre axes des poutrelles ($l=65\text{cm}$)($50\text{ cm} \leq L \leq 80\text{ cm}$).

f_e : Limite d'élasticité des aciers en MPa.

$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2$ soit $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1,7\text{cm}^2$ avec un espacement de 15cm

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

$A_{//} = 1,7/2 = 0,85\text{cm}^2$

Soit $A = 6\phi 6 = 1,7\text{cm}^2$ avec un espacement de 15cm

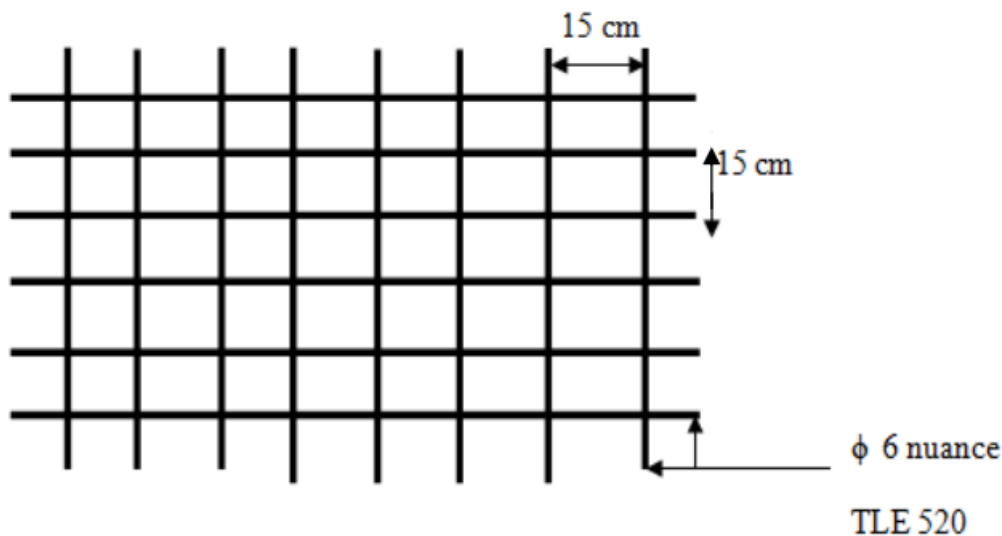


Figure III.2.2 : Treillis soudées de (15×15) cm

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soude de mailles (6×150×6×150):

III.2.3 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

: Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

➤ Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

a) Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, le règlement **BAEL91** préconise que la longueur b de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{3} \end{cases} \begin{cases} b_1 \leq \frac{65-12}{10} = 26,5\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{550}{10} = 55\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{550}{3} = 183,33\text{cm} \end{cases} \rightarrow b_1 = \min(26,5 ; 55 ; 183,33)$$

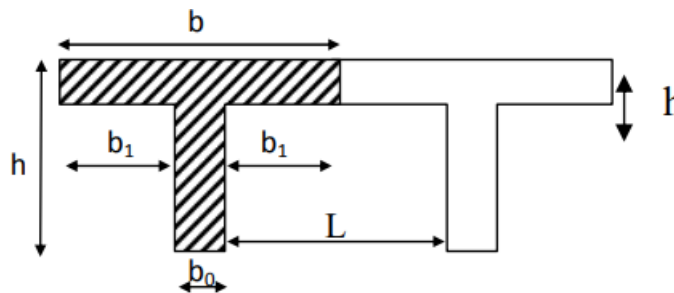


Figure III.2.3 : La poutrelle comme une section en Té.

$h = 20+5 = 25$ cm (hauteur de la section)

$h_0 = 5$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

b_0 : largeur de la nervure ($b_0=12\text{cm}$)

$d = 23$ cm (hauteur utile)

La longueur du hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes:

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{550}{10} = 55\text{cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = \frac{53}{2} = 26,5\text{cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 30\text{cm} \leq b_1 \leq 40\text{cm} \quad \phi 6 \text{ maucés TLE520}$$

Soit : $b_1=26,5\text{cm} \rightarrow b=b_0 + 2b_1=65\text{cm}$

Avec : L : distance entre axes des poutrelles

L1 : portée de la plus grande travée telle que $L_1=550\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs

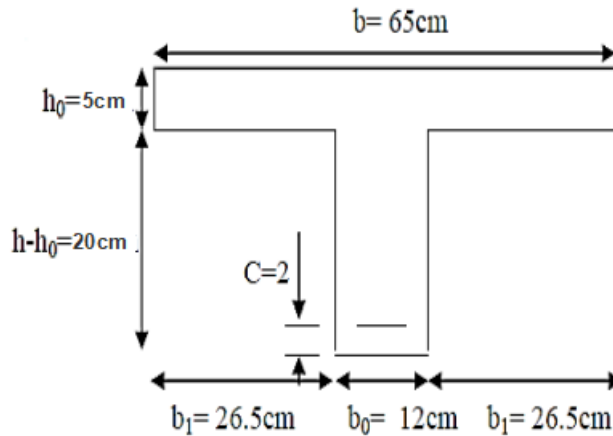


Figure III.2.4 : Dimensionnement des poutrelles.

b) Calcul des poutrelles :

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

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Elle travaille en flexion simple.

1) Poids des planchers repris par la poutrelle :

Planchers	G (KN/m)	Q (KN/m)
Plancher terrasse inaccessible	$6,11 \times 0,65 = 3,9715$	$1 \times 0,65 = 0,65$
Plancher étage courant usage habitation	$5,66 \times 0,65 = 3,679$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$
Plancher étage RDC usage commercial	$5,66 \times 0,65 = 3,679$	$2,5 \times 0,65 = 1,625$

2) Combinaisons de charges :

Planchers	ELU:1,35G+1,5Q	ELS:G+Q
Plancher terrasse inaccessible	6,336	4,6215
Plancher étage courant usage habitation	6,429	4,654
Plancher étage RDC usage commercial	7,404	5,304

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher étage courant.

$$q_u = 7,404 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 5,304 \text{ KN/ml}$$

Remarque:

Nous avons deux cas à étudier pour avoir le cas le plus défavorable

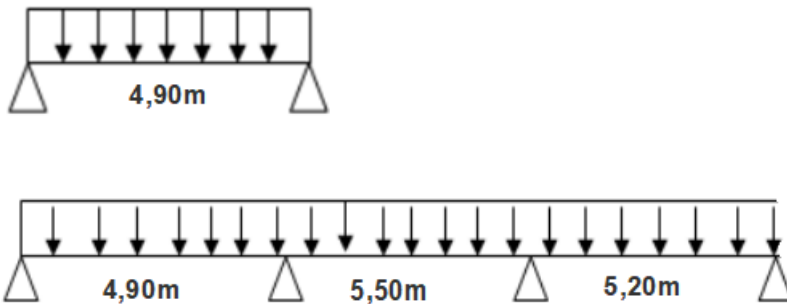


Figure III.2.5 : Les cas de poutrelle à étudier.

Ces deux (02) poutrelles diffèrent principalement par le nombre de travées.

III.2.4 Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire : Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes (voir Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99). Elle n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \min \{2G ; 5\text{KN/ml}\}$.
- ✓ Cas de fissuration non préjudiciable.
- ✓ Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- ✓ Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

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

Verification:

- **Plancher d'étage de service:**

Condition d'applications (**Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99**):

➤ On a : $\begin{cases} Q = 2,5\text{KN/m} \\ 2G = 2 \times 5,66 = 11,32\text{KN/m} \end{cases}$

$$Q \leq \min \{11,32; 5\text{KN/ml}\}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml} < 5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- La fissuration est non préjudiciable. → condition vérifiée.
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. → Condition vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25.

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{490}{550} = 0,9 ;$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{550}{520} = 1,06$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

Principe méthode : (BAL91modifié99, article B.6.2, 211)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

Exposé de la méthode :

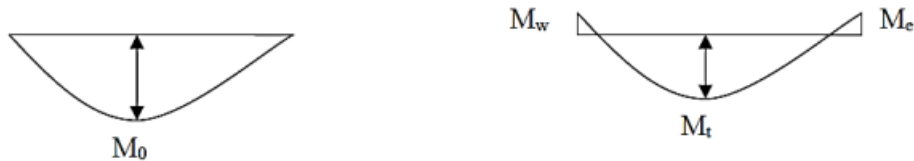


Figure III.2.6 : Diagramme des moments.

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

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec :

- L: longueur de la travée entre nus d'appuis ;
- q : charge uniformément répartie.

- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- ✓ Les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned}
 M_t &\geq \max [1; 0,5 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\
 M_t &\geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée intermédiaire;} \\
 M_t &\geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans la travée de rive.}
 \end{aligned} \right\} \text{ On prend } M_t^{\max}$$

Avec :

- (α) : Le rapport des charges d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ varie de 0 à 2/3 pour un plancher a surcharge d'exploitation modérée.

$$\alpha \rightarrow \begin{cases} 0 & \text{lorsque } Q = 0 \\ \frac{2}{3} & \text{lorsque } Q = 2G \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$ → pour une poutre de deux travées ;
- $0,5M_0$ → pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4M_0$ → pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées ;
- $0,3M_0$ → pour les appuis de rive semi encastrés.

Remarque:

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0,15M_0$.
Tel que $M_0 = \text{Max}(M_{01}, M_{0n})$

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

$$T_{w=q} = \frac{1}{2}q + \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$T_{e=-q} = -\frac{1}{2}q + \frac{M_w + M_e}{2}$$

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

- ❖ Calcul a l'ELU :

1^{er} cas :

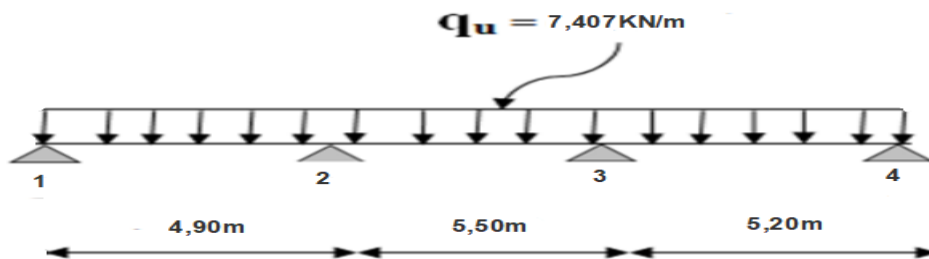


Figure III.2.7 : schéma statique de poutre continue reposant sur quatre appuis.

- Calcul du moment isostatique :

$$M_{0(1-2)} = qu \frac{L^2}{8} = 7,404 \frac{4,9^2}{8} = 22,221 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = qu \frac{L^2}{8} = 7,404 \frac{5,50^2}{8} = 25,997 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = qu \frac{L^2}{8} = 7,404 \frac{5,20^2}{8} = 25,025 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_1 = 0,3 M_{01-2} = 0,3 \times 22,221 \quad - M_1 = 6,666 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{0(1-2)}; M_{0(2-3)}) = 0,5 \times 25,997 \quad - M_2 = 12,997 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = 0,5 \max (M_{0(2-3)}; M_{0(3-4)}) = 0,5 \times 25,997 \quad - M_3 = 12,997 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = 0,3 M_{0(3-4)} = 0,3 \times 25,025 \quad - M_4 = 7,507 \text{ KN.m.}$$

• **Moment en travée :**

Calcul du rapport de charge $\alpha : \alpha = \frac{Q}{Q+G} ; (0 \leq \alpha \leq 2/3)$

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625+3,679} = 0,306 ; (0 \leq \alpha \leq 2/3) \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- $1+0,3\alpha = 1,092$
- $\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,546$ (Travée intermédiaire).
- $\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,646$ (Travée de rive).

• **Travée 1-2 (travée de rive)**

$$M_{t1-2} \geq \max [1,05 M_{01-2} ; (1 + 0,3\alpha)M_{01-2}] - \frac{M_2+M_1}{2}$$

$$M_{t1-2} \geq \max [1,05 \times 22,221 ; 1,092 \times 22,221] - \frac{12,997+6,666}{2}$$

$$M_{t1-2} \geq 14,434 \text{ KN.m}$$

- $M_{t1-2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01-2}$
 $M_{t1-2} \geq 0,646 \times 22,221$
 $M_{t1-2} \geq 14,355 \text{ KN.m}$

Alors $M_{t1-2} = 14,434 \text{ KN.m}$

• **Travée 2-3 (travée intermédiaire) :**

$$M_{t2-3} \geq \max [1,05 M_{02-3} ; (1 + 0,3\alpha)M_{02-3}] - \frac{M_3+M_2}{2}$$

$$M_{t2-3} \geq \max [1,05 \times 25,997 ; 1,092 \times 25,997] - \frac{12,997+12,997}{2}$$

$$M_{t2-3} \geq 15,392 \text{KN.m}$$

- $M_{t2-3} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02-3}$
 $M_{t2-3} \geq 0,546 \times 25,997$
 $M_{t2-3} \geq 14,194 \text{KN.m}$

Alors $M_{t2-3} = 15,392 \text{KN.m}$

• **Travée 3-4 (travée de rive)**

$$M_{t1-2} \geq \max [1,05 M_{03-4} ; (1 + 0,3\alpha)M_{03-4}] - \frac{M_4+M_3}{2}$$

$$M_{t1-2} \geq \max [1,05 \times 25,025 ; 1,092 \times 25,025] - \frac{7,507+12,997}{2}$$

$$M_{t1-2} \geq 17,075 \text{KN.m}$$

- $M_{t1-2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01-2}$
 $M_{t1-2} \geq 0,646 \times 25,025$
 $M_{t1-2} \geq 16,167 \text{KN.m}$

Alors $M_{t1-2} = 17,075 \text{KN.m}$

Tableau III.2.1 : Calcul des moments à L'ELU

Travée	L	Qu	M ₀	A	M _w	M _e	M _t
	(m)	(KN/ml)	(KN.m)		(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
1-2	4,90	7,404	22,221	0,306	12,997	6,666	14,434
2-3	5,20	1,404	25,997	0,306	12,997	12,997	15,392
3-4	5,20	7,404	25,025	0,306	7,507	12,997	17,075

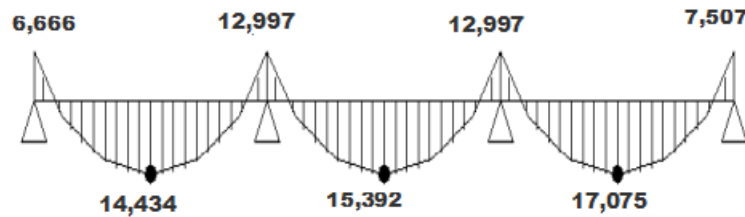


Figure III.2.8: Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} + M_i}{L}$$

- Travée 1-2 :

$$T_1 = \frac{q_u \times l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}}$$

$$T_2 = -\frac{q_u \times l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}}$$

$$T_1 = \frac{7,404 \times 4,90}{2} + \frac{(-12,997) - (-6,666)}{4,90}$$

$$T_2 = -\frac{7,404 \times 4,90}{2} + \frac{(-12,997) - (-6,666)}{4,90}$$

$$T_1 = 16,848 \text{ KN}$$

$$T_2 = -19,432 \text{ KN}$$

- Travée 2-3 :

$$T_2 = \frac{q_u \times l_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{1-2}}$$

$$T_3 = -\frac{q_u \times l_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{1-2}}$$

$$T_2 = \frac{7,404 \times 5,50}{2} + \frac{(-12,997) - (-12,997)}{5,50}$$

$$T_3 = -\frac{7,404 \times 5,50}{2} + \frac{(-12,997) - (-12,997)}{5,50}$$

$$T_2 = 20,361 \text{ KN}$$

$$T_3 = -20,361 \text{ KN}$$

- Travée 3-4 :

$$T_3 = \frac{q_u \times l_{3-4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}}$$

$$T_4 = -\frac{q_u \times l_{1-2}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}}$$

$$T_3 = \frac{7,404 \times 5,20}{2} + \frac{(-7,507) - (-12,997)}{5,20}$$

$$T_4 = -\frac{7,404 \times 5,20}{2} + \frac{(-7,507) - (-12,997)}{5,20}$$

$$T_3 = 20,306 \text{ KN}$$

$$T_4 = -18,195 \text{ KN}$$

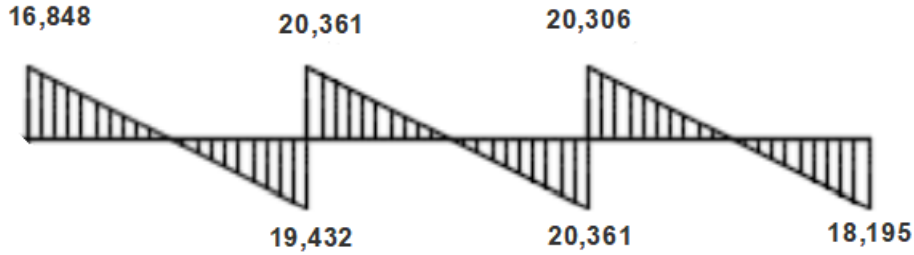


Figure III.2.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- Calcul à l'ELS : ($q_s=5,304 \text{ KN/ml}$)
- Calcul du moment isostatique :

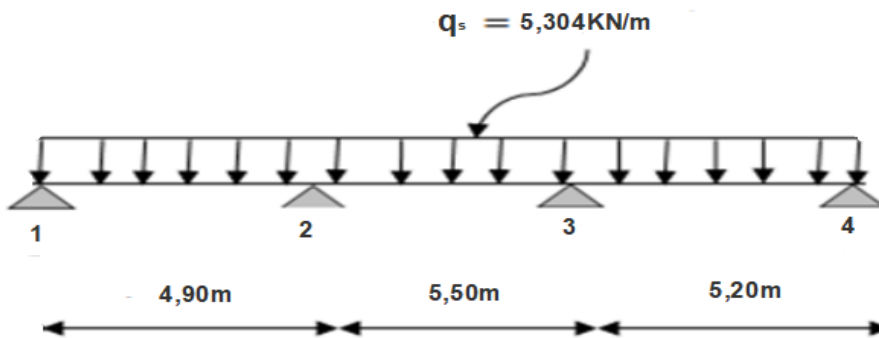


Figure III.2.10 : schéma statique de la poutre continue reposant sur quatre appuis.

$$M_{0(1-2)} = q_s \frac{L^2}{8} = 5,304 \frac{4,90^2}{8} = 15,918 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = q_s \frac{L^2}{8} = 5,304 \frac{5,50^2}{8} = 20,056 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = q_s \frac{L^2}{8} = 5,304 \frac{5,20^2}{8} = 17,928 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{0(1-2)} = 0,3 \times 15,920 \quad - M_1 = 4,776 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{0(1-2)}; M_{0(2-3)}) = 0,5 \times 20,056 \quad - M_2 = 10,028 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \max (M_{0(2-3)}; M_{0(3-4)}) = 0,5 \times 20,056 \quad - M_3 = 10,028 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,3 M_{0(3-4)} = 0,3 \times 17,928 \quad - M_4 = 5,378 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$; ($0 \leq \alpha \leq 2/3$)

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625+3,679} = 0,306 ; (0 \leq \alpha \leq 2/3) \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- $1+0,3\alpha = 1,092$
- $\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,546$ (Travée intermédiaire).
- $\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,646$ (Travée de rive).

• **Travée 1-2 (travée de rive)**

$$M_{t1-2} \geq \max [1,05 M_{01-2} ; (1 + 0,3\alpha)M_{01-2}] - \frac{M_2+M_1}{2}$$

$$M_{t1-2} \geq \max [1,05 \times 15,918 ; 1,092 \times 15,918] - \frac{10,028 + 4,776}{2}$$

$$M_{t1-2} \geq 9,98 \text{KN.m}$$

- $M_{t1-2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01-2}$
 $M_{t1-2} \geq 0,646 \times 15,918$
 $M_{t1-2} \geq 10,28 \text{KN.m}$

Alors $M_{t1-2} = 10,28 \text{KN.m}$

• **Travée 2-3 (travée intermédiaire) :**

$$M_{t2-3} \geq \max [1,05 M_{02-3} ; (1 + 0,3\alpha)M_{02-3}] - \frac{M_3+M_2}{2}$$

$$M_{t2-3} \geq \max [1,05 \times 20,056 ; 1,092 \times 20,056] - \frac{10,028+10,028}{2}$$

$$M_{t2-3} \geq 11,873 \text{KN.m}$$

- $M_{t2-3} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02-3}$
 $M_{t2-3} \geq 0,546 \times 20,056$
 $M_{t2-3} \geq 10,950 \text{KN.m}$

Alors $M_{t2-3} = 11,873 \text{KN.m}$

• **Travée 3-4 (travée de rive)**

$$M_{t3-4} \geq \max [1,05 M_{03-4} ; (1 + 0,3\alpha)M_{03-4}] - \frac{M_4+M_3}{2}$$

$$M_{t3-4} \geq \max [1,05 \times 17,928 ; 1,092 \times 17,928] - \frac{5,378+10,028}{2}$$

$$M_{t3-4} \geq 11,874 \text{KN.m}$$

- $M_{t3-4} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{03-4}$
 $M_{t3-4} \geq 0,646 \times 17,928$

$$M_{t\ 3-4} \geq 11,581 \text{KN.m}$$

Alors

$$M_{t\ 3-4} = 11,874 \text{KN.m}$$

Tableau III.2.2 : Calcul des moments à L'ELS

Travée	L (m)	qs (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	A	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)
1-2	4,90	5,304	15,318	0,306	10,028	4,776	10,28
2-3	5,50	5,304	20,056	0,306	10,028	10,028	11,873
3-4	5,20	5,304	17,928	0,306	5,378	10,028	11,874

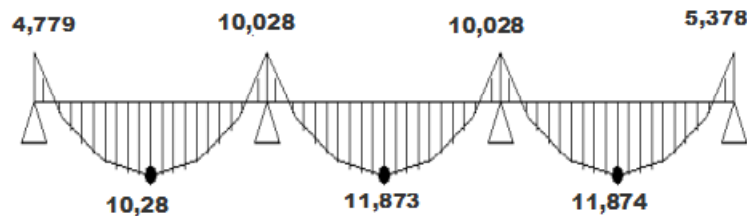


Figure III.2.11 : Diagramme des moments fléchissant l'ELS.

Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} + M_i}{L}$$

• **Travée 1-2 :**

$$T_1 = \frac{q_s \times l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}}$$

$$T_2 = -\frac{q_s \times l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}}$$

$$T_1 = \frac{5,304 \times 4,90}{2} + \frac{(-10,628) - (-4,776)}{4,90}$$

$$T_2 = -\frac{5,304 \times 4,90}{2} + \frac{(-10,628) - (-4,776)}{4,90}$$

$$T_1 = 11,800 \text{KN}$$

$$T_2 = -14,189 \text{KN}$$

• **Travée 2-3 :**

$$T_2 = \frac{q_s \times l_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}}$$

$$T_3 = -\frac{q_s \times l_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}}$$

$$T_2 = \frac{5,304 \times 5,50}{2} + \frac{(-10,028) - (-10,028)}{5,50}$$

$$T_3 = -\frac{5,304 \times 5,50}{2} + \frac{(-10,028) - (-10,028)}{5,50}$$

$$T_2 = 14,86 \text{KN}$$

$$T_3 = -14,586 \text{KN}$$

• Travée 3-4 :

$$T_3 = \frac{q_s \times l_{3-4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}}$$

$$T_4 = -\frac{q_s \times l_{1-2}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}}$$

$$T_3 = \frac{5,304 \times 5,20}{2} + \frac{(-5,378) - (-10,028)}{5,20}$$

$$T_4 = -\frac{5,304 \times 5,20}{2} + \frac{(-5,378) - (-10,028)}{5,20}$$

$$T_3 = 14,685 \text{KN}$$

$$T_4 = -12,896 \text{KN}$$

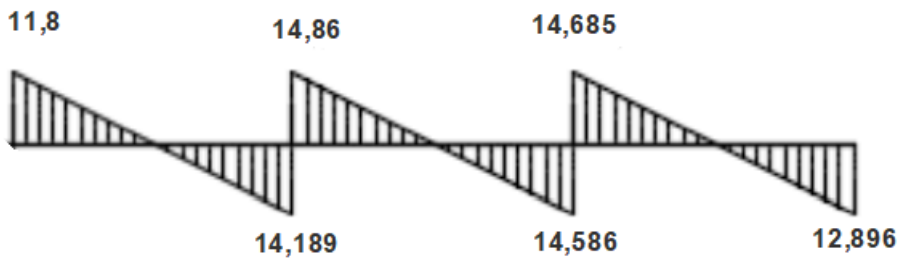
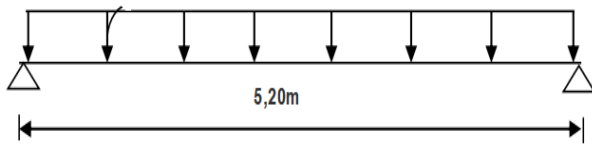


Figure III.2.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

2^{ème} cas



❖ Calcul à l'ELU

Tableau III.2.3 : Calcul des moments du cas 2 à l'ELU

Travée	L	Qu	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1-2	4,90	7,404	22,22	6,666	6,666	17,598	18,139	-18,139

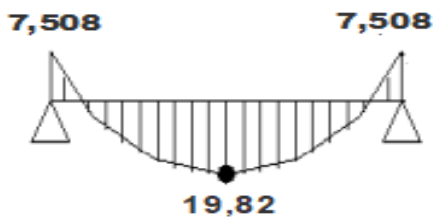


Figure III.2.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.



Figure III.2.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul à l'ELS :

Tableau III.2.4 : Calcul des moments du cas 2 à L'ELS

Travee	L	Qs	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1-2	4,90	5,304	15,92	4,775	4,775	12,608	12,995	-12,995

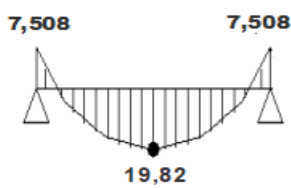


Figure III.2.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

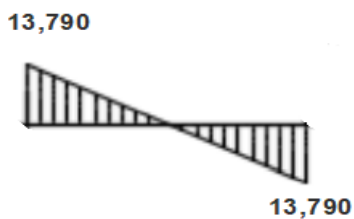


Figure III.2.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.2.5 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage de la poutrelle type consiste, à rechercher les armatures supérieures et inférieures de cet élément, en tenant compte uniquement du moment max en appuis et du moment max en travée.

Note :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximum qui correspond à la grande travée

Les moments max à l'ELU :

- $M_{t \max} = 17,598 \text{KN.m}$
- $M_{a \max} = 12,997 \text{KN.m}$

- Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65 \text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 25 \text{cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 5 \text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$d = 23 \text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

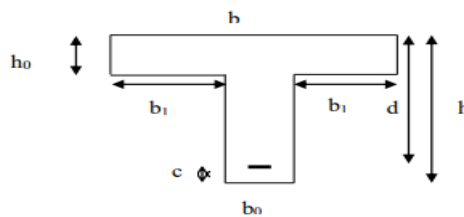


Figure III.2.17: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression (Section en T)

- Caractéristiques des matériaux :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5}$$

Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

- **En travée:**

Position de l'axe neutre (A.N) :

-Si : $M_t^{max} > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).

-Si : $M_t^{max} < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

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

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,23 - \frac{0,05}{2} \right) = 94,61 \text{ KN.m}$$

$M_f = 17,598 < M_0 = 94,61 \text{ KN.m}$ → Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé donc n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x25). La section en (Té) se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{17,598 \times 10^3}{65 \times (23)^2 \times 14,2} = 0,036 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,982 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

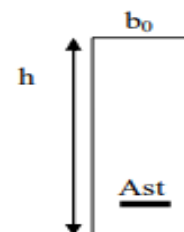
Les Armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{bc}} = \frac{17,598 \cdot 10^3}{0,982 \times 23 \times 348} = 2,23 \text{ cm}^2$$

On adapte $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$M_{a \text{ max}} = 12,997 \text{ KN.m}$$



-La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12x25) cm^2 . -Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

$$M_{a \max} = 12,997 \text{KN.m} < M_0 = 94,61 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,997 \times 10^3}{12 \times (23)^2 \times 14,2} = 0,144$$

Donc: $\mu = 0,144 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante :

$$\mu = 0,144 \rightarrow \beta = 0,922$$

$$A_{sa} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,997 \cdot 10^3}{0,922 \times 23 \times 348} = 1,765 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{cm}^2$$

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art A.7.2.2)

$$\varphi_t \leq \min\left\{\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b_0}{10}\right)\right\}$$

Avec:

- φ_t : Diamètre des armatures transversal.
- φ_1 : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\varphi_t \leq \min\left\{\left(\frac{250}{35}; 10; \frac{120}{10}\right)\right\} \leq \min\{(7,14; 10; 12)\} \quad \varphi_t = 7,14 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers $\varnothing 8$ avec $A_t = 2\varnothing 8 = 1,00 \text{cm}^2$.

C) Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99, article A.5.1, 22)

$$St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 23; 40\text{cm}) = 20,7\text{cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times St} \geq 0,4 \text{MPa} \quad (\text{BAEL91 modifié 99, article A.4.2, 1})$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 \text{MPa} > 0,4 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.6 Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité (BAEL91modifié99, article A.4.2,1)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchit, de largeur « b » armée d'une section « As » cette condition s'exprime par :

$$\bullet \quad A_{\text{Adopte}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

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

1- En travée :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 23 \times 2,1}{400} = 1,805 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,805 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2- Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 23 \times 2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,33 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(BAEL91modifié99, article A6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_U^{\text{max}}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles.}$$

En travée

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \cdot \pi \cdot \emptyset = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,361 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 62,8} = 1,566 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,566 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

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

$$\tau_{se} = \frac{20,361 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 75,36} = 1,305 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,305 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Ancrage des barres : (BAEL91 modifié 99, article 6.1, 221)

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{c28} ; \phi = 12 \text{ mm}$$

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

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

Les règles de BAEL 91 [Art. A.6.1] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Avec :

L_s : longueur de scellement droit.

L_c ; longueur d'ancrage.

d) Vérification au cisaillement : (BAEL91 modifié 99, Article A.5.1.211)

Pour une fissuration peut nuisible :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{20,361 \times 10^3}{120 \times 230} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,74 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque de cisaillement.

e) Influence de l'effort tranchant :

- **Au niveau des appuis de rive (BAEL91modifié99, article. 5.1, 312)**

$$A_{\text{adopté}} > A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{\text{max}}}{f_e}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 20,361 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0,585 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{cm}^2 > A_s = 0,635 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL91modifié99, article. 5.1, 321). a vérifié.**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à, on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_u}{0,9d} \gg$

D'où :

$$0,9V_{ud} = 0,9 \times 20,361 \times 0,23 = 4,215 \text{KN.m}$$

$$M_u = 12,997 \text{KN.m}$$

Donc:

$$0,9V_{ud} = 4,215 \text{KN.m} < M_u = 12,997 \text{KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures calculées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL91modifié99article, A.5.1, 313)**

$$\frac{2T_u}{b \times 0,9d} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 20,361 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 230} = 1,640 \text{MPa}$$

$$0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,8 \frac{25}{1,5} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0,9d} = 1,640 \text{MPa} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7 Vérification à l'ELS :

Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,304}{7,404} = 0,72 \quad ; q_u = 7,404 \text{ KN/ml} , q_s = 5,304 \text{ KN/ml}$$

Moment fléchissant max:

$$\text{En travée: } M_t^{\max} = 12,608 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis: } M_a^{\max} = 10,028 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 14,685 \text{ KN}$$

III.2.8 Vérifications à l'ELS :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} : \text{ Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} : \text{ Dans le béton}$$

1- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91 modifié 99 article 5.3, 2)

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

2- Etat limite de compression du béton (BAEL91 modifié 99 article A.4.5, 2)

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{a. En travée : } A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 ; M_t^{\max} = 12,608 \text{ KN.m}$$

$$B_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b_0 \times d} \times 100 = \frac{2,35}{12 \times 23} \times 100 = 0,85$$

$$\rho_1 = 0,85 \rightarrow \begin{cases} k_1 = 22,88 \\ \beta_1 = 0,868 \end{cases} \quad k = \frac{1}{k_1} = 0,044 \rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,608 \times 10^3}{0,868 \times 23 \times 2,35} = 268,730 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,044 \times 268,740 = 11,82 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Sur appuis: $A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2$; $M_{as} = 10,028 \text{ KN.m}$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b_0 \times d} \times 100 = \frac{2,26}{12 \times 23} \times 100 = 0,818$$

$$\rho_1 = 0,818 \rightarrow \begin{cases} k = 0,042 \\ \beta_1 = 0,871 \end{cases} \rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{10,028 \times 10^3}{0,871 \times 23 \times 2,26} = 221,493 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 9,303 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c. Etat limite de déformation: (BAEL91 modifié 99 article B.6.8, 424)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- 1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
- 2- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- 3- $\frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{3,6}{F_e}$

Avec :

- h : hauteur totale de la section.
- L : portée libre maximale.
- M_t : moment maximale de flexion.
- M_0 : moment max de la travée isostatique.
- b_0 : largeur de nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.
- A_t : Section des armatures.

- 1- $\frac{25}{543} = 0,046 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$
- 2- $\frac{25}{543} = 0,046 < \frac{12,608}{15 \times 20,056} = 0,041 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$
- 3- $\frac{3,08}{12 \times 23} = 0,011 \geq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

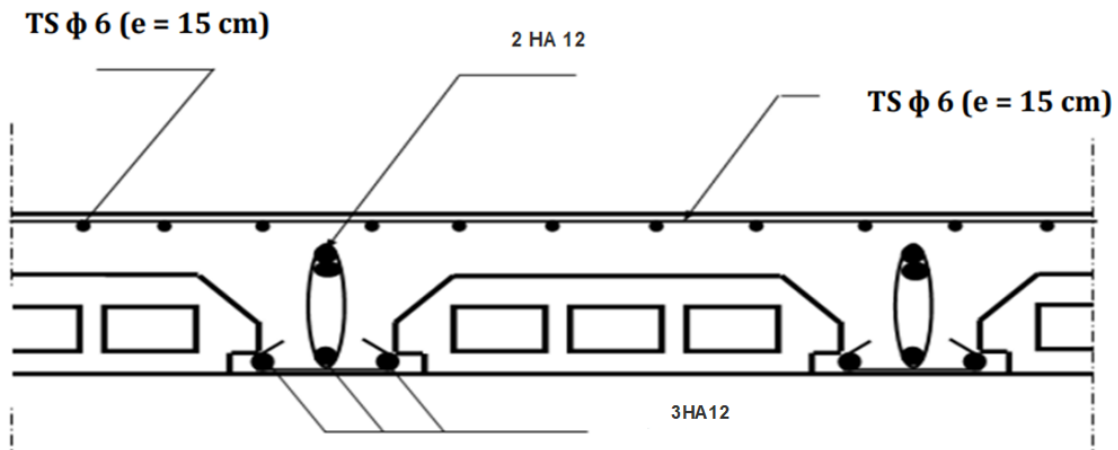
- Armature longitudinale :

Armatures en travée : $A_t = 3HA10 = 3,08\text{cm}^2$

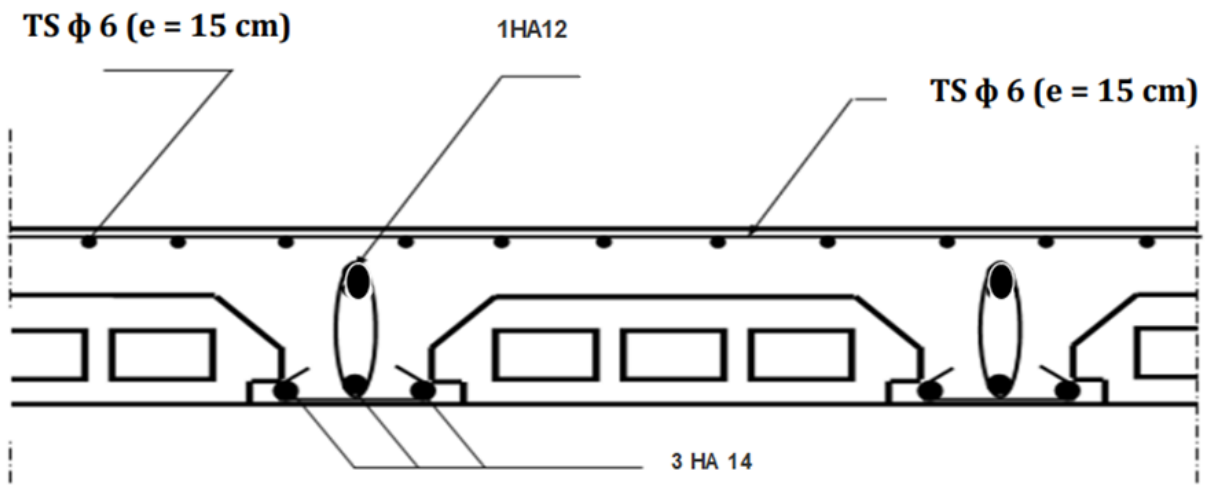
Armatures en appuis : $A_a = 2HA12 = 2,26\text{cm}^2$

- Armature transversales :

HA8 = $1,00\text{cm}^2$ (cadre + étrier), $S_t = 15\text{cm}$



Ferraillage des poutrelles en appuis.



Ferraillage des poutrelles en travée.

III.3. Calcul des consoles :

III.3.1 : Définition :

Le balcon est un élément constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, reposant sur deux ou plusieurs appuis, travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, dont l'épaisseur sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion

$$e_p \geq \frac{l}{10} ; \text{ avec } l : \text{ largeur de la console}$$

III.3.2 : Etude de la Dalle pleine :

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

Largeur $l = 0.9 \text{ m}$

Longueur $L = 3.05 \text{ m}$

- Un garde de corps de hauteur $h = 1 \text{ m}$ en brique pleine de 10 cm d'épaisseur.

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

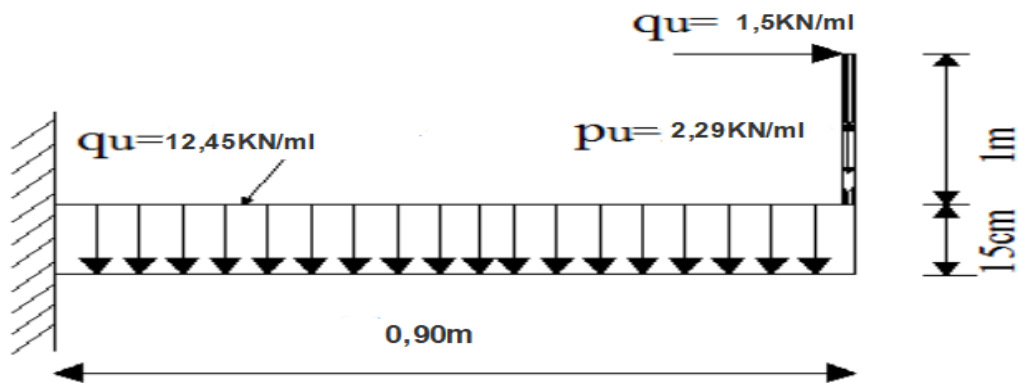


Figure III.3.1 : Schéma statique de la console

A- Dimensionnement de la console :

$$e_p \geq \frac{l}{10} ; \quad l = 0.9 \text{ m}$$

$$e_p \geq \frac{90}{10} = 9 \text{ cm} \quad \text{donc on prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

Épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

Un garde de corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique pleine de 10cm d'épaisseur

B- Détermination des charges et surcharges de la console :

Charge permanente : $G=5.33 \text{ KN/m}^2$ (chapitre 2)

Surcharge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$ (d'après le DTR)

Charge permanente de garde-corps : charge concentrée

Tableau III.3.1 : Charge permanente de garde-corps

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Brique	0.1	9	0.9
Enduit de ciment	0.02 × 2	20	0.8
			$G= 1,7\text{KN/m}^2$

III.3.3.1: Calcul à l'ELU :

A- Combinaisons de charges :

- La dalle : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = ((1.35 \times 5.33) + (1.5 \times 3.5)) \times 1 = 12.45 \text{ KN/ml}$
- Le garde-corps : $p_u = (1.35g) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.7) \times 1 = 2.29 \text{ KN/ml}$
- Charge du à la main courante : $q_{u2} = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN/ml}$.

B- Calcul des efforts internes :

➤ Moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p_u \times l = \frac{12.45 \times 0.9^2}{2} + 2.29 \times 0.9 = 7.10\text{KN.m}$$

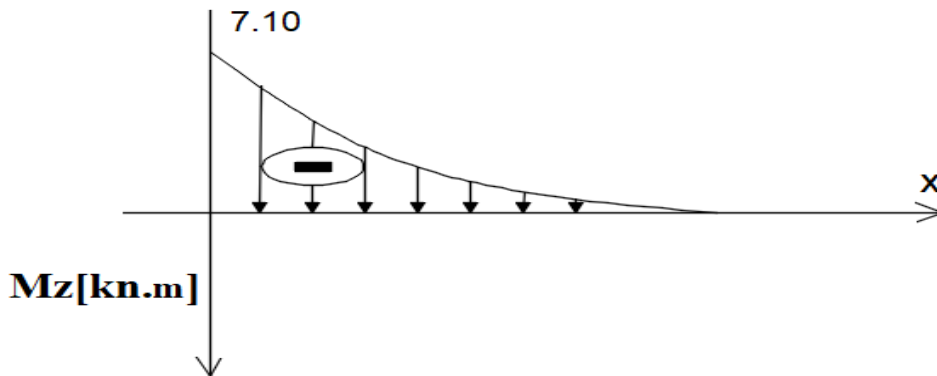


Figure III.3.2: Diagramme du moment à l'ELU

➤ Effort tranchant :

$$T_u = q_u \times l + p_u = 12.45 \times 0.9 + 2.29 = 13.49 \text{ KN}$$

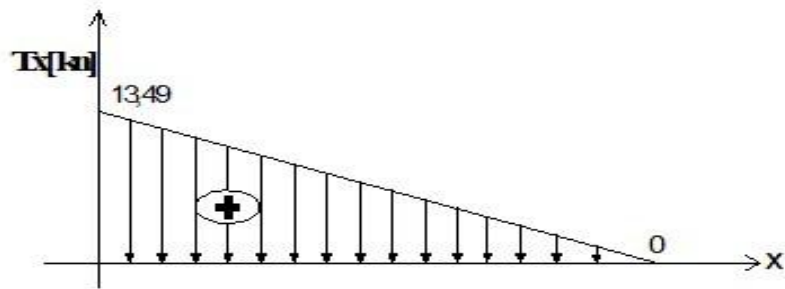


Figure III.3.3: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

III.3.3.2. Ferrailage à l'ELU :

Consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

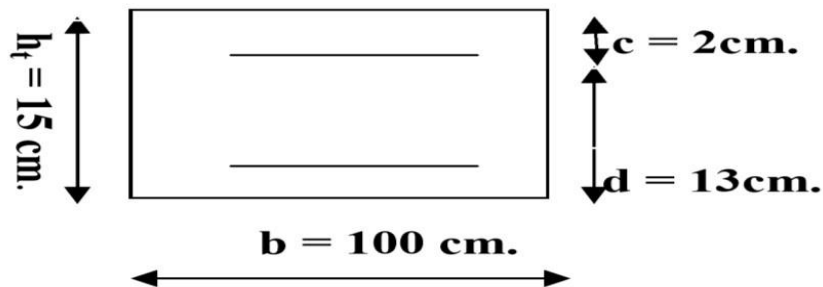


Figure III.3.4 : Schéma géométrique de la console

A- Armatures principales :

$$d = 13 \text{ cm} ; h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_u = 7.10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.10 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\mu_b = 0.029 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \mu_b = 0.029 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.10 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.593 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

B- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.3.4: Vérification à l'ELU :

A- Conditions de non fragilité : (BAEL 91 modifier 99, article A.4.2.1)

On doit vérifier que $A_{\min} < A_s$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

B- Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2)

- Armatures principales: $S_t < \text{Min} (3h ; 33\text{cm})$
 $S_t = 20\text{cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- Armatures de répartition : $S_t < \text{Min} (4h ; 45\text{cm})$
 $S_t = 20\text{cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

C- contrainte de cisaillement : (BAEL 91 modifier 99, article A.5.1. 211)

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_s} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{13.49 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.103 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D- Vérification de la condition d'adhérence : (BAEL 91 modifier 99, article A.6.13)

On doit vérifier que $\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad ; (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{13.49 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 0.918 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_{se} : La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 10 \times 3.14 = 125.6 \text{ mm}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 0.918 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

E- Ancrage des barres : (BAEL91 modifié 99, article 5.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite est égale à : $L_s = 35\phi$; $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \quad L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad L_s = 35 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

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

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 35 = 17.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad L_r = 20 \text{ cm}$$

F- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1/BAEL91)

$$\overline{T_u} = 0.4 f_{c28} \cdot 0.9 \frac{db}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0.9 \times \frac{0.13 \times 1}{1.15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$T_u = 13.49 \text{ KN} < \overline{T_u} = 1017.39 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

G- Influence de l'effort tranchant aux appuis (armatures principales) :

$$A_s \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec } T_u = 13.49 \text{ KN}$$

$$\frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13.49 \times 10^3 \times 1.15}{400} = \text{mm}^2 = 38.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 38.78 \text{ cm}^2 > 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.3.5 : Calcul à l'ELS :

A- Combinaison des charges (ELS) :

La dalle : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.33 + 3.5) \times 1 = 8.83 \text{ KN/ml}$

Le garde-corps : $p_s = 1.7 \text{ KN/ml}$

1- Détermination des efforts internes :

➤ Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + p_s \times l = \frac{8.83 \times 0.9^2}{2} + 1.7 \times 0.9 = 5.106 \text{ KN.m}$$

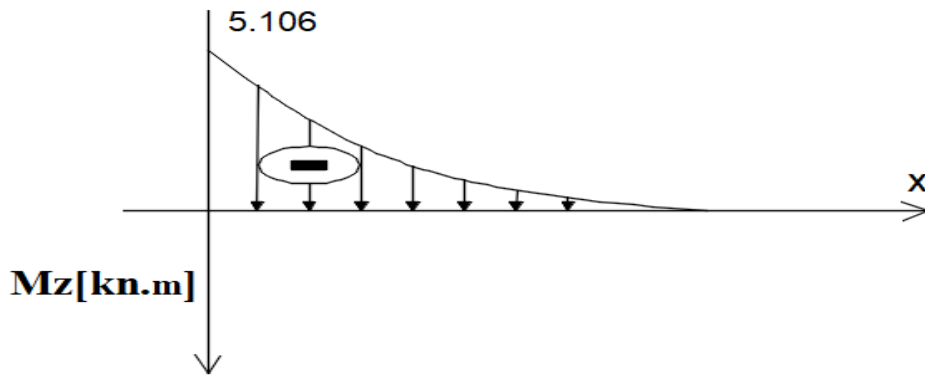


Figure III.3.5 : Diagramme du moment à l'ELS

➤ Effort tranchant :

$$T_s = q_s \times l + p_s = 8.83 \times 0.9 + 1.7 = 9.647 \text{ KN}$$

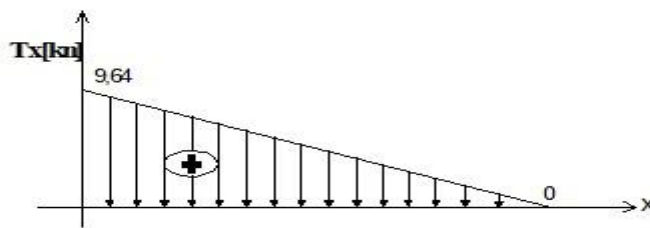


Figure III.3.6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

III.3.6 : Vérification à l'ELS :

A- Vérification de l'état limite de compression du béton : (Art.A.4.5.2/BAEL 91 révisées 99)

Vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho (\%) = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.241$$

Par interpolation :

$$\rho_1 = 0.241 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 48.29 \\ \beta_1 = 0.921 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5.106 \times 10^3}{0.921 \times 18 \times 3.14} = 98.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{98.09}{48.29} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

B- Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32/BAEL 91 révisées 99)

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire

C- Etat limite de déformation : (/Art B.6.5.1/BAEL 91 révisées 99)

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions sont satisfaites

$$: \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{15M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\rightarrow \quad \frac{h}{l} = \frac{15}{90} = 0.166 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\rightarrow \quad \frac{h}{l} = \frac{15}{90} = 0.166 > \frac{M_s}{15M_0} = \frac{5.106}{15 \times 5.106} = 0.066 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\rightarrow \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Résultats:

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant:

Armatures principales : $A_s = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{ cm}$

Armatures de répartition : $A_r = 4HA8 = 2.01\text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{ cm}$

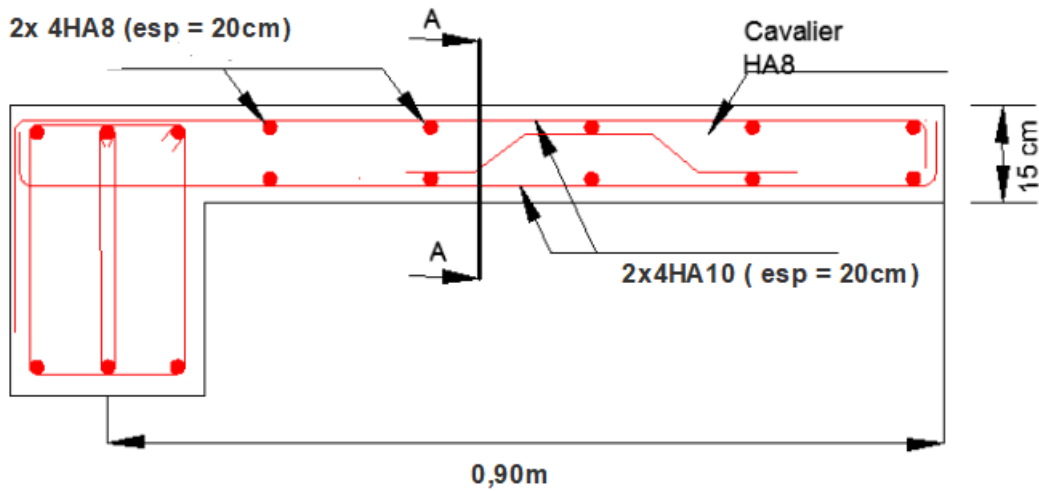


Figure III.3.7: Ferrailage de la console.

III.4: Dalle pleine :

III.4.1 Définition :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions et qui peuvent se reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs). Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

A- La résistance au feu :

- $e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

B- L'isolation acoustique (phonique) : Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

C- La résistance à la flexion : L'épaisseur de la dalle est donnée en fonction de la nature des appuis

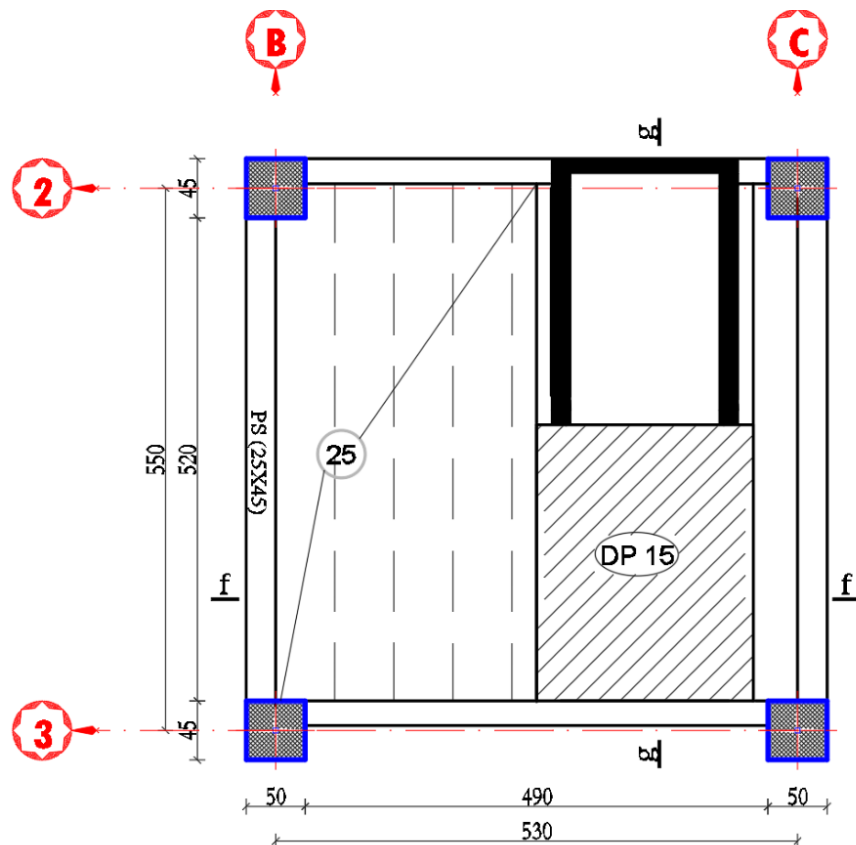


Figure III.4.1 : Vue en plan dalle pleine hall ascenseur

Dalles reposantes sur trois ou quatre appuis : $L_X/45 < e < L_X/40$.

L_X : petit côté du panneau de la dalle : $L_X = 190$ cm

L_Y : grand côté du panneau de la dalle : $L_Y = 310$ cm

Dans notre cas, la dalle repose sur trois appuis

$$\frac{L_X}{45} \leq e \leq \frac{L_X}{40} \rightarrow \frac{190}{45} \leq e \leq \frac{190}{40} \rightarrow 4.22 \leq e \leq 4.75 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{190}{310} = 0.61 \rightarrow 0.4 \leq \rho = 0.61 \leq 1 \rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens}$$

❖ **Charges et surcharges revenant à la dalle :**

-Charge permanente : $G=5.33 \text{ KN/m}^2$ (chapitre 2)

-Surcharge d'exploitation : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$ (d'après le DTR)

III.4.2 Calcul à l'ELU :

1. Combinaisons des charges à l'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m}$$

$$q_u = 12.44 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul des moments à l'ELU :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- Dans le sens de la petite portée: $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée: $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y , sont répertoriés dans un tableau (Tables 1.128) et sont fonction du rapport et du coefficient de poisson ν du béton.

$$\text{On prend : } \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime.} \\ \nu = 0.2 \text{ l'état limite de service.} \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_{ox}$$

$$\rho = 0.61 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0798 \\ \mu_y = 0.317 \end{cases}$$

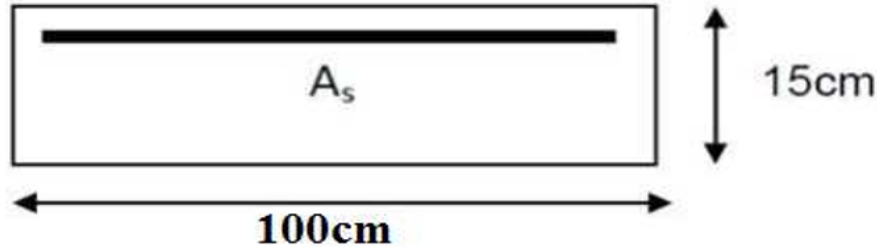
$$M_x = 0.0798 \times 12.44 \times 1.90^2 = 3.58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.317 \times 3.58 = 1.13 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage de la dalle pleine à l'ELU:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

$$B=100\text{cm} ; d=h-c=15-2=13\text{cm}$$



➤ **Sens X-X :**

• **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 3.58 = 3.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.04 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_x = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.04 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.676 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t= 25cm

• **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 3.58 = -1.074 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.074 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_x = 0.004 \rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.074 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t= 25cm

➤ Sens Y-Y :

• En travée :

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 1.13 = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.96 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_x = 0.004 \rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.96 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25cm

• Aux appuis :

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 1.13 = -0.339 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.339 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.001 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_x = 0.001 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_t = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.339 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.075 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25cm

III.4.3 : Vérification à l'ELU:

A- Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4)

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W₀ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0 (3 - \rho)}{2} \quad ; \quad A_x \geq \frac{W_0 (3 - \rho)}{2} \times b \cdot h \quad ; \quad W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

b.h : section totale de béton.

w_x et w_y : Les Taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y)

ρ₀ = Rapport du volume des aciers à celui du béton ρ₀ = 0,0008 pour des barres à hautes adhérence de classe FeE400.

➤ **Sens X-X :**

$$A_x \geq \frac{W_0 (3-\rho)}{2} \times b.h$$

$$A_x \geq \frac{0.0008 \times (3-0.61)}{2} \times 100 \times 15 = 1.43 \text{ cm}^2$$

En travées : Section adoptée = 2.01 cm² > A_x = 1,43cm²condition vérifiée.

Aux appuis : Section adoptée = 2.01 cm² > A_x = 1,43cm²condition vérifiée.

➤ **Sens Y-Y :**

$$W_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travées : Section adoptée = 2.01 cm² > A_y = 1.2 cm²condition vérifiée.

Aux appuis : Section adoptée = 2.01 cm² > A_y = 1.2 cm²condition vérifiée.

B- Espacement des barres : (Art A-8-2-42 du BAEL99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-La direction la plus sollicitée : $St \leq \min (3h ; 33\text{cm})$

-La direction perpendiculaire à la plus sollicitée : $St \leq \min (4h ; 45\text{cm})$.

➤ **Sens X-X :**

$St = 25 \text{ cm} \leq \min (3 \times h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ **Sens Y-Y :**

$St = 25\text{cm} \leq \min (4 \times h = 60 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

C- Diamètre maximal des armatures : (BAEL91modifié 99, article A.7.2.1)

- Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments

On doit vérifier que : $\emptyset_{\max} \leq \frac{h_t}{10}$

$$\emptyset_{\max} = 8\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\emptyset_{\max} = 8\text{mm} < 15 \text{ mm}$ condition vérifiée

D- Vérification au cisaillement (la contrainte tangentielle) :

(BAEL91 modifié 99, article A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm.}$

➤ **Sollicitation d'efforts tranchant :**

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sont données par :

- Au milieu de L_y :

$$T_1^u = \frac{p}{(2l_x + l_y)} \quad \text{avec} \quad p = q_u \cdot l_x \cdot l_y = 12.44 \times 1.90 \times 3.10 = 73.27 \text{ KN}$$

$$T_1^u = \frac{73.27}{2 \times 1.90 + 3.10} = 10.62 \text{ KN}$$

- Au milieu de L_x :

$$T_2^u = \frac{p}{3l_x} = \frac{73.27}{3 \times 1.90} = 12.85 \text{ KN}$$

Donc $T_{max}^u = T_2^u = 12.85 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{12.85 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.095 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.095 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

E- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(BAEL91 modifié 99, article A.6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq (\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}) ; (\Psi_s = 1.5 \text{ HA})$

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$
- $\sum U_i = n \times \Phi \times \pi$; $\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i : \text{Somme des périmètres utile des armatures} \\ n : \text{nombre des barres} \end{array} \right.$
- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$

On a adopté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification est la même.

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 8 \times 3.14 = 100.48 \text{ mm}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\tau_{se} = \frac{12.85 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Sens Y-Y :

$$\tau_{se} = \frac{10.62 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

F- Longueur du scellement droit : (BAEL91 modifié 99, article A.6.1.22).

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

L_s : longueur de scellement droit

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 0.8 \text{ cm} \rightarrow L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 30 \text{ cm}$.

D'après (Art A.6. 1 ,253/BAEL 9 1modifiées 99) si la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à (0.4 L_s).

$$L_c = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte pour } L_c = 15 \text{ cm}$$

III.4.4 : Calcul à l'ELS:

1- Combinaisons des charges à l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

$$q_s = (5.33 + 3.5) \times 1 = 8.83 \text{ KN/ml}$$

2- Calcul des moments à l'ELS :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_{ox}$$

$$\rho = 0.61 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0849 \\ \mu_y = 0.487 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0849 \times 8.83 \times 1.90^2 = 2.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.487 \times 2.71 = 1.32 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

➤ Sens X-X :

En travée : $M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 2.71 = 2.30 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 2.71 = -0.81 \text{ KN.m}$

➤ Sens Y-Y :

En travée : $M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 1.32 = 1.12 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 1.32 = -0.39 \text{ KN.m}$

III.4.5. Vérification à l'ELS :

1- Vérification de l'Etat limite d'ouverture des fissures :

(BAEL91 modifié99, article A.4.5.3)

La fissuration est peu nuisible la vérification n'es pas nécessaire.

2- État limite de compression de béton : (BAEL91 modifié 99, article. A.4.5.2)

✚ **Contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$**

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b.d} \times 100 = \frac{2.01}{100 \times 13} \times 100 = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 61.92 \\ \beta_1 = 0.935 \end{cases}$$

➤ **Sens X-X:**

Aux appuis : $\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{0.81 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 33.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée}$

En travée : $\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{2.30 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 94.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée}$

➤ **Sens Y-Y :**

Aux appuis : $\sigma_{st} = \frac{M_y^a}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{0.39 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 15.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée}$

En travée : $\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{1.12 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 45.84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée}$

✚ **Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

➤ **Sens X-X:**

Aux appuis : $\sigma_{bc} = \frac{33.15}{61.92} = 0.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

En travée : $\sigma_{bc} = \frac{94.14}{61.92} = 1.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

➤ **Sens Y-Y :**

Aux appuis : $\sigma_{bc} = \frac{15.96}{61.92} = 0.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

En travée : $\sigma_{bc} = \frac{45.84}{61.92} = 0.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

3- Vérification de la flèche : (BAEL91 modifié 99, article B.7.5.2)

On peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x} \rightarrow \frac{15}{1.90} = 7.89 > \frac{2.30}{20 \times 2.71} = 0.042$ Condition vérifiée
- $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 < \frac{2}{400} = 0.005$ Condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

❖ Armatures dans le sens X-X

En travées : 4HA8 avec espacement $St=25\text{cm}$

Aux appuis : 4HA8 avec espacement $St=25\text{cm}$

❖ Armatures dans le sens Y-Y :

En travées : 4HA8 avec espacement $St=25\text{cm}$

Aux appuis : 4HA8 avec espacement $St=25\text{cm}$

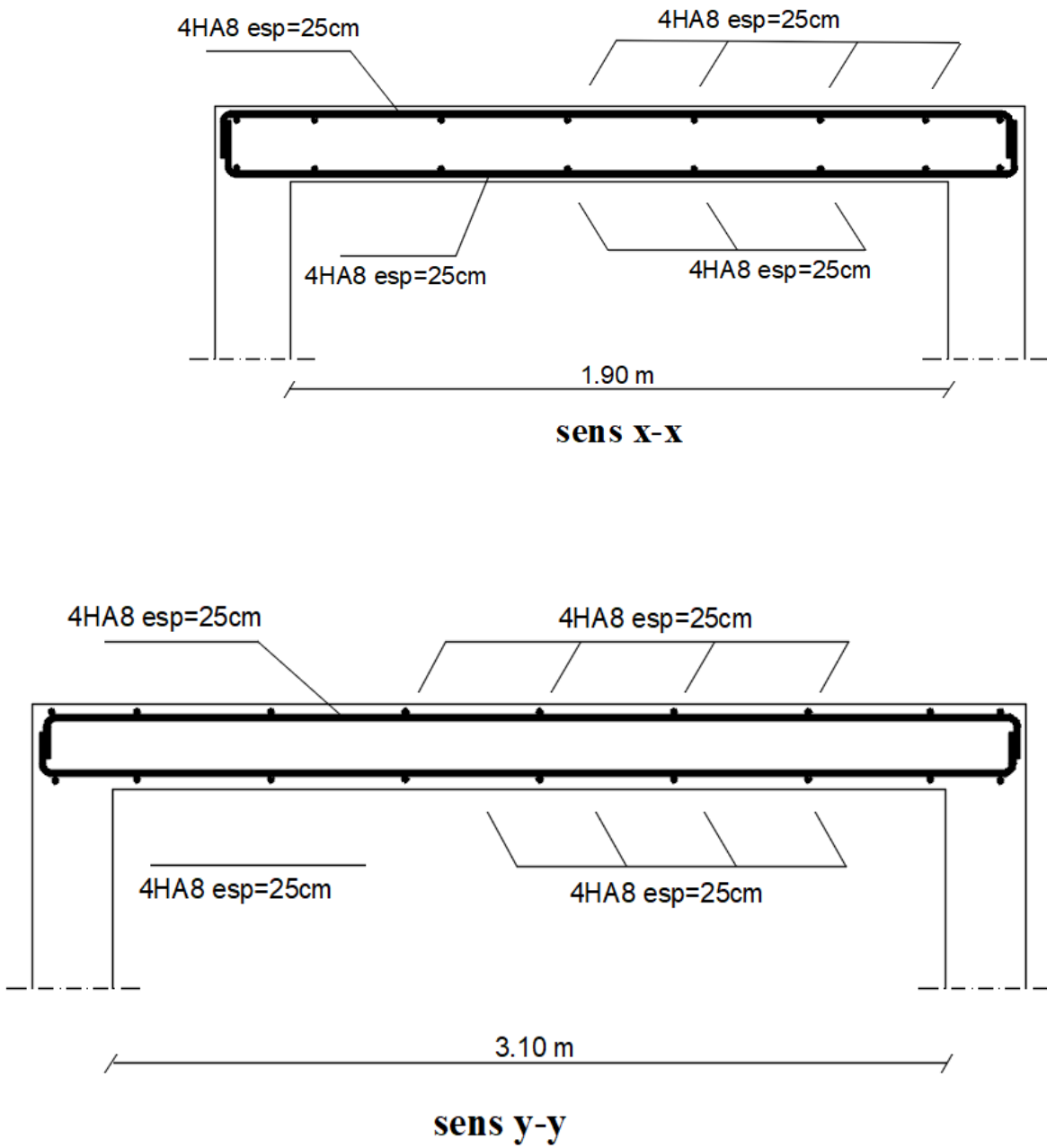


Figure III.4.2 : Ferrailage de la dalle pleine hall ascenseur sens (X-X) et (Y-Y)

III.5 : Les escaliers :

III.5.1 : Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

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

III.5.2 : Terminologie :

H : hauteur de la volée.

h : hauteur des contres marches.

L1 : longueur de palier de départ.

L2 : longueur projetée de la volée.

L3 : longueur du palier d'arrivée.

ep : épaisseur de la paillasse et du palier.

E : Emmarchement.

g : largeur des marches (giron).

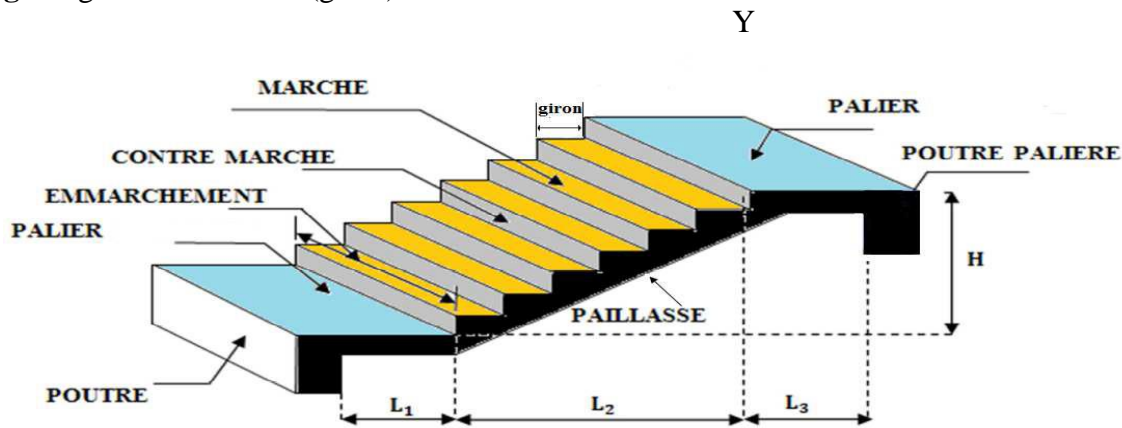


Figure III.5.1 : schéma de l'escalier

***La marche** : est surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

***La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

***Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, sa valeur varie généralement entre 13 et 17 cm jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

***L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.

***Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives; il y a une valeur constante de 28cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h+g = 59$ à 66 .

***La ligne de foulée** : représente en plan le parcours ou la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier, et en général le tracé de cette ligne répond à des critères géométriques vus plus loin dans le présent guide, et en général à 0,65m de collet, si $E \geq 1m$.

*La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

*Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs, sa longueur projetée est L1.

*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 les contre-marches d'épaisseur e_p .

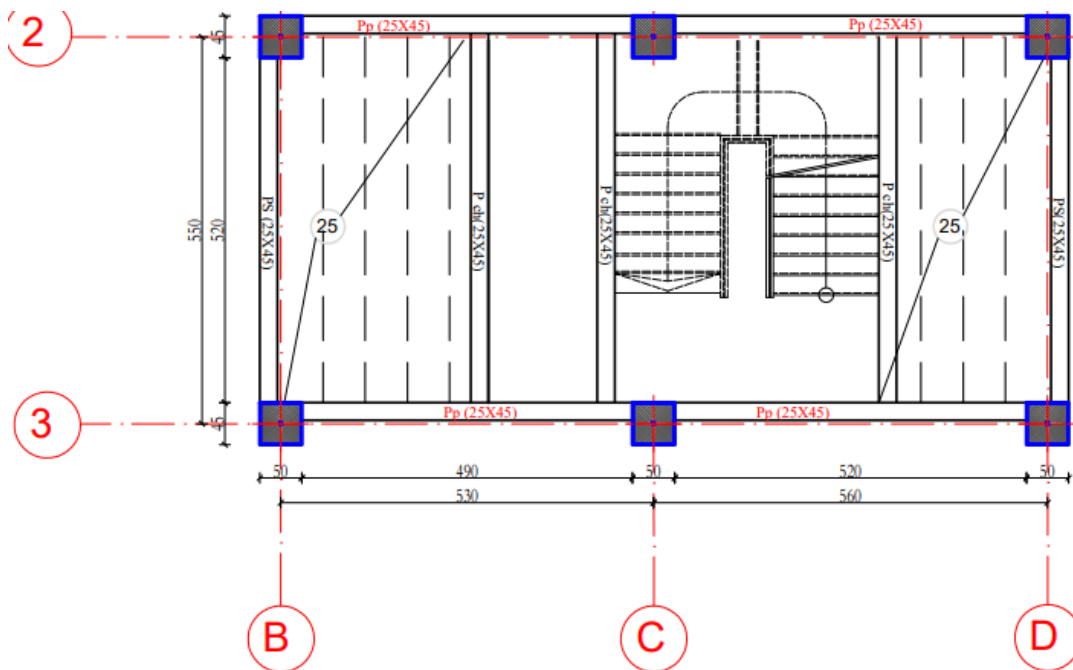


Figure III.5.2 : Vue en plan de l'escalier

Le calcul des escaliers se fait on suivant ses étapes :

- Le pré dimensionnement d'escaliers.
- Détermination des charges et des surcharges.
- Le calcul des efforts internes à ELU et ELS.
- Le ferrailage et les vérifications.

Le pré- dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre de marche « n ».
- La hauteur de marche « h ».
- Le giron « g ».
- l'épaisseur de la paillasse « e ».

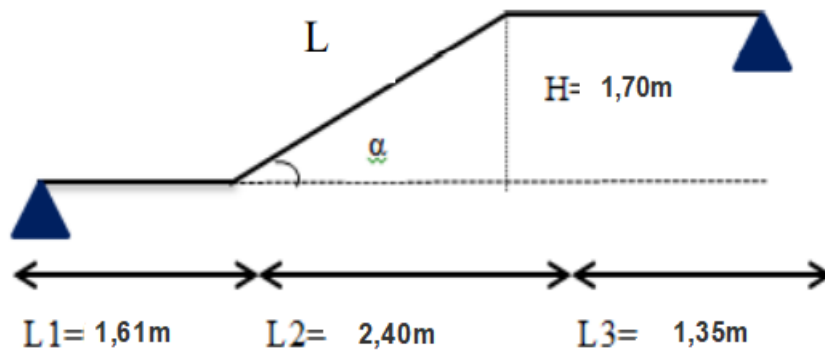


Figure III.5.3 : Schéma statique de l'escalier

III.5.3 : Pré dimensionnement des escaliers :

1. Calcul de n, h et g :

Les escaliers seront pré dimensionner suivant la formule de **BLONDEL**, et en tenant compte des dimensions données sur le plan

- RDC ; 1^{er}, 2eme, 3eme, 4eme, 5eme, 6eme, 7eme étages :

Volée :

- **La hauteur de la marche « h » :**
14cm < h < 18cm On opte pour **h=17cm**

- **Le giron « g » :**
28cm < g < 36cm On opte pour **g = 30cm**

- **Nombre de contre marche « n » :**
 $n = \frac{H}{h}$ avec $H = \frac{408-68}{2} = 170 \text{ cm}$ → $n = \frac{170}{17} = 10$ contre marches

- **Nombre de marches « m » :**
m = n - 1 → m = 10-1 = 9 marches

Les marches seront réparties de la manière suivante :

La volée 1 : 9 contre marches, soit 8 marches

La volée 2 : 2 contre marches, soit 1 marches

La volée 3 : 9 contre marches, soit 8 marches

- **Vérification de la formule de BLONDEL :**
 $59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$
 $59 \leq 30+2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$
 $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$
 La relation de BLONDEL est vérifiée donc l'escalier est confortable.

• **Épaisseur de la paillasse et du palier :**

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

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20}$$

Avec :

L : longueur réelle de la volée et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L' + L_3$

L_1 : longueur du 1^{er} palier ; $L_1 = 161$ cm.

L_2 : longueur de la volée projetée ; $L_2 = m \times g = 8 \times 30 = 240$ cm

L_3 : longueur du 2^{eme} palier ; $L_3 = 135$ cm

$H = 170$ cm

$$Tg\alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{170}{240} = 0.708 \quad \rightarrow \quad \alpha = 35.31^\circ \quad ; \quad \cos \alpha = \frac{L_2}{L'}$$

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 35.31} = 294.10 \text{ cm} = 2.94 \text{ m}$$

$$L = 161 + 294.10 + 135 = 590 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la paillasse est $\frac{590}{30} \leq e_p \leq \frac{590}{20}$

$19.66 \leq e_p \leq 29.5$ on prend : $e_p = 25$ cm

Nb : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier

2. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

a- Les charges permanentes :

- Le palier :

Tableau III.5,1 : charge totale du palier

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²) $e_p \times \gamma_b \times 1m$
Poids propre de la dalle pleine en BA	0.25	25	$0.25 \times 25 \times 1 = 6.25$
Revêtement en carrelage	0.02	25	$0.02 \times 20 \times 1 = 0.4$
Mortier de pose	0.02	25	$0.02 \times 20 \times 1 = 0.4$
Enduit de ciment	0.02	25	$0.02 \times 18 \times 1 = 0.36$
Couche de sable	0.02	18	$0.02 \times 18 \times 1 = 0.36$
			$G_{\text{palier}} = 7.77$
			$Q_{\text{palier}} = 2.5$

- La volée : (paillasse)

Tableau III.5.2 : charge totale de la volée

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	0.25	25	$\frac{25 \times 0.25}{\cos 35.31} = 7.66$
Poids de la marche	0.17	25	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.13$
Carrelage	0.02	25	$0.02 \times 25 \times 1 = 0.5$
Mortier	0.02	25	$0.02 \times 25 \times 1 = 0.5$
Enduit de ciment	0.02	25	$0.02 \times 25 \times 1 = 0.5$
Couche de sable	0.02	18	$0.02 \times 18 \times 1 = 0.36$
Poids du garde-corps	0.2	/	$0.2 \times 1 = 0.2$
Charge permanente totale	/	/	$G_{\text{volée}} = 11.85$

b- Les surcharges d'exploitations :

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ pour le palier et la volée.

III.5.4 : Calcul à l'ELU :

A- Combinaison des charges (ELU) :

$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$.

Volée : $q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q_v) \times 1\text{m} = (1.35 \times 11.85 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 19.75 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q_p) \times 1\text{m} = (1.35 \times 7.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 14.24 \text{ KN/ml}$.

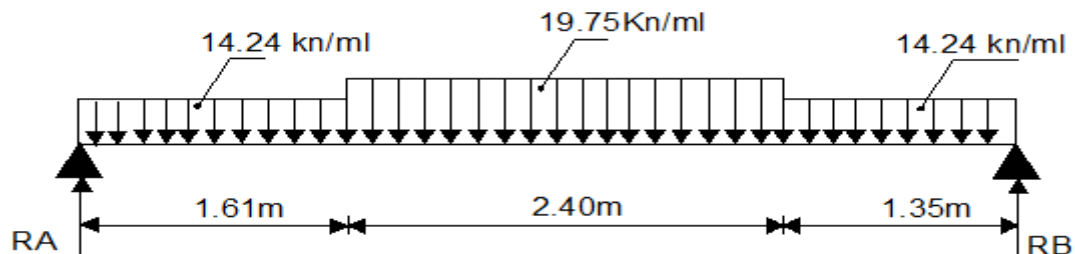


Figure III.5.4: Schéma statique des escaliers à l'ELU

B- Réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \sum F=0 ; R_A + R_B - (q_{up} \times l_1) - (q_{uv} \times l_2) - (q_{up} \times l_3) \\ R_A + R_B - (14.24 \times 1.61) - (19.75 \times 2.40) - (14.24 \times 1.35) \\ R_A + R_B = 89.55 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\begin{aligned} R_B \times 5.36 - q_{up} \times 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 4.01\right) - q_{uv} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.61\right) - q_{up} \times 1.61 \times \left(\frac{1.61}{2}\right) = 0 \\ R_B = (q_{up} \times 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 4.01\right) + q_{uv} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.61\right) + q_{up} \times 1.61 \times \left(\frac{1.61}{2}\right)) / 5.36 \\ R_B = (14.24 \times 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 4.01\right) + 19.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.61\right) + 14.24 \times 1.61 \times \left(\frac{1.61}{2}\right)) / 5.36 \\ R_B = 45.10 \text{ KN} \\ R_A + R_B = 89.55 \text{ KN} \rightarrow R_A = 89.55 - R_B = 89.55 - 45.10 = 44.45 \text{ KN} \end{aligned}$$

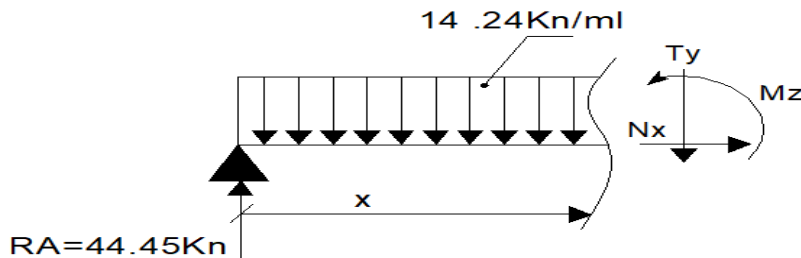
$$R_A = 44.45 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 45.10 \text{ KN}$$

C- Calcul des moments et efforts tranchants (ELU):

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant

l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = L_2 = 240 \text{ cm}$

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.61 \text{ m}$



Effort tranchant :

$$\begin{aligned} T(x) &= R_A - q_{up} \cdot x \\ T(x) &= 44.45 - 14.24 \cdot x \end{aligned}$$

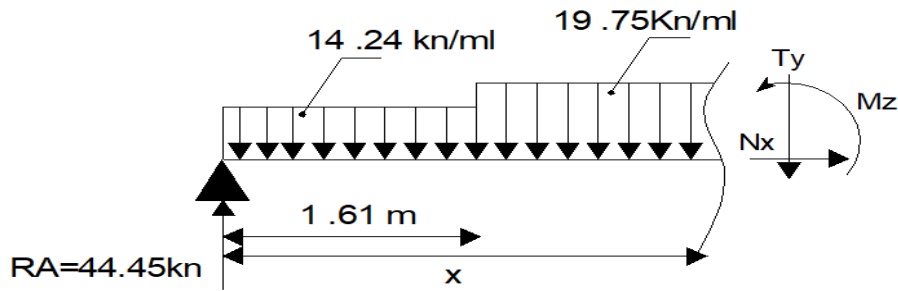
$$\begin{cases} T(0) = 44.45 \text{ KN} \\ T(1.61) = 21.52 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Moment fléchissant :

$$\begin{aligned} M(x) &= R_A \cdot x - q_{up} \cdot \left(\frac{x^2}{2}\right) \\ M(x) &= 44.45 \cdot x - 14.24 \cdot \left(\frac{x^2}{2}\right) \\ M(x) &= -7.12 x^2 + 44.45x \end{aligned}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.61) = 53.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1.61 \text{ m} \leq x \leq 4.01 \text{ m}$



✓ Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_{up} \cdot l_1 - q_{uv} \cdot (x - 1.61)$$

$$T(x) = 44.45 - 14.24 \times 1.61 - 19.75 \times (x - 1.61)$$

$$T(x) = -19.75 \cdot x + 53.32$$

$$\begin{cases} T(1.61) = 21.52 \text{ KN} \\ T(4.01) = -25.88 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Moment fléchissant :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{up} \cdot l_1 \left(x - \frac{l_1}{2}\right) - q_{uv} \left(\frac{(x - l_1)^2}{2}\right)$$

$$M(x) = 44.45 \cdot x - 14.24 \times 1.61 \left(x - \frac{1.61}{2}\right) - 19.75 \left(\frac{(x - 1.61)^2}{2}\right)$$

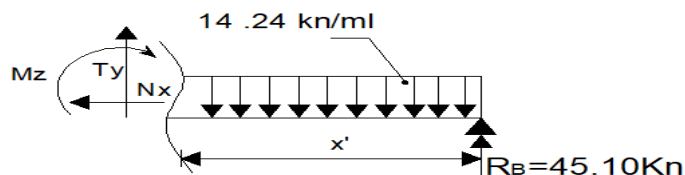
$$M(x) = 44.45 \cdot x - 22.93 (x - 0.805) - 19.75 \left(\frac{(x^2 - 3.22x + 1.61^2)}{2}\right)$$

$$M(x) = 44.45x - 22.93x + 18.45 - 9.87x^2 + 31.79x - 25.60$$

$$M(x) = -9.87x^2 + 53.31x - 7.15$$

$$\begin{cases} M(1.61) = 53.11 \text{ KN.m} \\ M(4.01) = 48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.35 \text{ m}$



✓ Effort tranchant :

$$T(x) = q_{up} \cdot x - R_B$$

$$T(x) = 14.24 \cdot x - 45.10$$

$$\begin{cases} T(0) = -45.10\text{KN} \\ T(1.35) = -25.88\text{KN} \end{cases}$$

✓ Moment fléchissant :

$$M(x) = R_B \cdot x - q_{up} \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 45.10 \cdot x - 14.24 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$M(x) = -7.12x^2 + 45.10 \cdot x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.35) = 48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU :**

Tableau III.5.3: les efforts internes à l'ELU

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.61$	0	44.45	0
	1.61	21.52	53.11
$1.61 \leq x \leq 4.01$	1.61	21.52	53.11
	4.01	-25.88	48
$0 \leq x \leq 1.35$	0	-45.10	0
	1.35	-25.88	48

Moment fléchissant maximum :

La section dangereuse est dans la travée 2

$$T(x) = -19.75 \cdot x + 53.32 = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{53.32}{19.75} = 2.69 \text{ m}$

$$M_{\max} = -9.87x^2 + 53.32x - 7.15$$

$$M_{\max} = -9.87 \times (2.69)^2 + 53.32 \times 2.69 - 7.15$$

$$M_{\max} = 64.86 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

Aux appuis : $M_{\text{amax}} : -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 64.86 = -19.45 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{\text{tmax}} : 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 64.86 = 55.13 \text{ KN.m}$

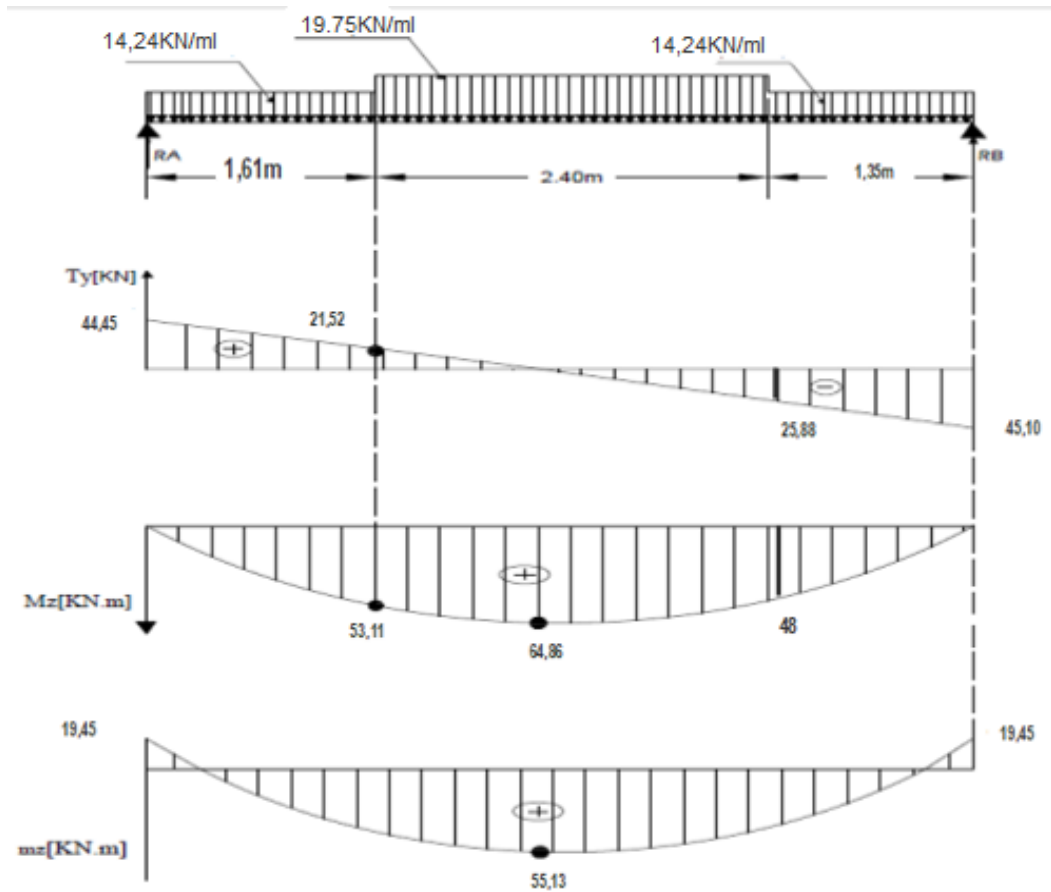


Figure III.5.5: Diagrammes des efforts internes l'état limite ultime l'ELU

D- Ferrailage des paillasses (calcul d'armature à l'ELU) :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur de la section soumise à la flexion simple, Pour cela on utilise les résultats des moments et des efforts calculés précédemment.

$$b = 100\text{cm} ; h = 25\text{cm} ; c = 2\text{cm} ; d = 23\text{cm}$$

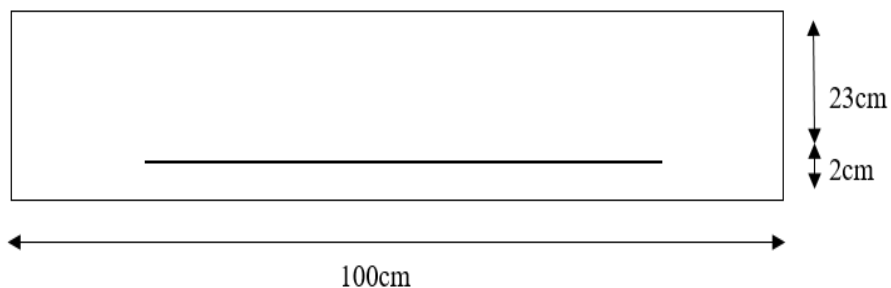


Figure III.5.6 : Coupe schématique sur la section à prendre dans les calculs

➤ **Aux appuis :** $M_{Amax} = 19.45 \text{ KN.m}$

1- Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19.45 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.026 \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = 0.026 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA} \quad ; \quad \beta = 0.987 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.45 \times 10^3}{0.987 \times 23 \times 348} = 2.46 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_A = 7\text{HA}10 = 5.49 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $St = 15 \text{ cm}$)

2- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_A}{4} = \frac{5.49}{4} = 1.37 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ra} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $St = 25 \text{ cm}$)

➤ **En travées :** $M_{tmax} = 55.13 \text{ KN.m}$

1- Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{55.13 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.073$$

$$\mu_t = 0.073 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA} \quad ; \quad \beta = 0.962 \text{ (tiré du tableau)}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{55.13 \times 10^3}{0.962 \times 23 \times 348} = 7.15 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $St = 15 \text{ cm}$)

2- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rt} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $St = 25 \text{ cm}$)

III.5.5 : Vérification à l'ELU :

A- Conditions de non fragilité : (BAEL 91 modifier 99, article A.4.2.1)

On doit vérifier que $A_{\min} < A$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$
$$A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$A_t = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B- Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2)

- Armatures principales: $S_t < \text{Min}(3h ; 33\text{cm})$
 $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- Armatures de répartition : $S_t < \text{Min}(4h ; 45\text{cm})$
 $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

C- Contrainte de cisaillement : (BAEL 91 modifier 99, article A.5.1. 211)

Pour une fissuration peu préjudiciable :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

T_{\max} : effort tranchant maximal ; $T_{\max} = 45.10 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{45.10 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.196 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D- Vérification de la condition d'adhérence : (BAEL 91 modifier 99, article A.6.1.3)

On doit vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} ; (\text{pour HA} \rightarrow \Psi_s = 1.5)$$

Avec :

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres aux appuis

τ_{se} : La contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 7 \times 10 \times 3.14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{45.10 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 219.8} = 0.991 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.991 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 7 \times 12 \times 3.14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{45.10 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 263.76} = 0.826 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.826 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

E- Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, article 6.1.2.1)

- **Longueur du scellement droit :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton afin que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre, puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\sigma_s \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \sigma_s = 1 \rightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

D'après (Art A.6. 1, 253/BAEL 91 modifiées 99) si la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $(0.4L_s)$.

$$L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm.}$$

F- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1/BAEL91)

1- Influence sur le béton : (BAEL91 modifié 99 A.5.1, 313)

Vérifier que :

$$\overline{T_u} = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b = 0.4 \times \frac{2.5}{1.5} \times 0.9 \times 23 \times 100 = 1380 \text{ KN}$$

$$T_u = 45.10 \text{ KN} < \overline{T_u} = 1380 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

2- Influence sur les armatures principales : (BAEL91 modifié99 A.5.1, 313)

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armature suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant T_u

$$A_a \geq A_s = \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{u\max} + \frac{M_{\max}}{0.9 \times d} \right)$$

avec : $T_{u\max} = 45.10 \text{ KN}$; $M_{\max} = 64.86 \text{ KN.m}$

$$A_s = \frac{1.15}{400} \left(45.10 + \frac{64.86}{0.9 \times 0.23} \right) = 1.030 \text{ cm}^2$$

$A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > A_s = 1.030 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

III.5.6: Calcul à l'ELS :

A- Combinaison des charges (ELS) :

$$q_s = (G+Q)$$

palier : $q_{sp} = 7.77 + 2.5 = 10.27 \text{ KN/ml}$

volée : $q_{sv} = 11.85 + 2.5 = 14.35 \text{ KN/ml}$

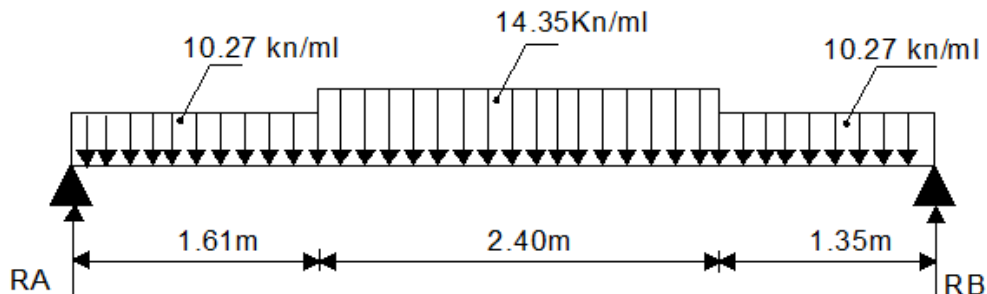


Figure III.5.7 : Schéma statique des escaliers à l'ELS

B- Réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \sum F=0 ; R_A + R_B - (q_{sp} \times l_1) - (q_{sv} \times l_2) - (q_{sp} \times l_3) \\ R_A + R_B - (10.27 \times 1.61) - (14.35 \times 2.40) - (10.27 \times 1.35) \\ R_A + R_B = 64.84 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 5.36 - q_{sp} \times 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 4.01 \right) - q_{sv} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.61 \right) - q_{sp} \times 1.61 \times \left(\frac{1.61}{2} \right) = 0$$

$$R_B = (q_{sp} \times 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 4.01 \right) + q_{sv} \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.61 \right) + q_{sp} \times 1.61 \times \left(\frac{1.61}{2} \right)) / 5.36$$

$$R_B = (10.27 \times 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 4.01 \right) + 14.35 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.61 \right) + 10.27 \times 1.61 \times \left(\frac{1.61}{2} \right)) / 5.36$$

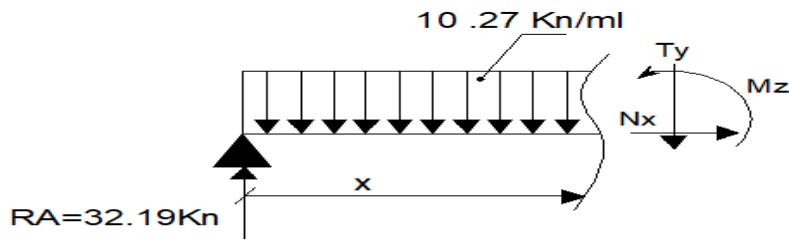
$$R_B = 32.65 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 64.84 \text{ KN} \rightarrow R_A = 64.84 - R_B = 64.84 - 32.65 = 32.19 \text{ KN}$$

$$R_A = 32.19 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 32.65 \text{ KN}$$

C- Calcul des efforts internes (efforts tranchants et des moments fléchissant) :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.61 \text{ m}$



✓ Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_{sp} \cdot x$$

$$T(x) = 32.19 - 10.27 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 32.19 \text{ KN} \\ T(1.61) = 15.65 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Moment fléchissant :

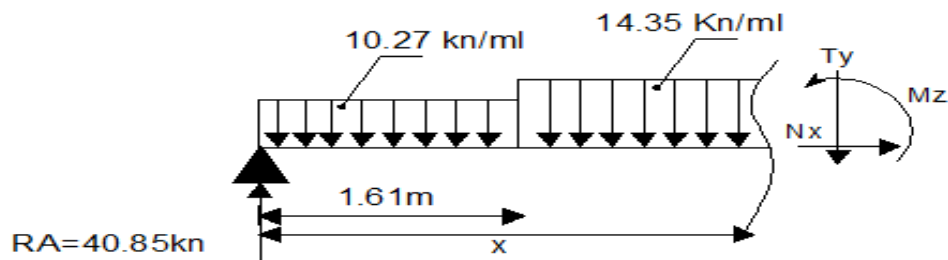
$$M(x) = R_A \cdot x - q_{sp} \cdot \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$M(x) = 32.19 \cdot x - 10.27 \cdot \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$M(x) = -5.13 x^2 + 32.19x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.61) = 38.52 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1.61 \text{ m} \leq x \leq 4.01 \text{ m}$



✓ Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_{sp} \cdot l_1 - q_{sv} \cdot (x - 1.61)$$

$$T(x) = 32.19 - 10.27 \times 1.61 - 14.35 \times (x - 1.61)$$

$$T(x) = -14.35 \cdot x + 38.76$$

$$\begin{cases} T(1.61) = 15.65 \text{ KN} \\ T(4.01) = -18.78 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Moment fléchissant :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{sp} \cdot l_1 \left(x - \frac{l_1}{2} \right) - q_{sv} \left(\frac{(x - l_1)^2}{2} \right)$$

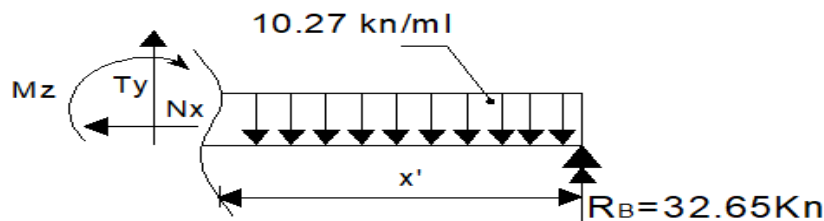
$$M(x) = 32.19 \cdot x - 10.27 \times 1.61 \left(x - \frac{1.61}{2} \right) - 14.35 \left(\frac{(x - 1.61)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 32.19 \cdot x - 16.53 \left(x - 0.805 \right) - 14.35 \left(\frac{(x^2 - 3.22x + 1.61^2)}{2} \right)$$

$$M(x) = -7.17x^2 + 38.76x - 5.3$$

$$\begin{cases} M(1.61) = 38.52 \text{ KN.m} \\ M(4.01) = 34.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.35 \text{ m}$



✓ Effort tranchant :

$$T(x) = q_{sp} \cdot x - R_B$$

$$T(x) = 10.27 \cdot x - 32.65$$

$$\begin{cases} T(0) = -32.65 \text{ KN} \\ T(1.35) = -18.78 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Moment fléchissant :

$$M(x) = R_B \cdot x - q_{sp} \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 32.65 \cdot x - 10.27 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$M(x) = -5.13x^2 + 32.65x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.35) = 34.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU :

Tableau III.5.4 : les résultats des efforts internes à l'ELS

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.61$	0	32.19	0
	1.61	15.65	38.52
$1.61 \leq x \leq 4.01$	1.61	15.65	38.52
	4.01	-18.78	34.8
$0 \leq x \leq 1.35$	0	-32.65	0
	1.35	-18.78	34.8

❖ **Moment fléchissant maximum :**

La section dangereuse est dans la travée 2

$$T(x) = -14.35.x + 38.76 = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{38.76}{14.35} = 2.7 \text{ m}$

$$M_{\max} = -7.16 \times (2.7)^2 + 38.76 \times 2.7 - 5.3$$

$$M_{\max} = 47.15 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

Aux appuis : $M_{\text{asmax}} : -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 47.15 = -14.145 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{\text{tsmax}} : 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 47.15 = 40.07 \text{ KN.m}$

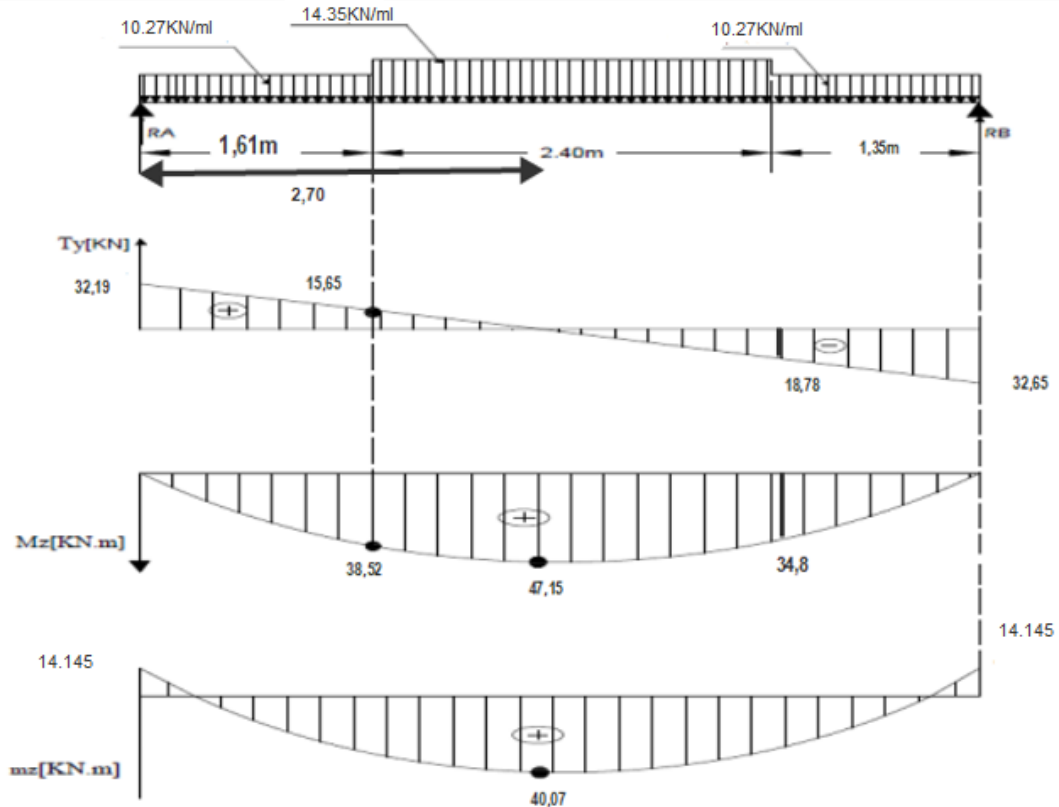


Figure III.5.8 : Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime l'ELS

III.5.7: Vérification à l'ELS :

Vérifier que :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

A- Aux appuis :

1- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$A_{st} = 5.49 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_{asmax} = 14.145 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b.d} \times 100 = \frac{5.49}{100 \times 23} \times 100 = 0.238$$

à partir des tableaux à l'ELS par interpolation nous avons :

$$\rho_1 = 0.238 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 49.10 \\ \beta_1 = 0.922 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{14.145 \times 10^3}{0.922 \times 23 \times 5.49} = 121.50 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 121.50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

2- Vérification de la contrainte dans le béton (État limite d'ouverture des fissures) : BAEL91modifié99 (Art.A.4.5 ,2)

Vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{121.50}{49.10} = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

B- En travée :

1- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_{stmax} = 40.07 \text{ KN.m}$$

$$\rho (\%) = \frac{A_s}{b.d} \times 100 = \frac{7.92}{100 \times 23} \times 100 = 0.344$$

à partir des tableaux à l'ELS nous avons :

$$\rho_1 = 0.344 \rightarrow \begin{cases} K_1 = 39.35 \\ \beta_1 = 0.908 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 . d . A_{st}} = \frac{40.07 \times 10^3}{0.908 \times 23 \times 7.92} = 242.25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 242.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

2- Vérification de la contrainte dans le béton

Vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{242.25}{39.35} = 6.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

C- Vérification de la flèche (BAEL91 B.6.5.2)

$h = 25 \text{ cm} ; d = 23 \text{ cm} ; L = 5.36 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$

Vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s L^2}{E_v \cdot I} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{536}{500} = 1.072 \text{ cm}$

Avec :

$q_s = 11,85 \text{ KN/ml}$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 2.40 \text{ m}$: portée entre nus d'appuis

E_v : Module de déformation différée égal à 10818,86 MPa

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

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

B_0 : surface de la section homogène

$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 25) + 15 \times 7.92 = 2618.8 \text{ cm}^2$

S_{xx} : Moment statique

$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 23^2}{2} + 15 \times 7.92 \times 23 = 29182.4 \text{ cm}^3$

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{29182.4}{2618.8} = 11.14 \text{ cm}$

$V_2 = h - V_1 = 25 - 11.14 = 13.86 \text{ cm}$

$I = \frac{100}{3} (11.14^3 + 13.86^3) + 15 \times 7.92 \times (13.86 - 2)^2 = 691844.35 \text{ cm}^4$

$f = \frac{5}{384} \frac{14.35 \times 10^3 \times 5.36^4}{10818.86 \times 10^6 \times 691844.35 \times 10^{-8}} = 0.002 \text{ cm} < \bar{f} = 1.072 \text{ cm}$ condition vérifiée

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

- **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_{sa} = 7\text{HA}10 = 5.49 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 15 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $A_{ra} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 25 \text{ cm}$

- **En travée :**

Armatures principales : $A_{st} = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 15 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : $A_{rt} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec espacement de : $S = 25 \text{ cm}$

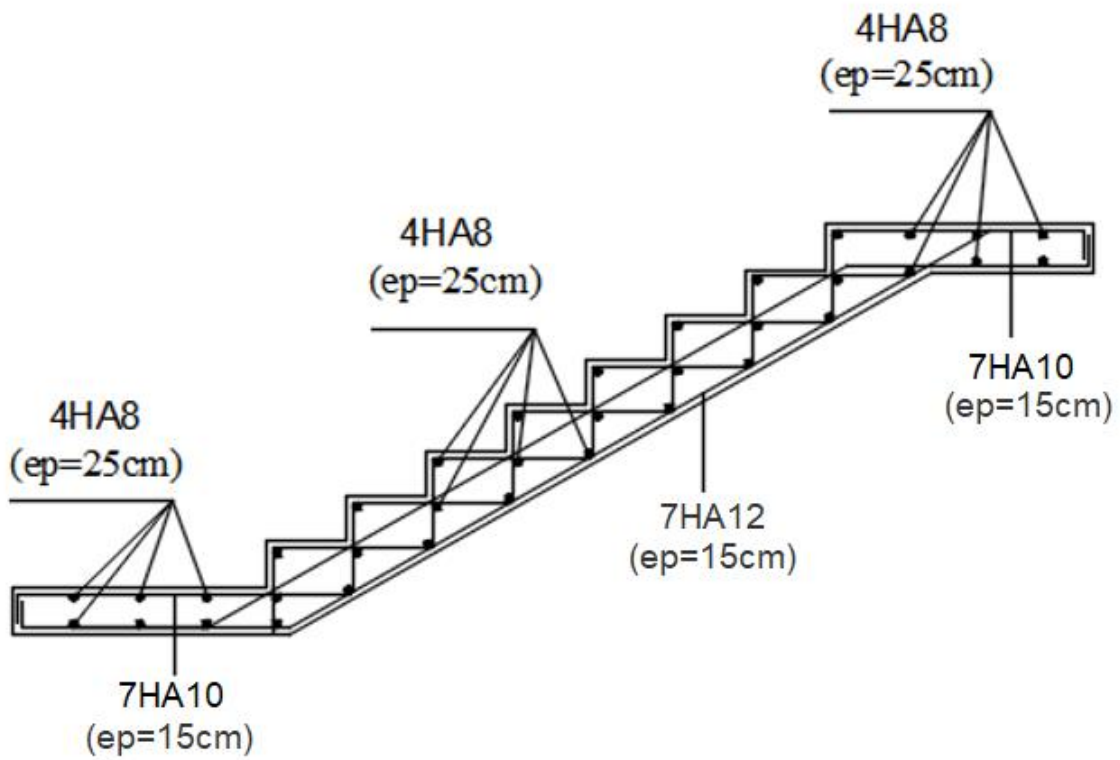


Figure III.4.9: Ferrailage de l'escalier

III.6 Salle machine :(L'ascenseur) :

Introduction :

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné a transporter verticalement des personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

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

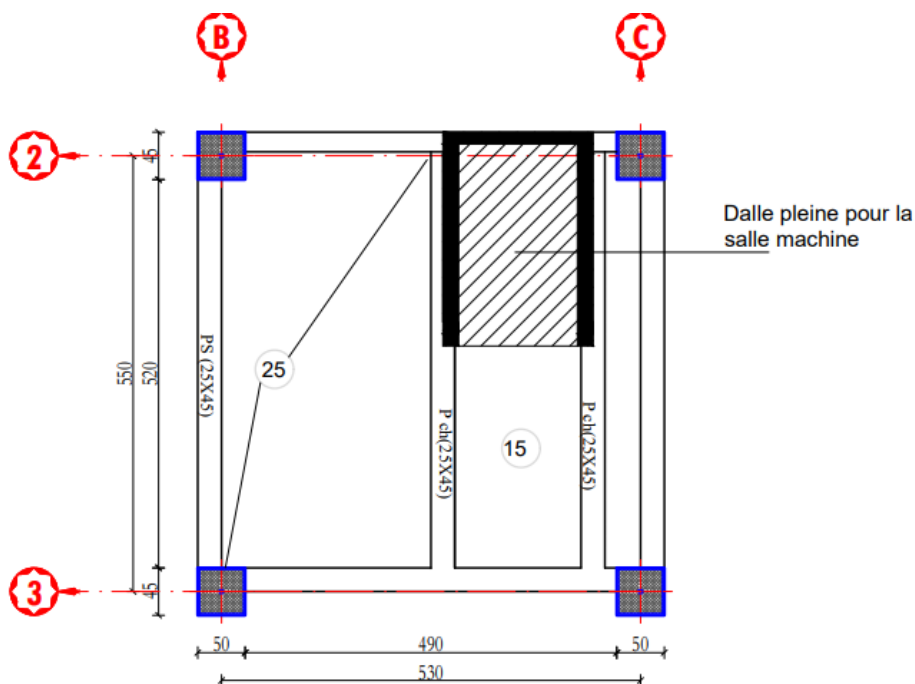
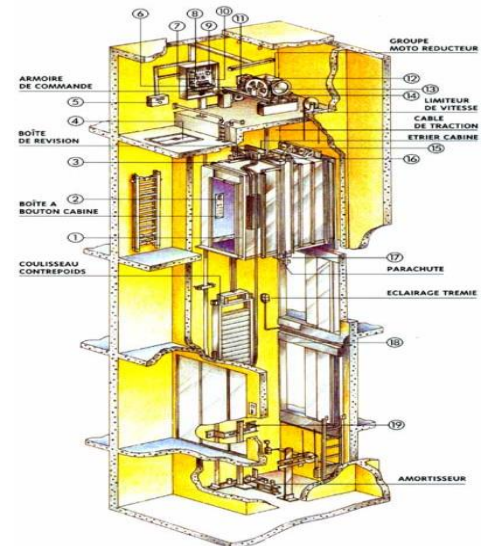


Figure III.6.1 : Vue en plan de la dalle

Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1,90 \times 2,70) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 3 cotés.
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : 8t ($P=90 \text{ KN}$).

III.6.1) Pré-dimensionnement de la dalle pleine :

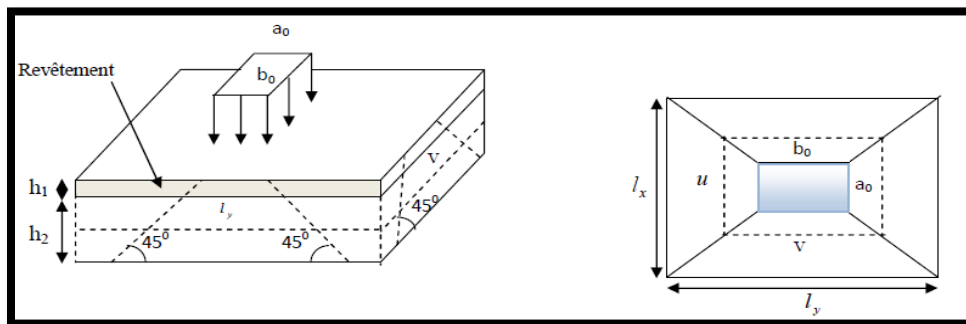
On a : $L_x=1,90\text{m}$ $L_y=2,70\text{m}$

- **Epaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante : $\rho_x = \frac{L_x}{30} = \frac{190}{30} = 6,33\text{cm}$

le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t=15\text{cm}$

III.6.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :



1) Moment due au poids propre :

$$L_x=190\text{cm} \quad L_y=270\text{cm} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{190}{270} = 0,70$$

$0,4 < \rho = 0,70 < 1$ → La dalle travaille suivant les deux directions (La dalle travaille dans les deux sens)

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 & \rightarrow \text{moment suivant la petite portee} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x & \rightarrow \text{moment suivant la grande portee} \end{cases}$$

Le coefficient μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ et du coefficient de Poisson ν

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

Etat limite ultime $v=0$

Avec :

$$\rho = 0,70 \rightarrow \mu_x = 0,0683 \text{ et } \mu_y = 0,436$$

$$\text{Poids de la dalle } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1,35(3,75) + 15(1) = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{ux1} = 0,0683 \times 6,562 \times (1,90)^2 = 1,618 \text{ KN.m} \\ M_{uy1} = 0,436 \times 1,618 = 0,705 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Etat limite de service : $v=0,2$

$$\rho = 0,70 \rightarrow \mu_x = 0,0743 \text{ et } \mu_y = 0,585$$

$$G = 3,75 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{sx1} = 0,0743 \times 4,75 \times (1,90)^2 = 1,274 \text{ KN.m} \\ M_{sy1} = 0,585 \times 1,274 = 0,745 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.2 Moment due à la charge localisée:

La dalle repose sur 04 appuis et elle est soumise à la charge permanente localisée centrique agissant sur un rectangle (U×V) qui est la surface d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Calcul de U ET V :

U, V : Dimension de rectangle sur le quelle s'applique la charge P contenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton, ils sont déterminées au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \end{cases}$$

- ξ : Coefficient de la nature de revêtement = 1 (car le revêtement est aussi solide que le béton).

e : épaisseur du revêtement (e = 5cm).

- h₀ : Épaisseur de la dalle.

- $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$: surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{cm.} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{cm.} \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,90} = 0,60 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,40} = 0,40 \quad \text{Et} \quad \rho = \frac{1,60}{2,40} = 0,70$$

Sachant que la surcharge (que nous allons appeler A) est excentrée, nous allons utiliser l'artifice de BESAL pour déterminer les moments M_x et M_y .

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

$0,4 < \rho = 0,80 < 1 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux directions

Pour déterminer M_1 et M_2 on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

$$\text{Pour } \rho = 0,70 : \begin{cases} M_1 = 0,108 \\ M_2 = 0,068 \end{cases}$$

❖ **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$P_u = 1,35P = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5\text{KN/ml}$. (Charge concentrée du système de levage).

$$M_{ux2} = P_0 \times M_1 = 121,5 \times 0,108 = 13,122\text{KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_0 \times M_2 = 121,5 \times 0,068 = 8,262\text{KN.m}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0,2$**

$$P_s = 90\text{KN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu M_2) = 90 \cdot (0,108 + 0,2 \times 0,068) = 10,944\text{KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (\nu M_1 + M_2) = 90 \cdot (0,2 \times 0,108 + 0,068) = 8,064\text{KN.m}$$

D- Superposition des moments:

$$1/\text{ELU: } M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1,617 + 13,122 = 14,739\text{KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,705 + 8,262 = 8,967\text{KN.m}$$

$$2/\text{ELS: } M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1,274 + 10,944 = 12,218\text{KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,745 + 8,064 = 8,809\text{KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments Calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis :

$$A) \text{ En travée: } \begin{cases} M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 14,739 = 12,528\text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \times 8,967 = 7,622\text{KN.m} \end{cases}$$

$$B) \text{ Aux appuis: } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 14,739 = -4,42\text{KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 8,967 = -2,70\text{KN.m} \end{cases}$$

III.6.3 Ferrailage de la dalle :

1- Ferrailage a L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

- **sens de la petite portée : x-x**
✓ **En travée :**

$$d_x = h_0 - c = 15 - 2 = 13\text{cm}$$

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100\text{ cm}$, $h_0=15\text{cm}$, $c=2\text{cm}$.

$$D = h_0 - c = 15 - 2 = 13\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,528 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,052\text{cm}^2 < 0,392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = 3 \frac{12,528 \times 10^3}{0,973 \times 13 \times 348} = 2,85\text{cm}^2$$

Soit une section de : 4HA10=3,14cm² avec un espacement de St = 25cm.

- ✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,42 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \text{ Section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_b = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,42 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,986\text{cm}^2$$

Soit une section de : 4HA8= 2,01cm² avec un espacement de St = 25cm.

- Sens de la grande portée (y-y) :

✓ En travée :

$$M_y^t = 7,622 \text{KN.m}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13 - \frac{0,8 + 0,8}{2} = 12,2 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,622 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \text{ Section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_b = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,622 \times 10^3}{0,982 \times 12,2 \times 348} = 1,83 \text{cm}^2$$

Soit une section de : 4HA10= 3,14cm² avec un espacement de St = 25cm.

✓ Aux appuis:

$$M_y^a = 2,70 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,70 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \text{ Section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_b = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,70 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,600 \text{cm}^2$$

Soit une section de : 2HA8=2,01 cm² avec un espacement de St = 25cm.

Tableau récapitulatif :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Tableau III.6.1 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle salle machine

Zone	Sens	M _u	A _{calculée}	A _{adoptée}	ST
Appuis	x-x	4,42	0,986	2,01	25
Travée	x-x	12,528	2,85	3,14	25
Appuis	y-y	2,70	0,60	2,01	25
Travée	y-y	7,622	1,83	3,14	25

III.6.4) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non-fragilité : (BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4) :

$$A_{\min} \geq \frac{\rho_0 \cdot b \cdot h_t}{2(3-\rho)}$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'armatures ;

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton $\rho_0 = 0,0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400.

- **Sens (x-x) :**

$$A_{\min}^x \geq \frac{0,0008 \times 100 \times 15}{2(3-0,9)} = 0,292 \text{ cm}^2.$$

- **En travée :**

$$A_{\min}^x = 0,292 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min}^x = 0,292 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens (y-y) :**

$$A_{\min} \geq \rho_0 \cdot b \cdot h_t$$

$$A_{\min} \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{\min}^x = 1,2 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min}^x = 1,2 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Espacements des armatures : (BAEL91 modifié 99, article A.8.2.42).

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures en travée :**

➤ **Sens (x-x) :** $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$St=25\text{cm} \leq \min \{45\text{cm} ; 33\text{cm}\} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Sens (Y-Y) :** $St \leq \min \{3h ; 45\text{cm}\}$

$St=25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm} ; 45\text{cm}\} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Armatures aux appuis :**

➤ **Sens (x-x) :** $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$St=25\text{cm} \leq \min \{45\text{cm} ; 33\text{cm}\} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Sens (Y-Y) :** $St \leq \min \{3h ; 45\text{cm}\}$

$St=25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm} ; 45\text{cm}\} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

c) Diamètre maximal des armatures : (BAEL91modifié 99, article A.7.2.1)

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments.

On doit vérifier que : $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}.$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm}.$ \rightarrow **Condition vérifiée.**

d) Vérification de la contrainte tangentielle: (BAEL91modifié99, article A.5.2.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

$b=1\text{m}$ $d=0,9h_t=0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}.$

- **Sollicitation d'efforts tranchant :**

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sont données par :

- **Au milieu de U :**

$T_1^U = \frac{P}{(2U+V)}$. Avec $P = 1,35 \times G = 121,5\text{KN}$

$T_1^U = \frac{121,5}{(2 \times 1,05 + 1,05)} = 38,571\text{KN}$

- **Au milieu de V** : $T_u = \frac{P}{3V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,571 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{38,571 \cdot 10^3}{1000 \cdot 0,9 \cdot 150} = 0,286 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,286 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,47 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Calcul a l'ELS : $\nu = 0,2$:

Moments engendrés par le système de levage :

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

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

$$q_s = P + Q = 90 \text{ kN} \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS}$$

$$M_1 = 0,108 \quad ; \quad M_2 = 0,068$$

$$M_{sx2} = 10,944 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = 8,064 \text{ N.m}$$

$$M_{sx1} = 1,274 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0,745 \text{ KN.m}$$

$$M_{sx} = 12,218 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = 8,809 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur effectuant le coefficient de **(0,95)** en travée et **(0,3)** aux appuis.

- **En tenant compte de l'encastrement partiel :**

- moments en travée :

$$\text{Sons } l_x : \quad M_{tx} = 0,85 \cdot 12,218 = 10,385 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sons } l_y : \quad M_{ty} = 0,85 \cdot 8,809 = 7,488 \text{ kN.m}$$

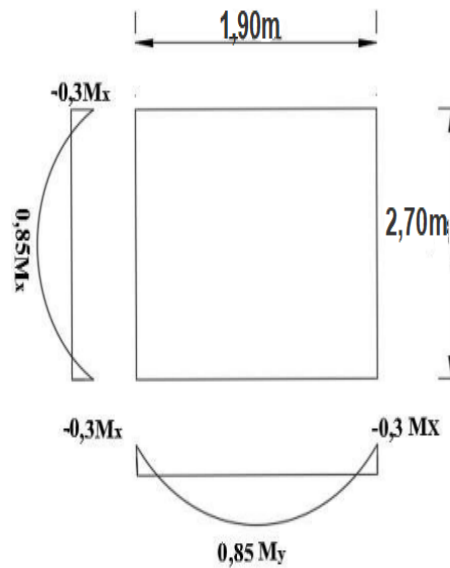


Figure III.6.2 : correction des moments

- moments aux appuis :

Sons l_x : $M_x^a = -0,3 \times M_x = -3,665 \text{ KN.m}$

Sons l_y : $M_y^a = -0,3 \times M_y = -2,643 \text{ KN.m}$

2) Etat limite de fissuration :

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

3) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :

Vérification des contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Vérification des contraintes dans les aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

➤ Sons (X-X) :(Sens le plus défavorable) :

- Aux appuis :

$M_a = 3,436 \text{ KN.m} \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad k_1 = 61,92 \quad k = 0,016 \quad \beta = 0,935$

$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{3,665 \times 10^6}{201 \times 0,935 \times 130} = 150,010 \text{ MPa} < 348 \quad \text{Condition vérifiée.}$

$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 150,010 \times 0,016 = 2,40 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$

- En travée :

$$M_t = 10,385 \text{ KN.m} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \quad k_1 = 0,02 \quad \beta = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{10,385 \times 10^6}{314 \times 0,921 \times 130} = 276,232 \text{ MPa} < 348 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 276,232 \times 0,02 = 5,52 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \quad ; \quad \frac{A_x}{b.d} \geq \frac{2}{f_e}$$

- H : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction l_x .
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale a (1m).
- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale a 1m.
- d : hauteur utile de la bande.
- b : la largeur de bande égale a 1m.

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \quad ; \quad \frac{15}{190} = 0,08 \geq \frac{10,385}{201 \times 12,218} = 0,042 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} \geq \frac{2}{f_e} \quad ; \quad \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,024 \geq \frac{2}{400} = 0,05 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

- ✓ En travee :

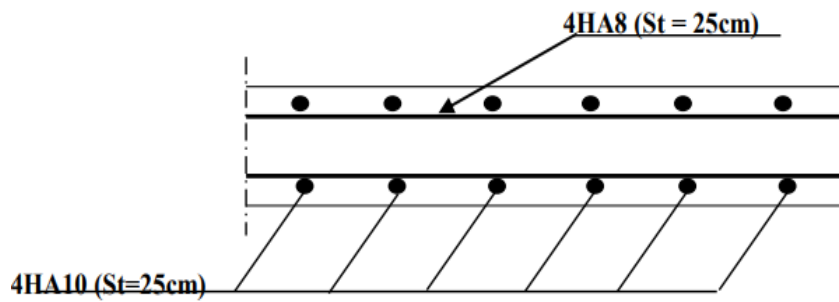
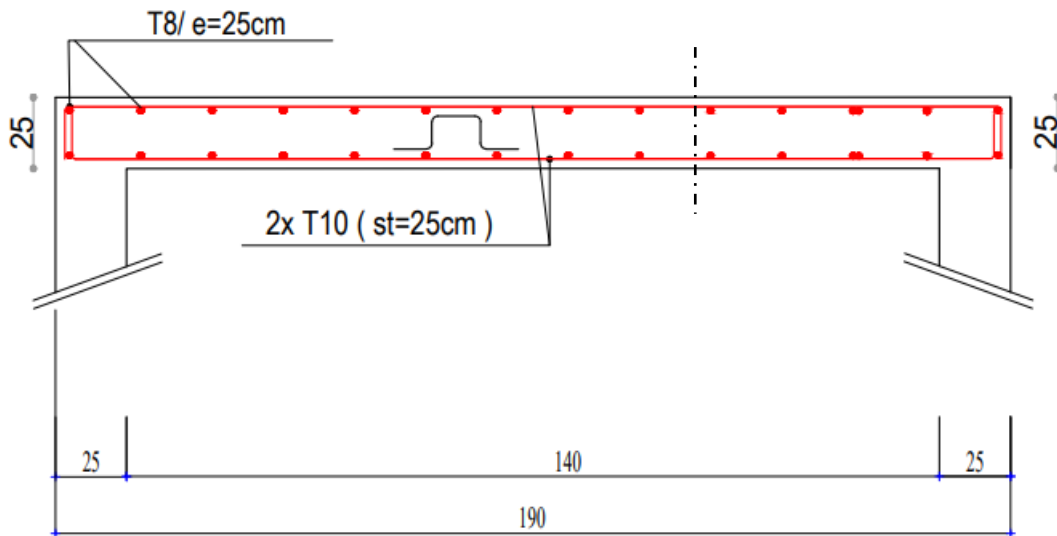
Sens x-x : 4HA10 ; St = 25cm.

Sens y-y : 4HA8 ; St = 25cm.

- ✓ Aux appuis :

Sens x-x : 4HA10 ; St = 25cm.

Sens y-y : 4HA8 ; St = 25cm.



Coupe A-A

Figure III.6.3 : plan de ferrailage de dalle salle machine sens (X-X) et (Y-Y)

Introduction :

Le contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

D'où la nécessité de comparer l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations entre refend et portique.

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

❖ La rigidité linéaire d'un poteau est : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

❖ La rigidité linéaire d'une poutre est : $K_{poutre} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

Identification des paramètres :

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$.

h_c : hauteur du poteau $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$

L_c : longueur de la poutre $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$

Avec :

\bar{h} : Hauteur entre nus des poteaux. $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis $\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$.

h_e : Hauteur entre nus d'appuis (poutres).

- h_c : Hauteur des poteaux entre axe des poutres.
- h_p : Hauteur de la poutre.
- e_p : Largeur des poteaux
- L_c : Longueur de la poutre entre axe des poteaux.
- K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

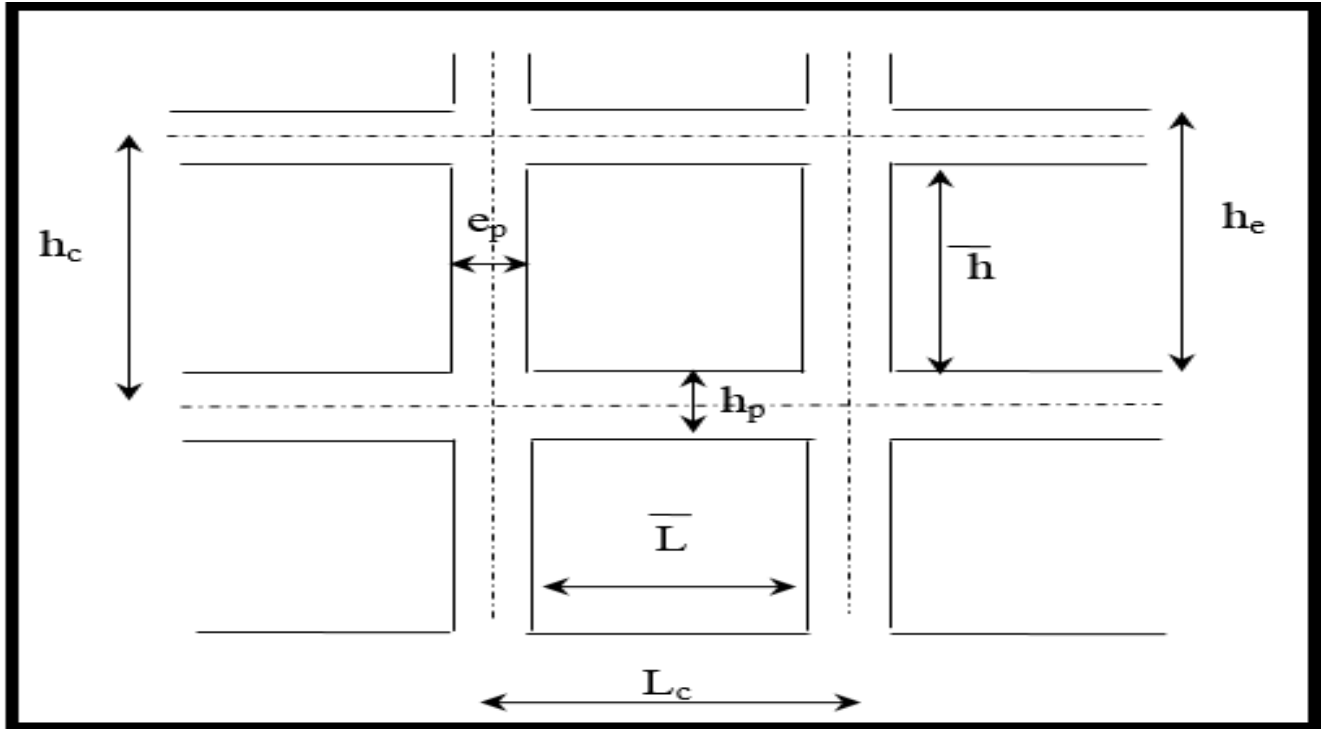
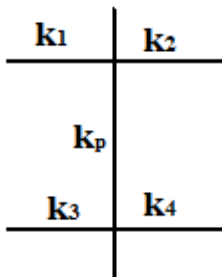


Figure IV-1 : Coupe verticale d'un niveau.

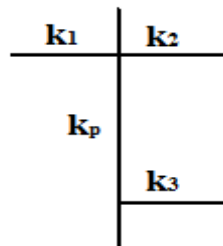
Calcul des coefficients \bar{K} (rigidités moyennes) :

1^{er} Cas : étages courant

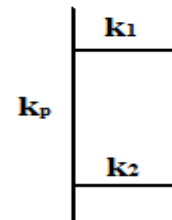
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{\text{poutre}} \times (\text{poutre sup} + \text{poutre inf})}{2 K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

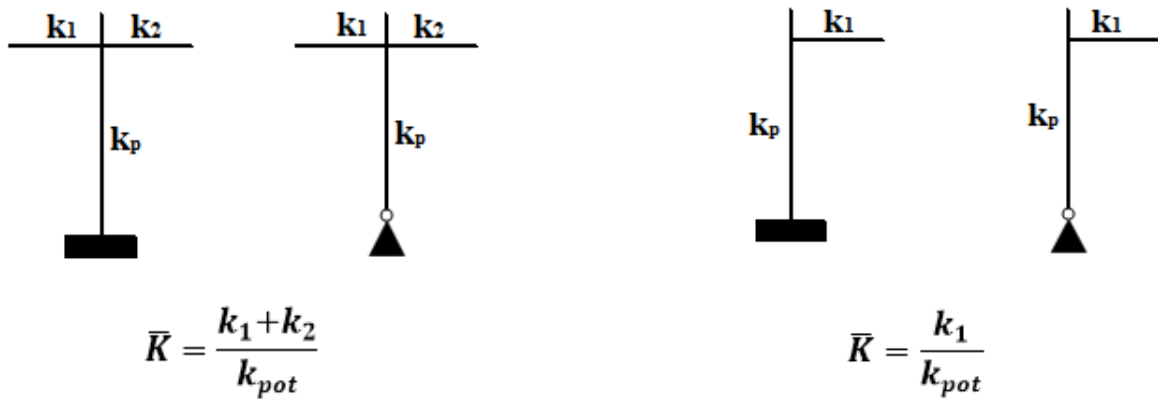


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

2^{ème} Cas : Premier niveau : $\bar{K} = \frac{\sum K_{\text{ptr}} \times (\text{poutres sup})}{K_{\text{pot}}}$



Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux :

1^{er} Cas : Etage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

2^{ème} Cas : Premier niveau :

- Poteau encasté à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{potj}^i$$

Avec E_i , module de déformations instantanées du béton.

Calcul de la rigidité du portique « i » du niveau « j » :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats des rigidités linéaires, \bar{K} , a_j^i et r_j^i , sont résumés dans les tableaux suivants :

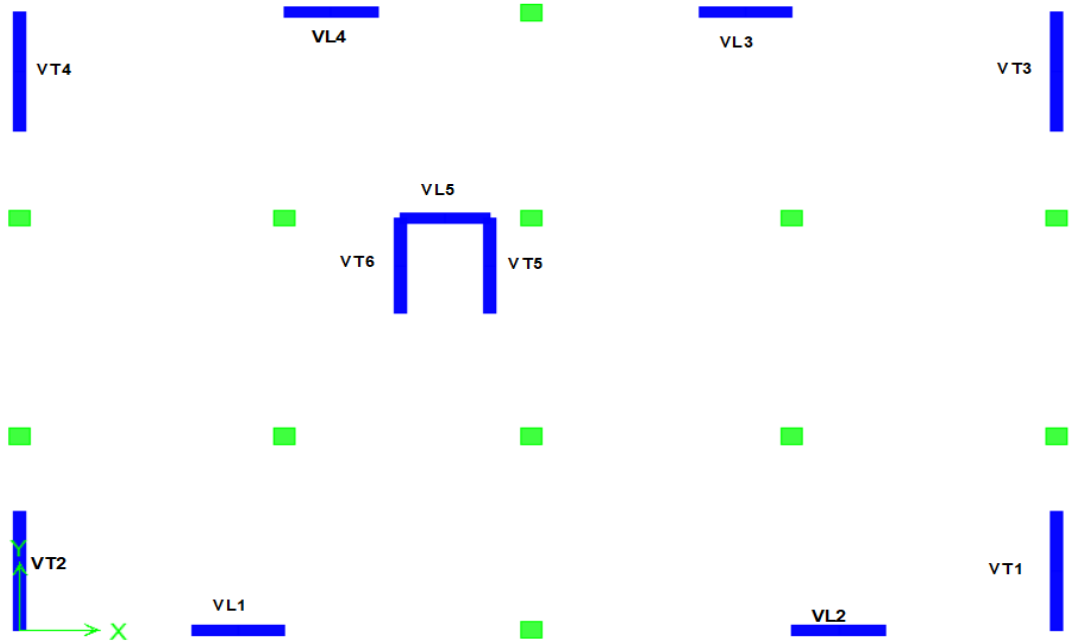


Figure VI.2 : Disposition des voiles dans la structure.

IV.2) Caractéristiques géométriques des voiles :

1. Inertie des voiles :

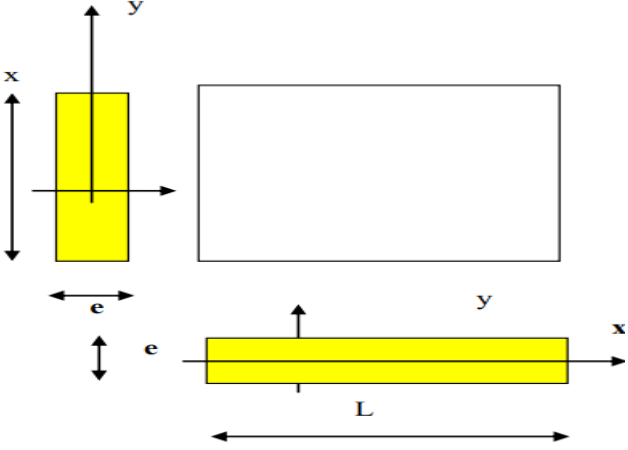


Figure IV.3 : inertie du voile

➤ **Les Voiles (les refends) longitudinaux :**

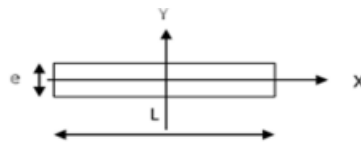


Figure IV.4 : Refends longitudinaux.

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \approx 0 \rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles longitudinaux par rapport à l'axe X-X}$$

$$e \llll L \text{ alors } I_y \llll I_x$$

➤ **Voiles transversaux :**

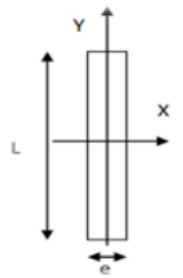


Figure IV.5: Refends transversaux.

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \approx 0 \rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (Y-Y)}$$

Remarque : Les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouverture, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins.

IV.2) Calcul des rigidités des voiles :

$$K_{\text{voile}} = \frac{I_v}{h_e}$$

K_v : Rigidité linéaire du voile.

I_v : Inertie du voile.

h_e : Hauteur de l'étage.

Tableau IV.1 : Tableau Inertie des voiles longitudinaux.

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_x (cm ⁴)	E (MPa)	h_e (cm)	r_x^j (N/m)	R_x^j = $\sum r_x^j$
E C	VL1	0,25	2	0,166667	32164,20	3,06	2245,11	10905,36
	VL2	0,25	2	0,166667	32164,20	3,06	2245,11	
	VL3	0,25	2	0,166667	32164,20	3,06	2245,11	
	VL4	0,25	2	0,166667	32164,20	3,06	2245,11	
	VL5	0,25	1,9	0,142896	32164,20	3,06	1924,90	
RDC	VL1	0,25	2	0,166667	32164,20	4,08	947,16	4600,70
	VL2	0,25	2	0,166667	32164,20	4,08	947,16	
	VL3	0,25	2	0,166667	32164,20	4,08	947,16	
	VL4	0,25	2	0,166667	32164,20	4,08	947,16	
	VL5	0,25	1,9	0,142896	32164,20	4,08	812,07	
S-SOL	VL1	0,25	2	0,166667	32164,20	3,06	2245,11	10905,36
	VL2	0,25	2	0,166667	32164,20	3,06	2245,11	
	VL3	0,25	2	0,166667	32164,20	3,06	2245,11	
	VL4	0,25	2	0,166667	32164,20	3,06	2245,11	
	VL5	0,25	1,9	0,142896	32164,20	3,06	1924,90	

Tableau IV.2 : Tableau Inertie des voiles transversaux

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_y (cm ⁴)	E (MPa)	h_e (cm)	r_y^j (N/m)	R_x^j = $\sum r_y^j$
E C	VT1	0,25	3	0,5625	32164,2	306	757726,10	3418860,17
	VT2	0,25	3	0,5625	32164,2	306	757726,10	
	VT3	0,25	3	0,5625	32164,2	306	757726,10	
	VT4	0,25	3	0,5625	32164,2	306	757726,10	
	VT5	0,25	2,4	0,288	32164,2	306	387955,76	
	VT6	0,25	2,4	0,288	32164,2	306	387955,76	
RDC	VT1	0,25	3	0,5625	32164,2	408	319665,70	1442331,63
	VT2	0,25	3	0,5625	32164,2	408	319665,70	
	VT3	0,25	3	0,5625	32164,2	408	319665,70	
	VT4	0,25	3	0,5625	32164,2	408	319665,70	
	VT5	0,25	2,4	0,288	32164,2	408	163668,84	
	VT6	0,25	2,4	0,288	32164,2	408	163668,84	
S-SOL	VT1	0,25	3	0,5625	32164,2	306	757726,10	3418860,17
	VT2	0,25	3	0,5625	32164,2	306	757726,10	
	VT3	0,25	3	0,5625	32164,2	306	757726,10	
	VT4	0,25	3	0,5625	32164,2	306	757726,10	
	VT5	0,25	2,4	0,288	32164,2	306	387955,76	
	VT6	0,25	2,4	0,288	32164,2	306	387955,76	

IV.3) Rigidités relatives des portiques :**a) Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres**

➤ Rigidité linéaire d'une poutre :

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I_{\text{poutre}}}{L_{\text{calculée}}} = \frac{I_{\text{pT}}}{L_c}$$

Avec :

- I : moment d'inertie de l'élément.
- L_c : longueur calculée de la poutre.

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \cdot h_{\text{poutre}}$$

Tableau IV.3 : Rigidités des poutres dans le sens longitudinal (x-x) :

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm)	L ₀	e _{pot} (cm)	\bar{L} (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K _{poutre}
ET5; ET6, ET7	1	25	45	189844	568	30	538	45	560,5	338,70
	2	25	45	189844	530	30	500	45	522,5	363,34
	3	25	45	189844	560	30	530	45	552,5	343,61
	4	25	45	189844	568	30	538	45	560,5	338,70
ET3 → ET4	1	25	45	189844	568	35	533	45	555,5	344,86
	2	25	45	189844	530	35	495	45	517,5	370,43
	3	25	45	189844	560	35	525	45	547,5	349,94
	4	25	45	189844	568	35	533	45	555,5	344,86
ET1 →ET2	1	25	45	189844	568	40	528	45	550,5	348,02
	2	25	45	189844	530	40	490	45	512,5	374,08
	3	25	45	189844	560	40	520	45	542,5	353,20
	4	25	45	189844	568	40	528	45	550,5	344,86
RDC →S- SOL	1	25	45	189844	568	45	523	45	545,5	348,02
	2	25	45	189844	530	45	485	45	507,5	374,08
	3	25	45	189844	560	45	515	45	537,5	353,20
	4	25	45	189844	568	45	523	45	545,5	348,02

Tableau IV.4 : Rigidités des poutres dans le sens transversal (y-y) :

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm)	L ₀	e _{pot} (cm)	\bar{L} (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K _{poutre}
ET5→ET7	1	25	45	189844	490	35	455	45	477,5	397,58
	2	25	45	189844	520	35	485	45	507,5	374,08
	3	25	45	189844	520	35	485	45	507,5	374,08
ET3→ET4	1	25	45	189844	490	40	450	45	472,5	406,08
	2	25	45	189844	520	40	480	45	502,5	381,60
	3	25	45	189844	520	40	480	45	502,5	381,60
ET1→ET2	1	25	45	189844	490	45	445	45	467,5	410,47
	2	25	45	189844	520	45	475	45	497,5	385,47
	3	25	45	189844	520	45	475	45	497,5	385,47
RDC→S-SOL	1	25	45	189844	490	50	440	45	462,5	410,47
	2	25	45	189844	520	50	470	45	492,5	385,47
	3	25	45	189844	520	50	470	45	492,5	385,47

➤ Rigidité linéaire d'un poteau :

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{h_{calculée}} = \frac{I_{pT}}{h_c} \quad h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \cdot e_{poteau}$$

- I : moment d'inertie de l'élément.
- h_c : hauteur calculée du poteau.

Tableau IV.5: Rigidités des poteaux longitudinaux.

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K _{poteau}
7	30	35	107187,5	306	45	261	30	276	388,36
6	30	35	107187,5	306	45	261	30	276	388,36
5	30	35	107187,5	306	45	261	30	276	388,36
4	35	40	186666,6667	306	45	261	35	278,5	670,26
3	35	40	186666,6667	306	45	261	35	278,5	670,26
2	40	45	303750	306	45	261	40	281	1081
1	40	45	303750	306	45	261	40	281	1081
RDC	45	50	468750	408	45	363	45	385,5	1216
S-Sol 1	45	50	468750	306	45	261	45	283,5	1653,4

Tableau IV.6: Rigidités des poteaux transversaux.

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K _{poteau}
7	35	30	78750	306	35	271	35	288,5	272,96
6	35	30	78750	306	35	271	35	288,5	272,96
5	35	30	78750	306	35	271	35	288,5	272,96
4	40	35	142916,6667	306	35	271	40	291	491,12
3	40	35	142916,6667	306	35	271	40	291	491,12
2	45	40	240000	306	35	271	45	293,5	817,72
1	45	40	240000	306	35	271	45	293,5	817,72
RDC	50	45	379687,5	408	35	373	50	398	953,99
S-Sol 1	50	45	379687,5	306	35	271	50	296	1282,7

b) Rigidité des portiques

Calcul des coefficients (\bar{k}) relatifs aux portiques

$$\text{Etage courant : } \bar{k} = \frac{\sum k_{\text{poutre}}}{2K_{\text{poteau}}}$$

$$\text{Premier niveau : } \bar{k} = \frac{\sum k_{\text{poutre}}}{2K_{\text{poteau}}}$$

Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_jⁱ »

$$\text{Etage courant et terrasse : } a_j^i = \frac{\bar{k}}{2+\bar{k}} \quad \text{premier niveau : } a_j^i = \frac{0,5+\bar{k}}{2+\bar{k}}$$

Calcul des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j »

$$r_j^i = \frac{12+E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{potj}^i$$

Tableau IV.7: calcul des rigidités des portiques sens longitudinal (x-x)

Niveau x	Travé e	K_{poutre} (cm ³)	Pot	K_{poteau} (cm ³)	\bar{K}	α_j^i	E (MPa)	h_{c3} (cm ³)	r_j^i (N/m)	R_x^j (N/m)
ET6 à ET7	(1-1)	338,70	1	374,78	0,90	1,000	32164,2	286	17684,80	43248,47
	(2-2)	363,34	2	374,78	1,87	0,484	32164,2	286	8552,90	
	(3-3)	343,61	3	374,78	1,89	0,485	32164,2	286	8583,67	
	(4-4)	338,70	4	374,78	1,82	0,477	32164,2	286	8427,10	
ET3 à ET4	(1-1)	344,86	1	1043,81	0,33	0,142	32164,2	291	6744,97	42971,74
	(2-2)	370,43	2	1043,81	0,69	0,255	32164,2	291	12141,16	
	(3-3)	349,94	3	1043,81	0,69	0,257	32164,2	291	12205,33	
	(4-4)	344,86	4	1043,81	0,67	0,250	32164,2	291	11880,28	
ET1 à ET2	(1-1)	348,02	1	1185,21	0,29	0,128	32164,2	396	3744,02	24092,02
	(2-2)	374,08	2	1185,21	0,61	0,233	32164,2	396	6828,71	
	(3-3)	353,20	3	1185,21	0,61	0,235	32164,2	396	6866,19	
	(4-4)	344,86	4	1185,21	0,59	0,227	32164,2	396	6653,11	
RDC à S-SOL	(1-1)	348,02	1	1597,10	0,22	0,324	32164,2	294	23163,02	106343,6 3
	(2-2)	374,08	2	1597,10	0,45	0,388	32164,2	294	27785,80	
	(3-3)	353,20	3	1597,10	0,46	0,389	32164,2	294	27843,62	
	(4-4)	348,02	4	1597,10	0,44	0,385	32164,2	294	27551,18	

Tableau IV.8 : Rigidités des portiques dans le sens transversal (y-y)

Niveau x	Travée	K_{poutre} (cm ³)	Pot	$K_{poutreau}$ (cm ³)	\bar{K}	α_j^i	E (MPa)	h_c (cm ³)	r_j^i (N/m)	R_x^j (N/m)
ET6 à ET7	(A-A)	397,58	1	272,96	1,46	0,421	32164,2	288,5	1208,58	15939,96
	(B-B)	374,08	2	272,96	2,83	0,586	32164,2	289	7413,32	
	(C-C)	374,08	3	272,96	2,74	0,578	32164,2	289	7318,07	
ET3 à ET4	(A-A)	406,08	1	817,72	0,50	0,199	32164,2	294	7287,90	30855,69
	(B-B)	381,60	2	817,72	0,96	0,325	32164,2	294	11910,12	
	(C-C)	381,60	3	817,72	0,93	0,318	32164,2	294	11657,67	
ET1 ET2	(A-A)	410,47	1	953,99	0,43	0,177	32164,2	398	4115,45	17647,49
	(B-B)	385,47	2	953,99	0,83	0,294	32164,2	398	6842,57	
	(C-C)	385,47	3	953,99	0,81	0,288	32164,2	398	6689,47	
RDC à S -SOL	(A-A)	410,47	1	1282,73	0,32	0,353	32164,2	296	19972,44	68054,22
	(B-B)	385,47	2	1282,73	0,62	0,428	32164,2	296	24162,09	
	(C-C)	385,47	3	1282,73	0,60	0,423	32164,2	296	23919,69	

C) Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre les portiques et les refends :

Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successive :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME », qui consiste à attribuer une Inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à 1[m⁴], il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1 \text{ [m}^4\text{]}$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

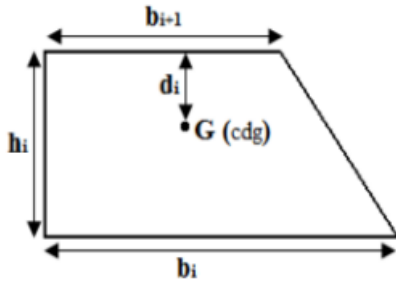


Figure IV.6 : trapèze de calcul

S_i : Surface du trapèze

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

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1 tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec :

$$S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2}$$

$$f_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(2b_i + b_{i+1})} \times h_i$$

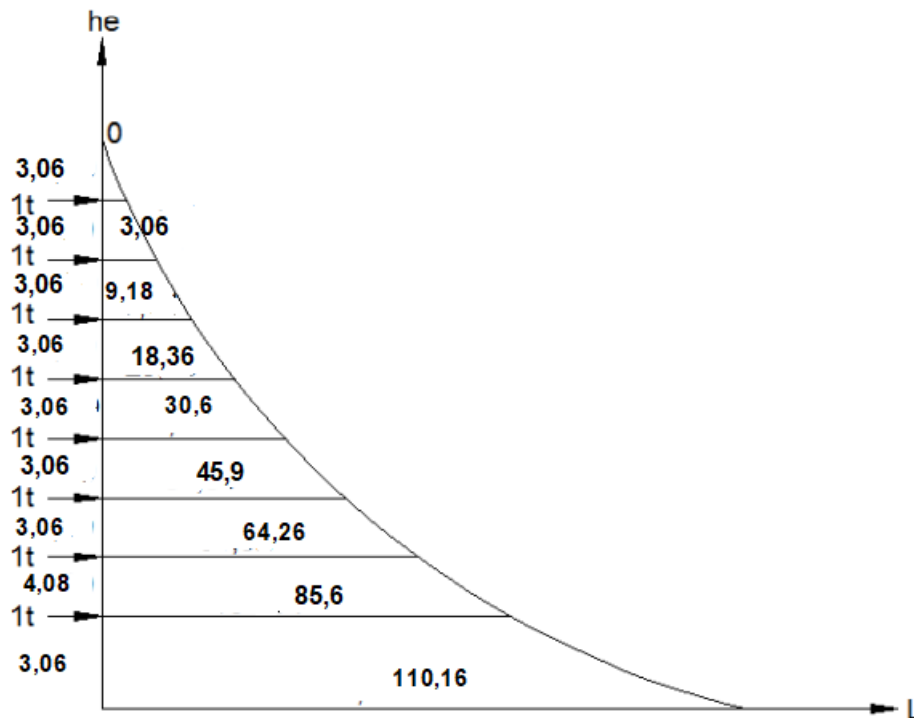


Figure IV.7 : Diagramme des moments des aires.

Tableau IV.9 ; Calcul des flèches dans les refends.

Niveaux	b_{i+1}	b_i	h_e	d_i	S_i	Fi
ET7	0	3,06	3,06	2,04	4,68	9,55
ET6	3,06	9,18	3,06	1,79	18,73	33,43
ET5	9,18	18,4	3,06	1,70	42,14	71,63
ET4	18,36	30,6	3,06	1,66	74,91	124,16
ET3	30,6	45,9	3,06	1,63	117,05	191,02
ET2	45,9	64,3	3,06	1,62	168,54	272,20
ET1	64,26	85,7	3,06	1,60	229,41	367,71
RDC	85,68	111	4,08	2,13	401,59	854,63
S-SOL	110,16	140	3,06	1,59	382,35	608,07

Calcul de la flèche :

$$f_{s-sol} = \frac{382,35 \times 1,59}{EI} = \frac{608,07}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{854,63}{EI} \quad ; \quad f_1 = \frac{367,71}{EI}$$

$$f_2 = \frac{272,20}{EI} \quad ; \quad f_3 = \frac{191,02}{EI} \quad ; \quad f_4 = \frac{124,16}{EI}$$

$$f_5 = \frac{71,63}{EI} \quad ; \quad f_6 = \frac{33,43}{EI} \quad ; \quad f_7 = \frac{9,55}{EI}$$

D) Calcul des déplacements des portiques :

Le déplacement de chaque niveau :

$$E\Delta_n = E\Psi_n \times h_e$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum k_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}; \\ h_e: \text{Hauteur d'étage;} \\ \sum K_{pn}: \text{Somme des raideurs des poteaux au niveau n.} \end{cases}$$

Pour les poteaux d'étages courants

$$E\theta_n = \frac{M_n}{24 \sum k_{pn}}$$

Pour le poteaux encastres a la base

$$E\theta_n = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum k_{t1} + 2 \sum k_{p1}}$$

$$\text{Avec : } M_n = T_n \times h_n$$

- T_n : effort tranchant de niveau « n »
- K_{tn} : raideur des poutre. $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$
- K_{pn} : raideur des poteaux. $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{L}$
- h : hauteur d'étage
- L : longueur libre de la poutre

Tableau IV.10: Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X) :

Niveaux	Portique e	h _e (m)	M _n (t.m)	M _{n+1} (t.m)	∑ K pot (m ³) 10 ⁻⁴	∑ K pou (m ³) 10 ⁻⁴	Eθ _n (t/m ²)	Eψ _n (t/m ²)	EΔ _n (KN/m)	D _n = ∑ Δ _n (KN/m)	Elf (KN.m)	I (m ⁴)	∑ I (m ⁴)
ET7	(A-A)	3,06	3,06	0	374,78	338,70	376,43	363,67	1112,84	6240,87	9,55	0,0015	0,0157
	(B-B)	3,06	3,06	0	374,78	363,34	350,91	360,99	1104,62				
	(C-C)	3,06	3,06	0	374,78	343,61	371,06	373,75	1143,67				
	(D-D)	3,06	3,06	0	374,78	338,70	376,43	941,09	2879,73				
ET6	(A-A)	3,06	9,18	3,06	374,78	338,70	1505,74	1454,70	4451,38	20931,85	33,43	0,0016	0,0141
	(B-B)	3,06	9,18	3,06	374,78	363,34	1403,65	1443,95	4418,50				
	(C-C)	3,06	9,18	3,06	374,78	343,61	1484,25	1494,99	4574,68				
	(D-D)	3,06	9,18	3,06	374,78	338,70	1505,74	2446,83	7487,29				
ET5	(A-A)	3,06	18,36	9,18	374,78	338,70	3387,91	3273,07	10015,60	44484,47	71,63	0,0016	0,0125
	(B-B)	3,06	18,36	9,18	374,78	363,34	3158,22	3248,89	9941,61				
	(C-C)	3,06	18,36	9,18	374,78	343,61	3339,56	3363,74	10293,04				
	(D-D)	3,06	18,36	9,18	374,78	338,70	3387,91	4651,71	14234,23				
ET4	(A-A)	3,06	30,6	18,36	1043,81	344,86	5915,50	5711,33	17476,67	75984,17	124,16	0,0016	0,0109
	(B-B)	3,06	30,6	18,36	1043,81	370,43	5507,16	5668,35	17345,15				
	(C-C)	3,06	30,6	18,36	1043,81	349,94	5829,53	5872,52	17969,90				
	(D-D)	3,06	30,6	18,36	1043,81	344,86	5915,50	7579,23	23192,45				
ET3	(A-A)	3,06	45,9	30,6	1043,81	344,86	9242,96	8923,95	27307,30	116807,94	191,02	0,0016	0,0093
	(B-B)	3,06	45,9	30,6	1043,81	370,43	8604,94	8856,79	27101,79				
	(C-C)	3,06	45,9	30,6	1043,81	349,94	9108,64	9175,81	28077,97				
	(D-D)	3,06	45,9	30,6	1043,81	344,86	9242,96	11215,97	34320,88				
ET2	(A-A)	3,06	64,26	45,9	1185,21	348,02	13188,98	12729,60	38952,59	165686,35	272,20	0,0016	0,0076
	(B-B)	3,06	64,26	45,9	1185,21	374,08	12270,22	12632,89	38656,65				
	(C-C)	3,06	64,26	45,9	1185,21	353,20	12995,56	13152,66	40247,13				
	(D-D)	3,06	64,26	45,9	1185,21	344,86	13309,75	15630,71	47829,98				
ET1	(A-A)	3,06	85,68	64,26	1185,21	348,02	17951,66	17326,41	53018,80	224007,21	367,71	0,0016	0,0060
	(B-B)	3,06	85,68	64,26	1185,21	374,08	16701,14	17194,77	52616,00				
	(C-C)	3,06	85,68	64,26	1185,21	353,20	17688,40	17902,23	54780,81				
	(D-D)	3,06	85,68	64,26	1185,21	344,86	18116,05	20781,57	63591,59				
RDC	(A-A)	3,06	110,16	85,68	1597,10	348,02	23447,07	22630,41	69249,04	290679,84	854,63	0,0029	0,0044
	(B-B)	3,06	110,16	85,68	1597,10	374,08	21813,73	22458,47	68722,93				
	(C-C)	3,06	110,16	85,68	1597,10	353,20	23103,21	23275,15	71221,95				
	(D-D)	3,06	110,16	85,68	1597,10	348,02	23447,07	26629,39	81485,92				
S-SOL	(A-A)	4,2	138,84	110,16	1597,10	348,02	29811,69	28773,34	120848,03	427673,50	608,07	0,0014	0,0014
	(B-B)	4,2	138,84	110,16	1597,10	374,08	27734,98	28554,74	119929,91				
	(C-C)	4,2	138,84	110,16	1597,10	353,20	29374,49	29593,09	124290,99				
	(D-D)	4,2	138,84	110,16	1597,10	348,02	29811,69	14905,85	62604,57				

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y)

Niveaux	Portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{pot}$	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (KN/m)	D_n $= \sum \Delta_n$ (KN/m)	EIf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
					(m ³) 10 ⁻⁴	(m ³) 10 ⁻⁴							
ET7	(1-1)	3,06	3,06	0	374,78	338,70	376,43	363,67	1112,84	5088,98	9,55	0,0019	0,0193
	(2-2)	3,06	3,06	0	374,78	363,34	350,91	360,99	1104,62				
	(3-3)	3,06	3,06	0	374,78	343,61	371,06	938,40	2871,51				
ET6	(1-1)	3,06	9,18	3,06	374,78	338,70	1505,74	1454,70	4451,38	16324,28	33,43	0,0020	0,0175
	(2-2)	3,06	9,18	3,06	374,78	363,34	1403,65	1443,95	4418,50				
	(3-3)	3,06	9,18	3,06	374,78	343,61	1484,25	2436,08	7454,41				
ET5	(1-1)	3,06	18,36	9,18	374,78	338,70	3387,91	3273,07	10015,60	34117,45	71,63	0,0021	0,0154
	(2-2)	3,06	18,36	9,18	374,78	363,34	3158,22	3248,89	9941,61				
	(3-3)	3,06	18,36	9,18	374,78	343,61	3339,56	4627,53	14160,24				
ET4	(1-1)	3,06	30,6	18,36	1043,81	344,86	5915,50	5711,33	17476,67	57882,74	124,16	0,0021	0,0132
	(2-2)	3,06	30,6	18,36	1043,81	370,43	5507,16	5668,35	17345,15				
	(3-3)	3,06	30,6	18,36	1043,81	349,94	5829,53	7536,25	23060,92				
ET3	(1-1)	3,06	45,9	30,6	1043,81	344,86	9242,96	8923,95	27307,30	88524,46	191,02	0,0022	0,0111
	(2-2)	3,06	45,9	30,6	1043,81	370,43	8604,94	8856,79	27101,79				
	(3-3)	3,06	45,9	30,6	1043,81	349,94	9108,64	11148,81	34115,37				
ET2	(1-1)	3,06	64,26	45,9	1185,21	348,02	13188,98	12729,60	38952,59	124958,50	272,20	0,0022	0,0089
	(2-2)	3,06	64,26	45,9	1185,21	374,08	12270,22	12632,89	38656,65				
	(3-3)	3,06	64,26	45,9	1185,21	353,20	12995,56	15473,61	47349,26				
ET1	(1-1)	3,06	85,68	64,26	1185,21	348,02	17951,66	17326,41	53018,80	168572,09	367,71	0,0022	0,0067
	(2-2)	3,06	85,68	64,26	1185,21	374,08	16701,14	17194,77	52616,00				
	(3-3)	3,06	85,68	64,26	1185,21	353,20	17688,40	20567,74	62937,28				
RDC	(1-1)	4,08	110,16	85,68	1597,10	348,02	23447,07	22630,41	92332,06	291909,05	854,63	0,0029	0,0038
	(2-2)	4,08	110,16	85,68	1597,10	374,08	21813,73	22458,47	91630,58				
	(3-3)	4,08	110,16	85,68	1597,10	353,20	23103,21	26457,45	107946,41				
S-SOL	(1-1)	3,06	138,84	110,16	1597,10	348,02	29811,69	28773,34	88046,42	220366,91	382,35	0,0017	0,0009
	(2-2)	3,06	138,84	110,16	1597,10	374,08	27734,98	28554,74	87377,50				
	(3-3)	3,06	138,84	110,16	1597,10	353,20	29374,49	14687,25	44942,99				

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivants :

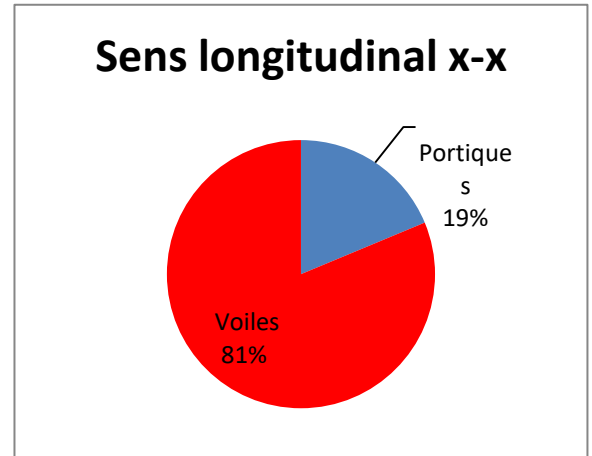
Tableau IV-12 : inertes des portiques.

Niv \ Sens	S-SOL	RDC	ET1	ET2	ET3	ET4	ET5	ET6	ET7	Inertie Moyenne
X-X	0,0014	0,004	0,0059	0,0075	0,0091	0,0107	0,0123	0,0139	0,0154	0,00894
Y-Y	0,0017	0,005	0,0068	0,009	0,0112	0,0133	0,0154	0,0174	0,0193	0,01097

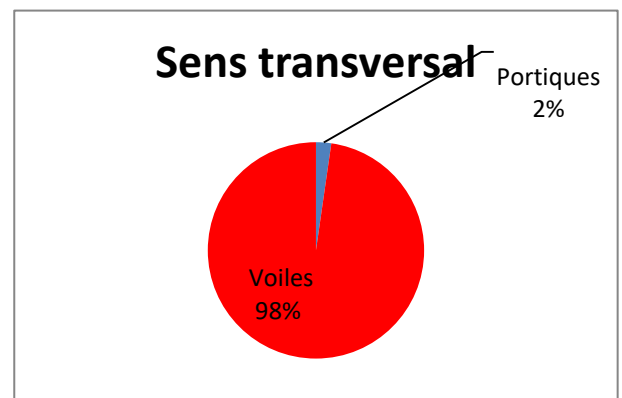
E) Comparaison des rigidités des voiles à celles des portiques :

Tableau IV-13: Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens.**Sens X-X :**

	Inerties	Pourcentage %
Portiques	0,037288889	18,72
Voiles	0,1619125	81,28
Voiles + Portiques	0,199201389	100

**Sens Y-Y :**

	Inerties	Pourcentage %
Portiques	0,010966667	2,28
Voiles	0,471	97,72
Voiles + Portiques	0,481966667	100

**Conclusion :**

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous remarquons que le système reprend plus de 20% des sollicitations dues aux charges transversales. On considère que la sollicitation longitudinale est prise uniquement par les voiles. Donc pour notre système de contreventements, on adopte un coefficient de comportements

$R=3.5$ (Contreventement assuré par des Voiles porteurs en béton armé) selon le tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003.

Après avoir défini le système de contreventement nous passons à la modélisation et à l'interprétation des résultats et aux vérifications selon le RPA.

INTRODUCTION :

Dans le domaine du génie civil, on dispose de nombreux programmes bases sur la méthode des éléments finis (MEF) permettant un calcul automatique de diverses structures.

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

On considère l'analyse de la structure sous un chargement dynamique, ce qui rend l'étude plus complexe vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent en particulier celui de l'effort sismique, Pour éviter le calcul manuel laborieux et peu fiable, et pour des résultats plus exacts et un travail facile l'outil informatique devient indispensable afin de modéliser une structure, de ces outils on utilisera l'ETABS pour aboutir aux résultats voulus.

A travers ce chapitre nous allons modéliser notre structure en utilisant le logiciel ETABS ce dernier nous permet d'analyser et calculer les efforts internes et réactions des éléments structuraux, ensuite procéder aux vérifications des exigences du RPA.

IV.1.1) Description du logiciel ETABS:

ETABS → (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS)

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tout types de bâtiments grâce a une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique (**G** , **Q**) et dynamique (**séisme**) ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel : (terminologie)

⇒ Grid line : ligne de grille

⇒ Joints : nœuds

⇒ Frame : portique (cadre)

⇒ Shell : voile

⇒ Element : élément

- ⇒ Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- ⇒ Loads : charge
- ⇒ UniformedLoads : Charge uniformément repartie
- ⇒ Define : définir
- ⇒ Materials : matériaux
 - ⇒ Concrete : béton
 - ⇒ Steel : acier
- ⇒ Frame section : dimension de la section d'un élément
- ⇒ Column : poteau
- ⇒ Beam : poutre

V.1.2) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS Version 9.7.4 Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1) :

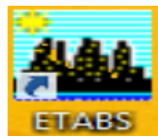


Figure V.1 : icone ETABS

V.1.3) Etapes de modélisations :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- b) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- c) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- d) Définition des charges statiques (G, Q).
- e) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- f) Définition de la charge sismique E.
- g) Chargement des éléments.
- h) Introduction des combinaisons d'actions.
- i) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V.2.0.Introduction de la géométrie de l'ouvrage :

- ✓ **Choix des unités:** c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne KN.m comme unités de base pour les forces et déplacements :

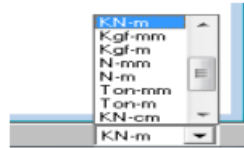
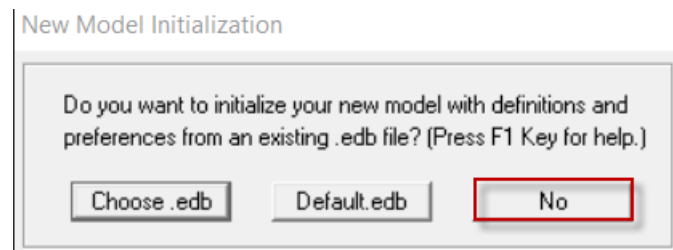


Figure V.2 : icone des unités dans ETABS

V.2.1 Géométrie de base :

Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur l'icône « **New Model** » ou en utilisant le raccourcis « **Ctrl+N** ». Une boîte de dialogue intitulée « **New Model Initialisation** » apparait où trois choix s'offrent à l'utilisateur, Cette option permet d'introduire :

- Nombre de portiques suivant x-x'.
- Nombre de portique suivant y-y'.
- Nombre d'étages.



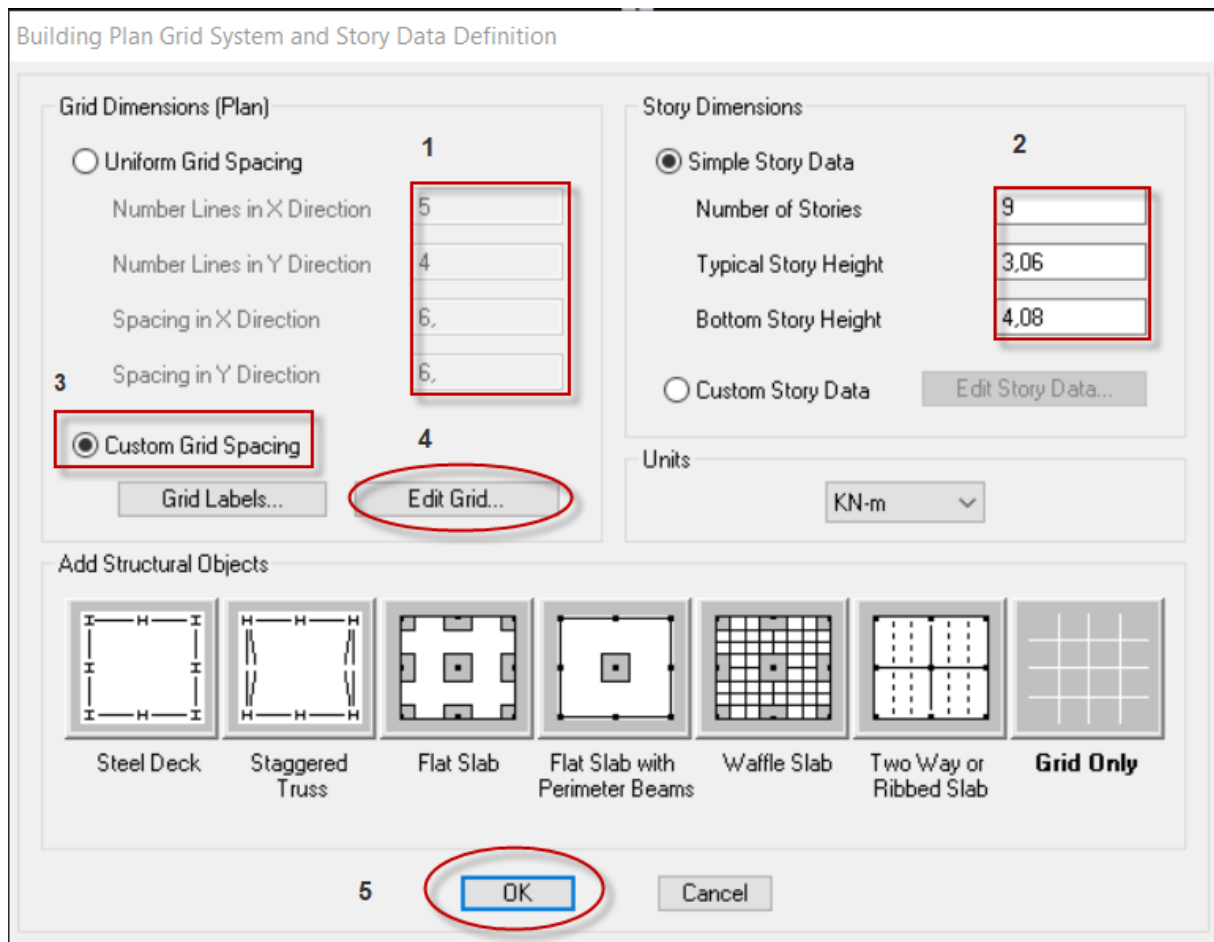


Figure V.3 : Géométrie de base

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 5 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 4 lignes suivant y-y)
- La distance de la travée suivant x-x
- La distance de la travée suivant y-y
- Le nombre des étages, (9 niveaux : un sous-sol, R+7.)
- Hauteur d'étage courant+ sous-sol (3.06m)
- Hauteur de RDC (4,08m)

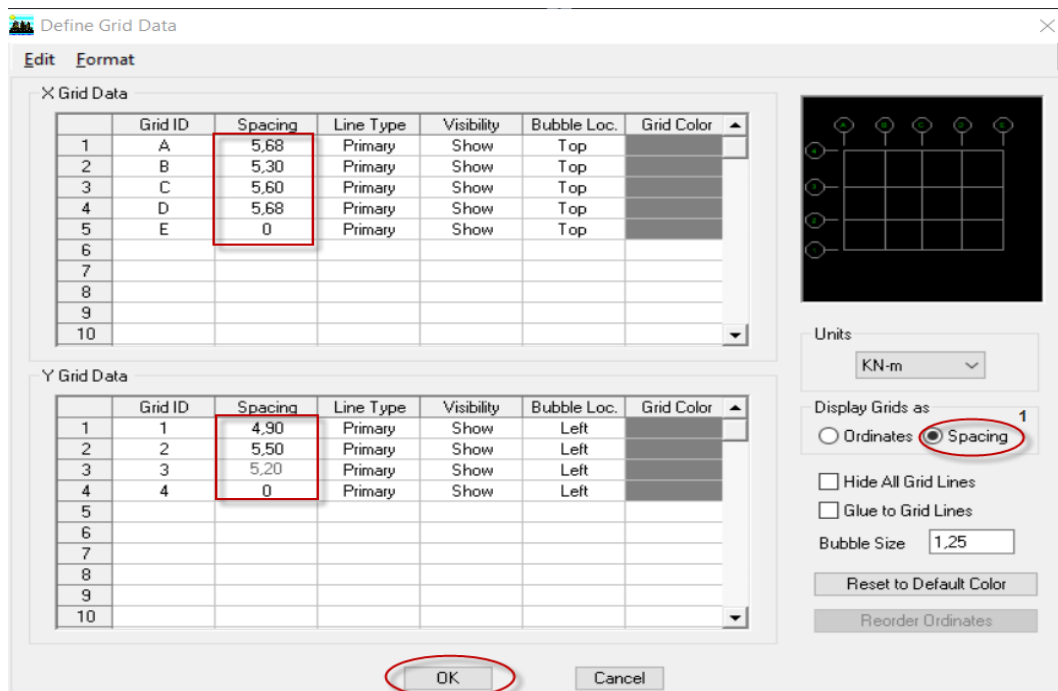


Figure V.4 : modélisation des longueurs des trames suivant X-X et Y-Y

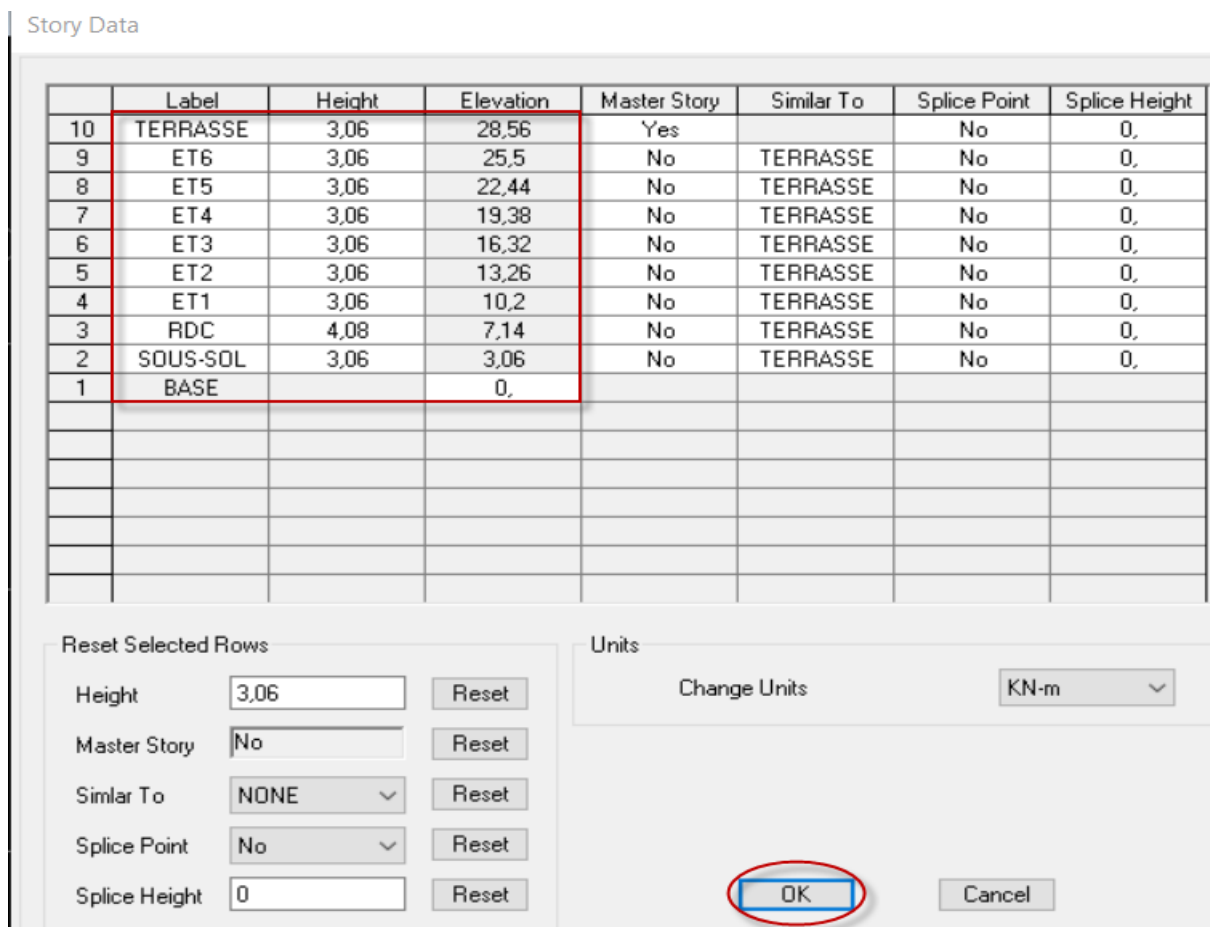
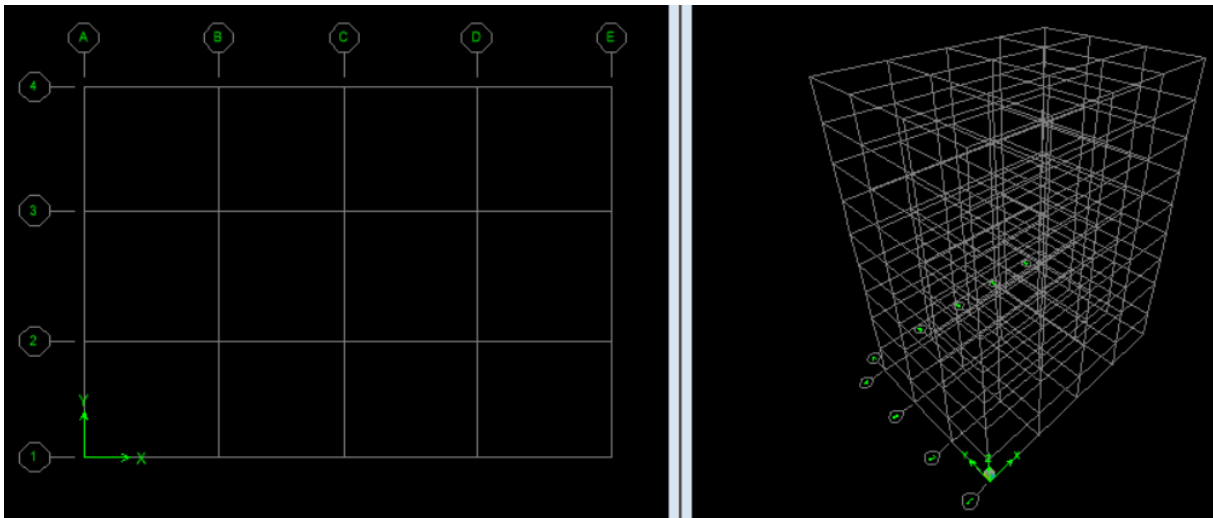



Figure V.5: Modification des hauteurs d'étages.

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



V.2.2 Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur : Define ⇒ Material Properties ou bien l'icone  ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

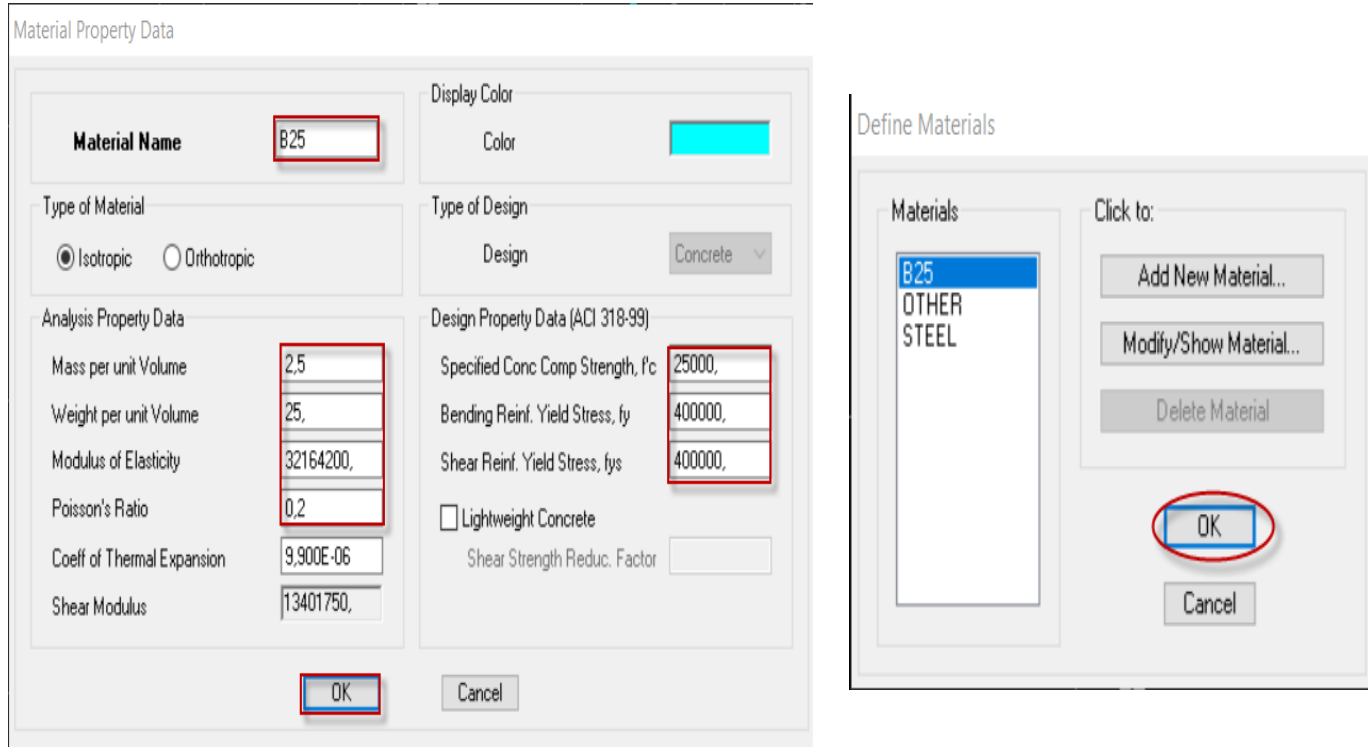


Figure V.6: Introduction des propriétés mécaniques du béton.

Leurs propriétés pour le calcul sont :

- Masse volumique : $2,5\text{KN/m}^3$.
- Poids volumique : 25KN/m^3 .
- Module d'élasticité : 32164200KN/m .
- Coefficient de poisson : (0,2 à l'ELS, 0 a l'ELU)
- Résistance du béton a la compression : $f_{c28} = 25000\text{KN} / \text{m}^2$.
- Nuances des aciers FeE400 : $400\ 000\text{KN} / \text{m}^2$.

V.2.3 Spécification des propriétés géométriques des éléments:

La troisième étape consiste à la spécification des propriétés géométrique des éléments de type **frame** et **plaques** (poutre, poteaux et voiles)

➤ **Poutre et poteaux :**

Define ➡ **Frame sections** ➡ **Add Rectangular**, et on introduit les propriétés de ces poutres comme l'indique les figure ci-dessous :

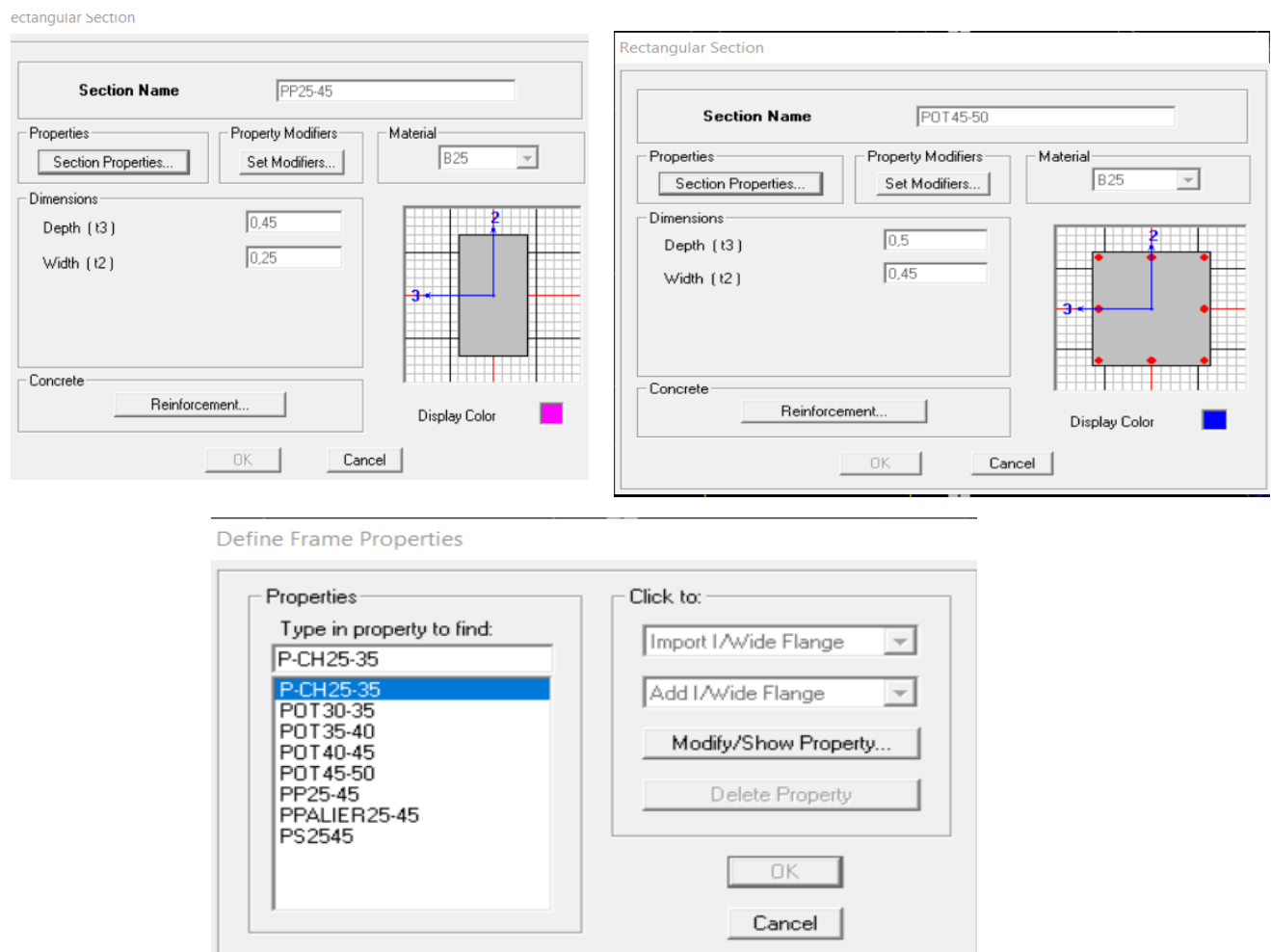


Figure V.7 : Définition des propriétés géométrique des poutres.

Figure V.8: Définition des propriétés géométrique des poteaux.

Reinforcement... , Un cliquer sur cette icône nous permet de spécifier les propriétés des barres armatures.

- **Column** : Pour les poteaux.
- **Beam** : Pour les poutres.

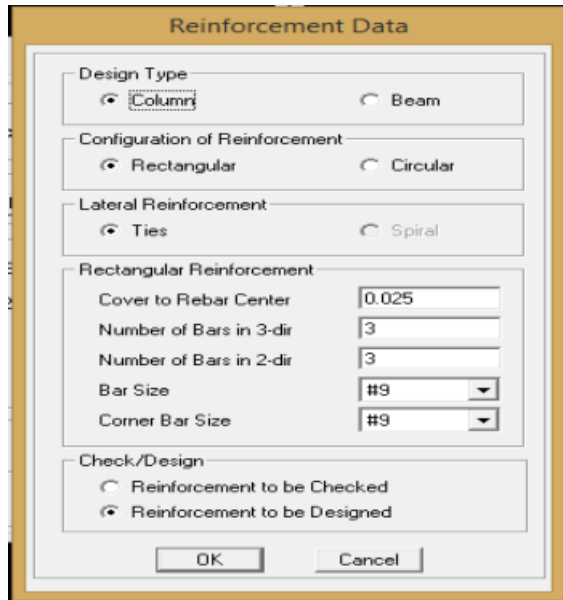


Figure V.9 : Propriétés des barres d'armatures (poteaux).

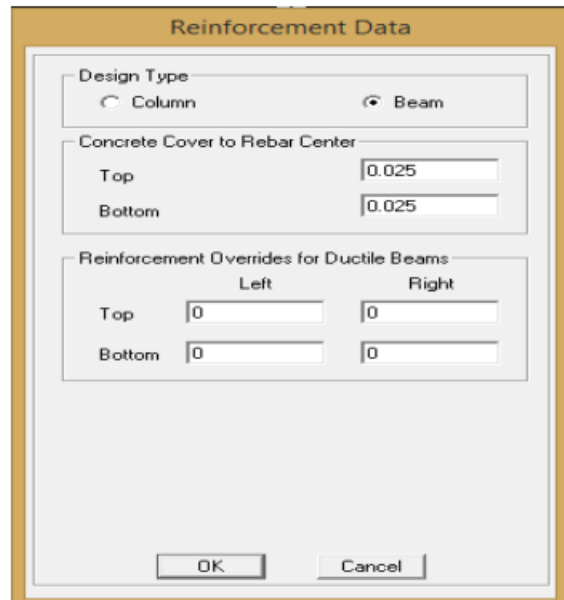


Figure V.10 : Propriétés des barres d'armatures (poutre)

➤ **Eléments plaque (voile, plancher) :**

Définit Wall/Slab/Deck sections ➡ puis on choisit soit ;

- **Add New Slab** : pour dimensionnement des dalles pleines.
- **Add New Wall** : pour dimensionnement des voiles.
- **Add New deck** : pour dimensionnement des planchers mixtes.



Figure V.11: Dimensionnement des planchers des étages courants et terrasse.

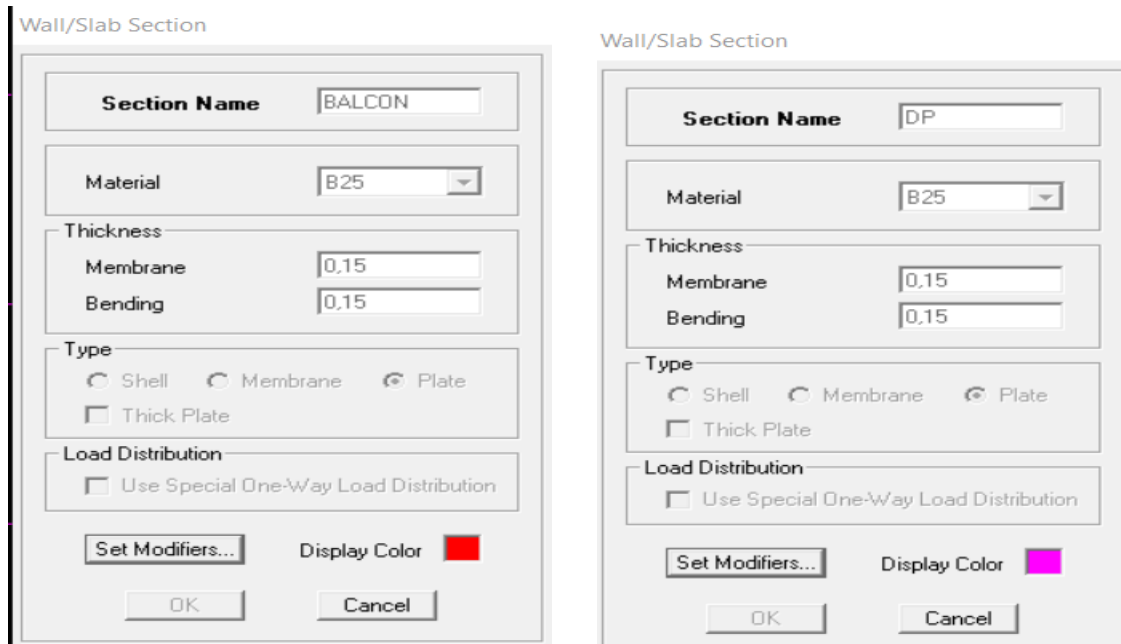
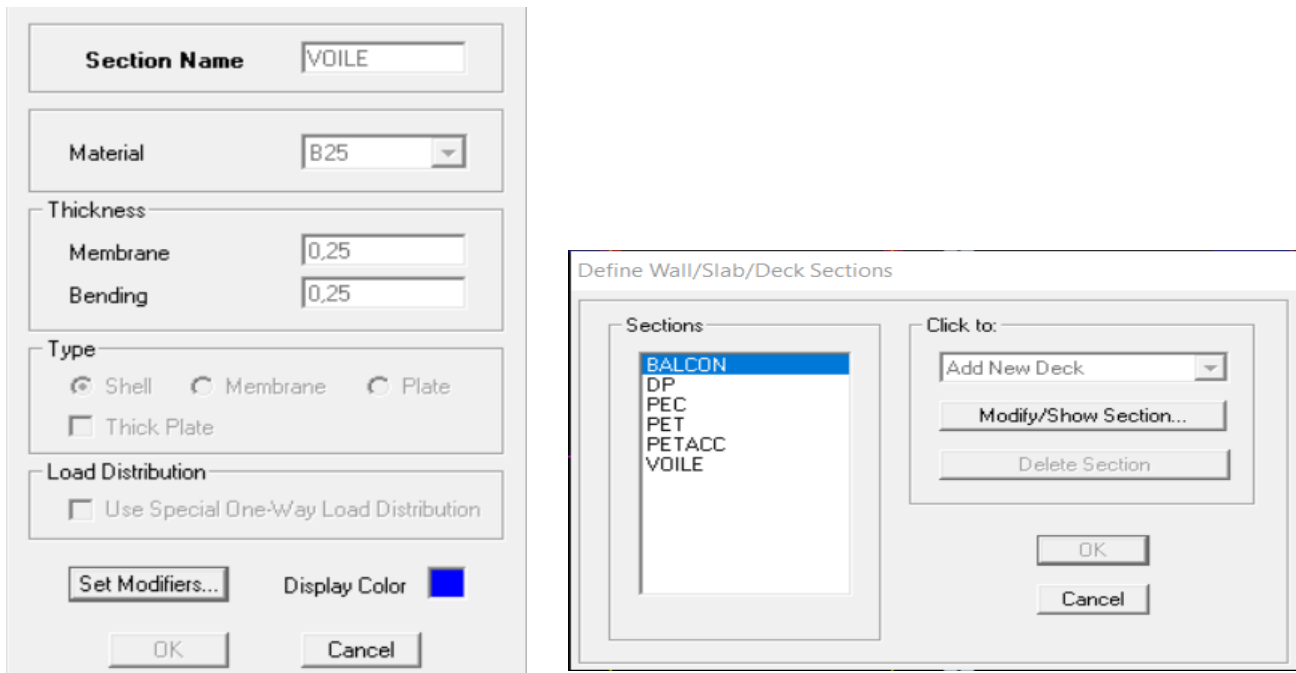


Figure V.12 : Dimensionnement des dalles pleines.




FigureV.13 : Dimensionnement des voiles.


➤ **Affectation des éléments dans le modèle :**

L'affectation des éléments précédents au modèle se fait par plusieurs méthodes dont ;


1) Poteaux :

-Un clic sur cette icône  , une fenetre sous titre **properties of object** s'affichera je valide **pot45x50** puis je modelise sur le modele.

2) Poutres :



-Un clic sur cette icône  , une fenetre sous titre **properties of object** s'affichera je valide **pp** puis je modelise sur le modele.

3) Voiles :

-Un clic sur cette icône  , une fenetre sous-titre **properties of object** s'affichera je valide voile puis je modelise sur le modele.

V.2.4 Quatrième étape : Définition des charges statique (G et Q) :

Notre structure soumise à :

- Des charges permanentes G et les charges d'exploitation Q, pour les définira on procède de tel manière : - define  static load cases, Ou bien l'icône : 

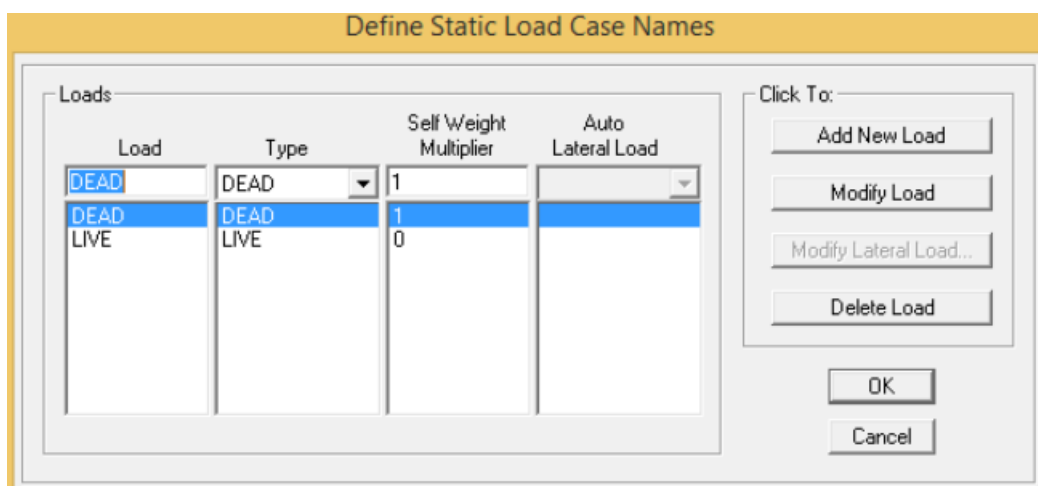


Figure V.14: Definition des charges Get Q.

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne le tout et on procède de tel façon :

Assign  **joint/point**  **Restraints (supports)**

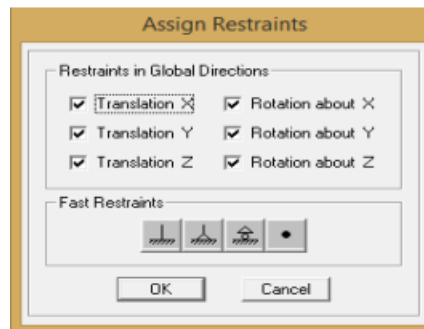


Figure V.15 : Encastrements des appuis.

➤ **Masse source :**

$$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99/2003})$$

W_i : Poids total de la structure.

W_{G_i} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Q_i} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation (**tableau 4.5 RPA99/2003**)

($\beta=0.2$ Bâtiments à usage d'habitation) L'inertie massique est déterminée automatiquement par **EATBS**.

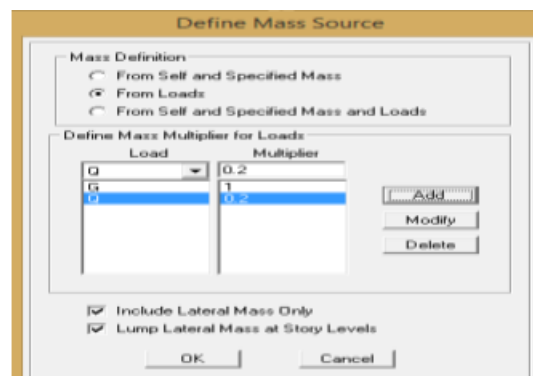


Figure V.16 : Combinison du poids (G+0,2Q)

➤ **Diaphragme:**

Les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. qui sont désignées par la notation de « **Nœuds Maitres** ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par **ETABS**.

Pour définir ces planchers on procède de telle façon .commençant par la sélection de premier plancher et procédons comme suit :

Assign \Rightarrow Joint/point \Rightarrow Diaphragmes \Rightarrow Add New diaphragm
 \Rightarrow D1 \Rightarrow OK.

Et on procède de la même manière pour le reste des planchers.

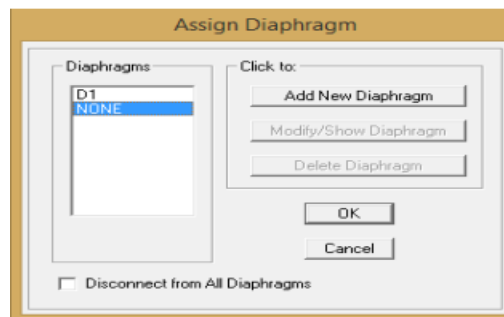


Figure IV.17 : Diaphragmes.

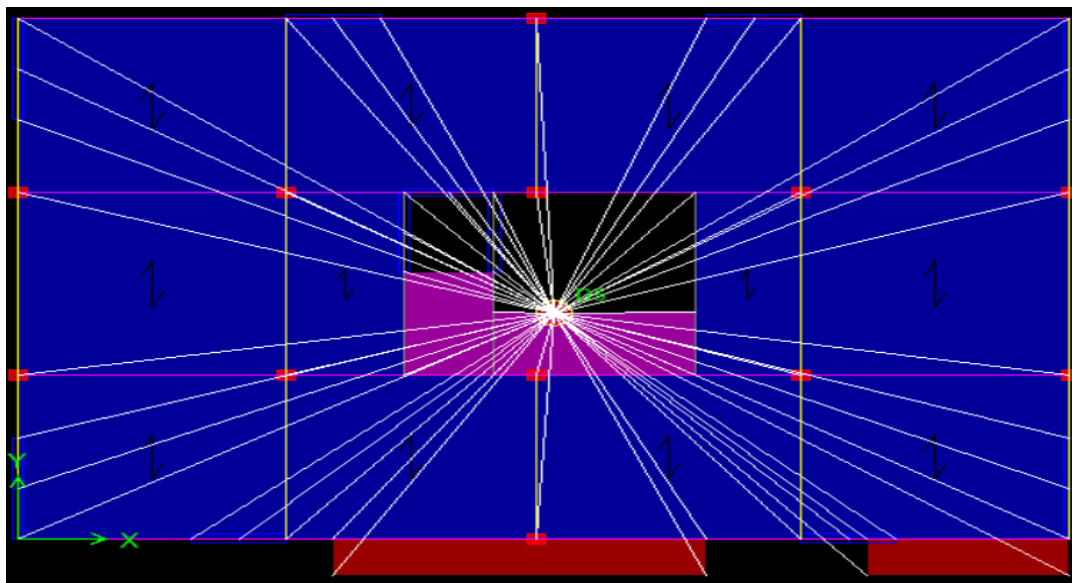


Figure V.18 : Introduction du diaphragme.

V.2.5 Cinquième étape :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse ,il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélérations pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone : IIa** (Zone à sismicité élevée, voir **Annexe 1** du **RPA 99/2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement : $R=3,5$** (.....)
- **Remplissage : Dense**
- **Site : S3** (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q): $Q=1+\Sigma Pq$; $Q=1,15$**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône :

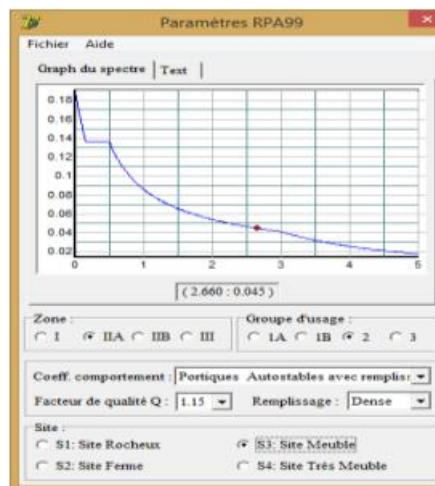


Figure V.19: Le spectre de réponse.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** et on enregistre. Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :

Define **Response Spectrum Functions**

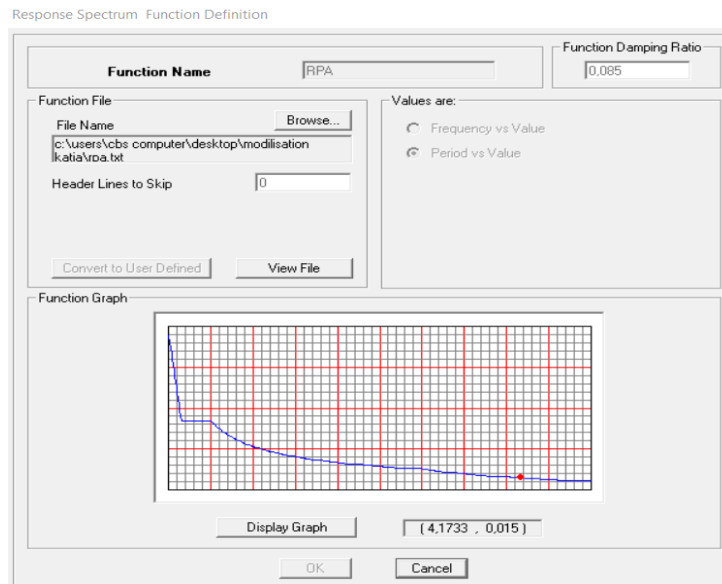


Figure V.20 : Introduction du spectre de réponse.

V.2.6 Sixième étape :

Cette étape consiste a la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on procède comme suit :

Define \longrightarrow Reponses spectrum cases \longrightarrow Add New Spectrum. (ou )

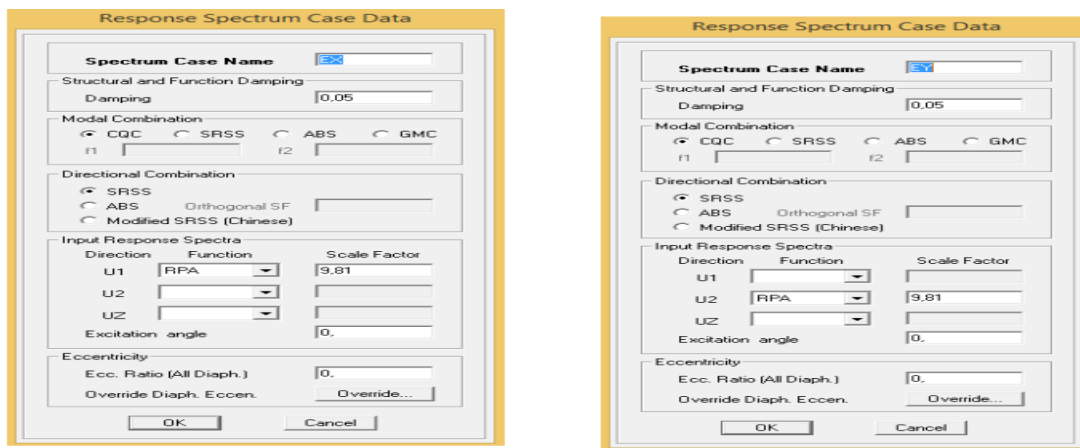


Figure V 21: Définition du chargement EX et EY (séisme).

V.2.7 Septième étape : Introduction des combinaisons d’actions

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

ELU : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

➤ **Combinaison accidentelles du RPA :**

$$GQE_X \quad \begin{cases} G + Q + E_X \\ G + Q - E_X \end{cases}$$

$$GQE_Y \quad \begin{cases} G + Q + E_Y \\ G + Q - E_Y \end{cases}$$

$$0,8GQE_X \quad \begin{cases} G + E_X \\ G - E_X \end{cases}$$

$$0,8GQE_Y \quad \begin{cases} G + E_Y \\ G - E_Y \end{cases}$$

Pour introduire ces combinaisons dans le logiciel on procède comme suit :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**

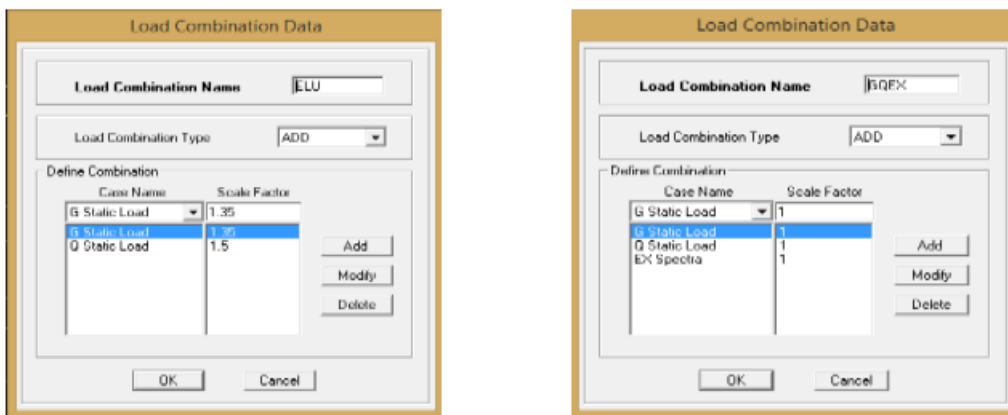


Figure V.22 : Introduction des combinaisons d’actions.

V.2.8 Huitième étape :

Sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Shell/Area Loads** → **Uniform**

Ou bien en cliquant direct sur cette icone :

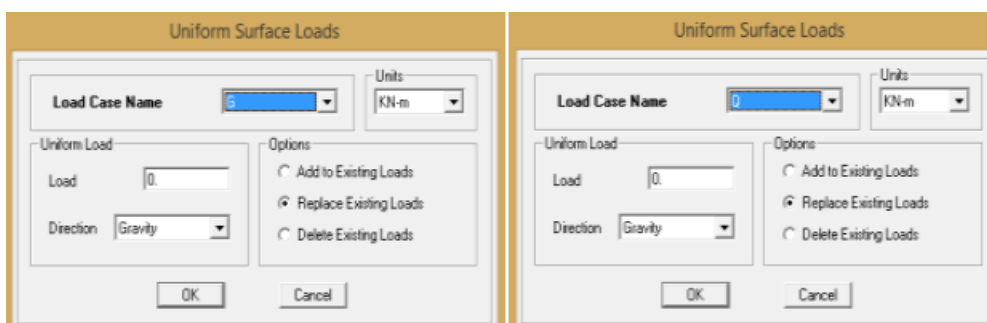
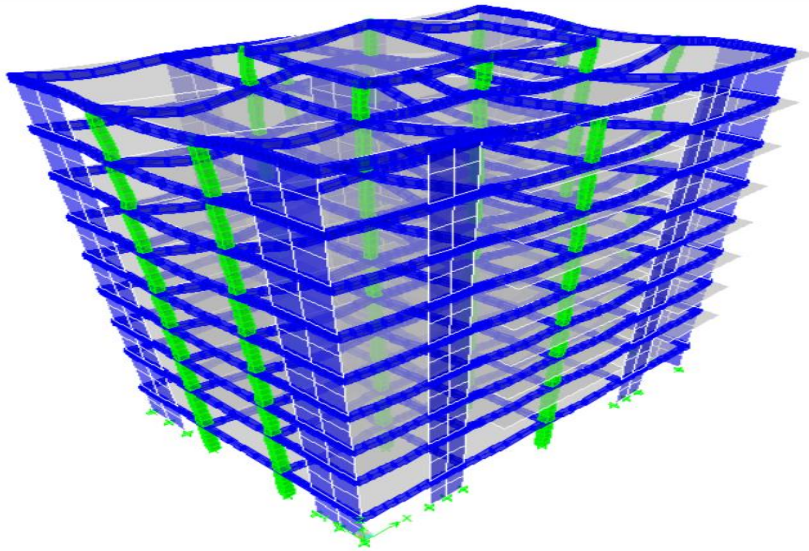


Figure V.23 : Chargement des planchers.

V.2.9 Neuvième étape :

Analyse et visualisation des résultats: pour exploité mes résultats je lance l'analyse comme suit :

Analyse → Run Analysis ()



se Wait...

```
STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 3225
MASS DEGREES OF FREEDOM = 30
EIGEN MODES SOUGHT = 20
RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0
SUBSPACE VECTORS USED = 20

DIVERGENCE TOLERANCE = 1.00E-07
SHIFT (CENTER) (CYC/TIME) = .000000
CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME) = .000000
```

Cancel

Après avoir suivie les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante :

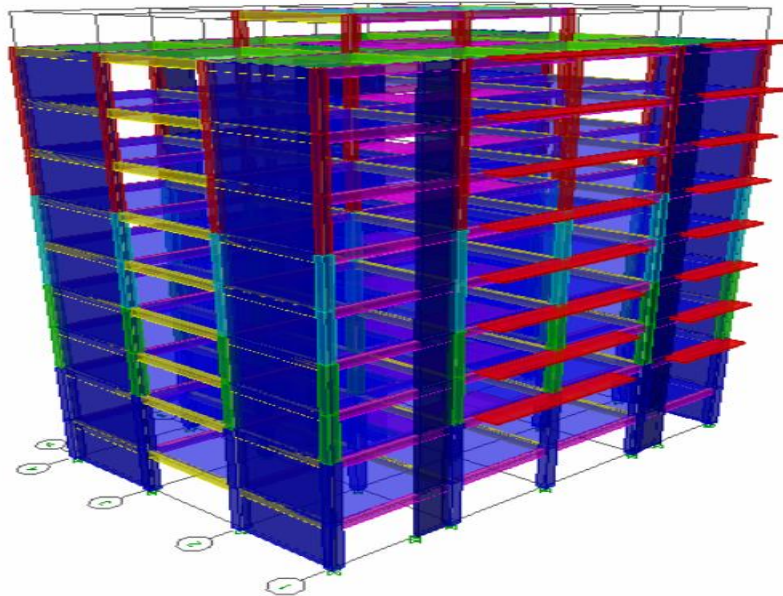


Figure V.24 : Vue en 3D de la structure

V.3. Période et participation modale :

Dans la fenêtre **Display show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** »

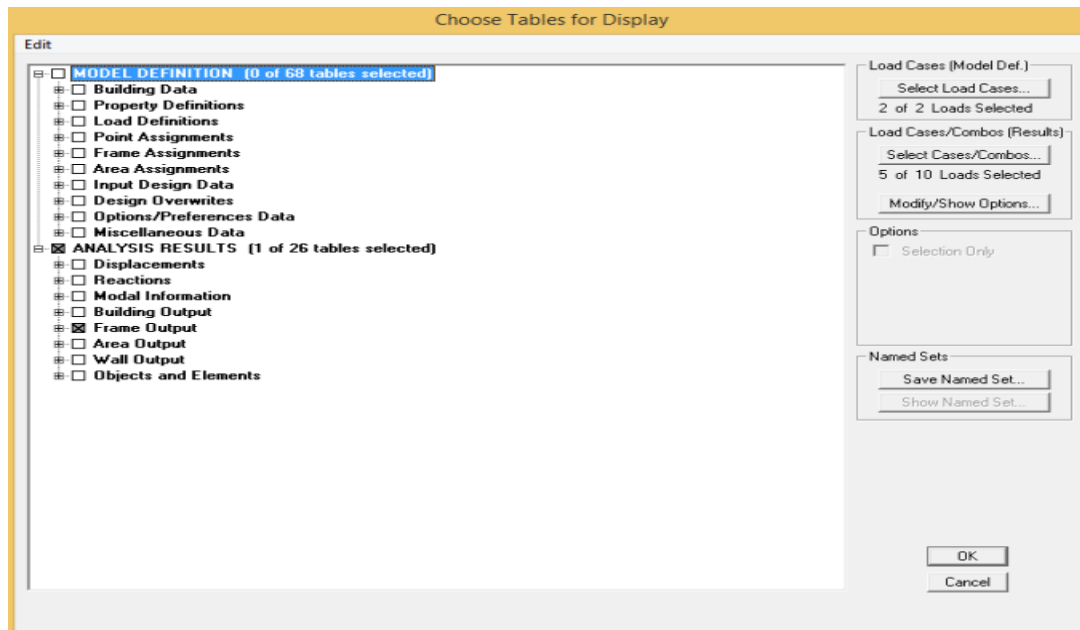




Figure V.25: Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure :**

On appuis sur l'icône Show Deformed Shape () et on sélectionne une combinaison d'action.

- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne Show Member forces/Stresses Diagram()

Vérification des exigences du RPA99 modifié 2003

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 Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

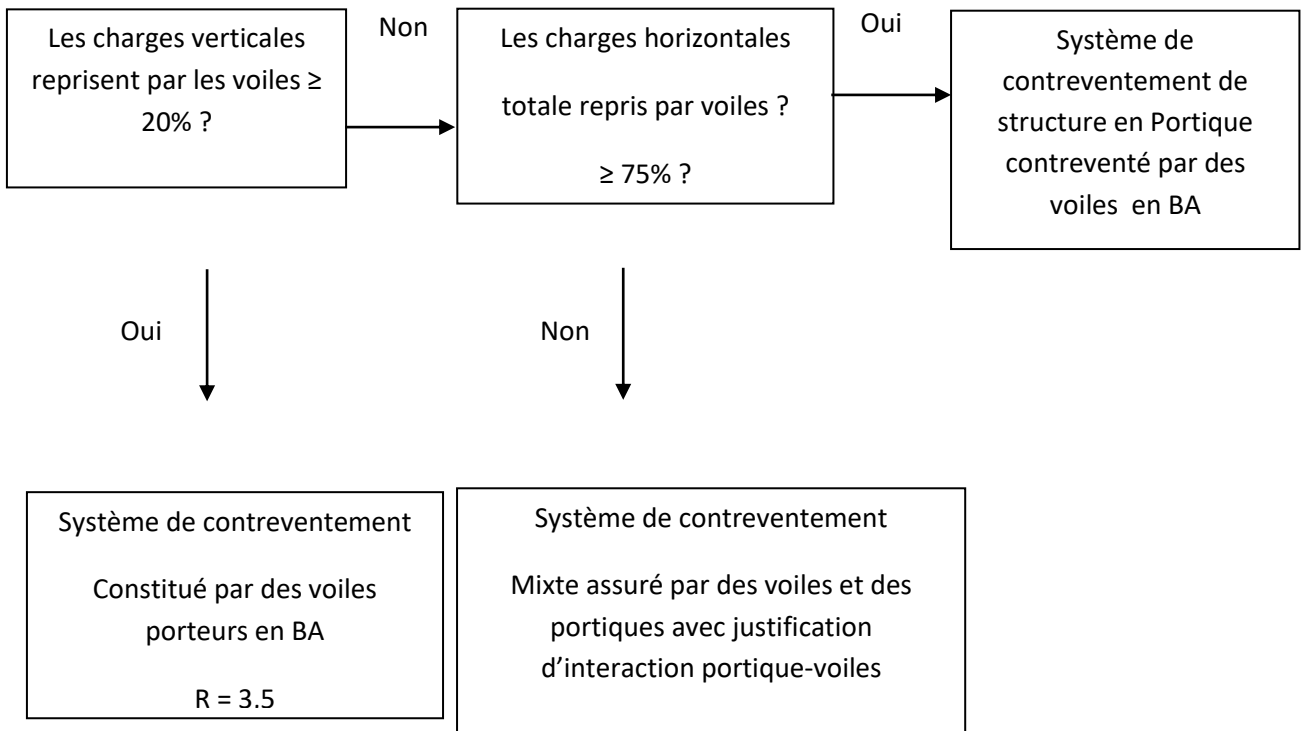
Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- 1) Vérification de la période
- 2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- 3) Vérification de la participation de la masse modale
- 4) Vérification des déplacements relatifs
- 5) Vérifications du déplacement maximal de la structure
- 6) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- 7) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ)
- 8) Vérification de l'effort normal réduit

V.1) Justifications du système de contreventement :

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

Nous avons :



1. Estimation de la période fondamentale de la structure :

1.1- Calcul de la période empirique :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en a partir de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. **(RPA99/ V2003, article 4.2.4).**

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas $C = 0,05$

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (28,56)^{3/4} = 0,617 \text{ s}$$

1.2- Détermination de la période par le logiciel ETABS Et La masse participante:

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display \longrightarrow show tables

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

ANALYSIS RESULTS \longrightarrow modal information \longrightarrow Building modal information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

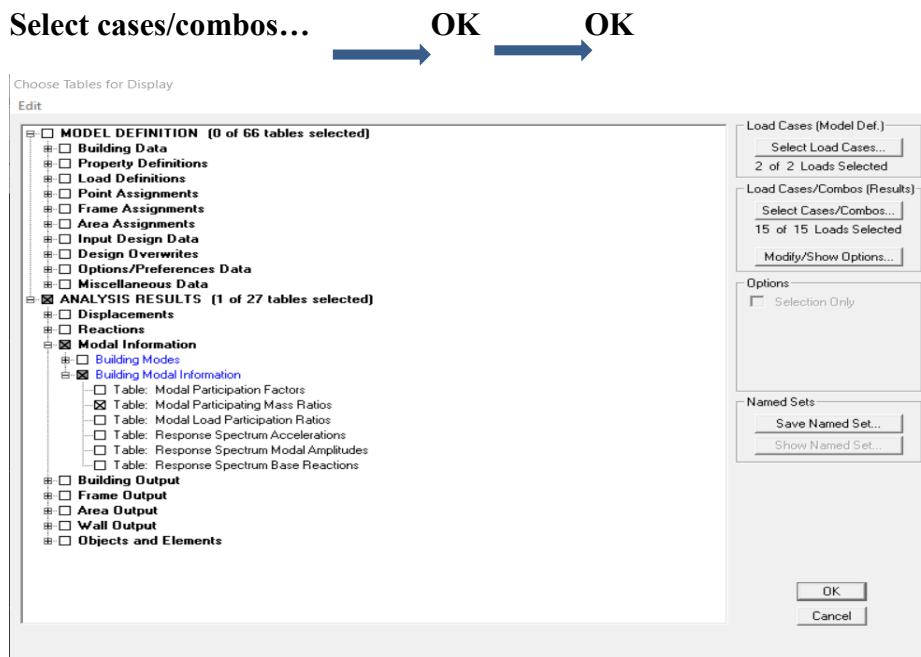


Figure V.26: choix des tableaux a affiché.

TableauV.1 : période et pourcentage de masse participante tires du logiciel ETABS

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	0,960519	72,3364	0,0403	1,2729	72,3364	0,0403
2	0,879757	0,0113	69,5965	0,6256	72,3478	69,6368
3	0,688414	1,1818	0,5238	69,5452	73,5296	70,1606
4	0,265549	13,92	0,0003	0,2198	87,4496	70,1608
5	0,215601	0,0022	16,0974	0,241	87,4518	86,2582
6	0,174857	0,3279	0,2699	15,0817	87,7797	86,5281
7	0,12565	1,2653	0,6309	0,014	89,0449	87,1591
8	0,125145	2,3198	0,3482	0,035	91,3647	87,5073
9	0,110923	0,0198	0,0022	0,3462	91,3846	87,5095
10	0,103163	1,458	0	0,0583	92,8426	87,5095
11	0,084525	0,0041	4,8478	0,1675	92,8467	92,3573
12	0,072274	0,1703	0,1963	4,8207	93,017	92,5536
13	0,066925	2,2295	0,0009	0,1113	95,2465	92,5545

La période ETABS $T_{\text{etabs}} = 0,960\text{s}$

○ **Comparaison des résultats :**

-La période calculée $T = 0,617\text{ s}$

-La période ETABS : $T_{\text{etabs}} = 0,960\text{ s}$

$T < T_{\text{etabs}}$  La période est vérifiée.

➤ **Pourcentage de masse participante :**

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 de masses modelées effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.

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

(RPA99/V2003,article4.3.4). D'après le tableau, Le pourcentage de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 11**.

· Sens xx : 72,3364 % une translation suivant x.

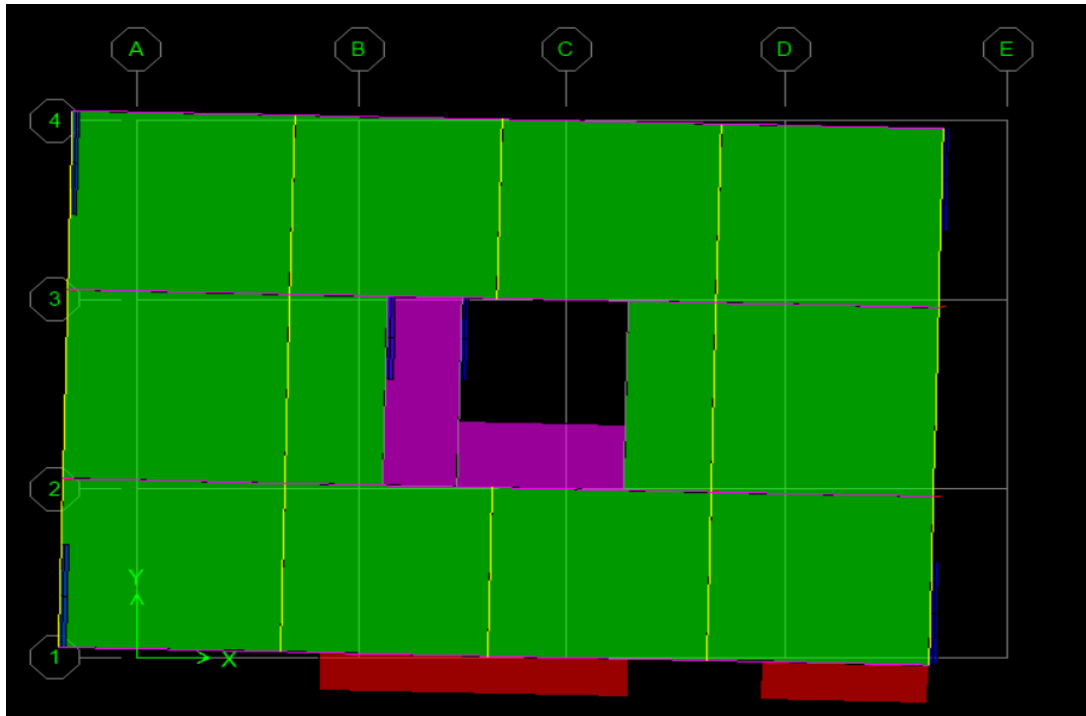
· Sens yy : 69,5965 % une translation suivant y.

· Sens zz : 69,5452 % une rotation suivant z.

⇒ **Donc la condition du RPA est vérifiée**

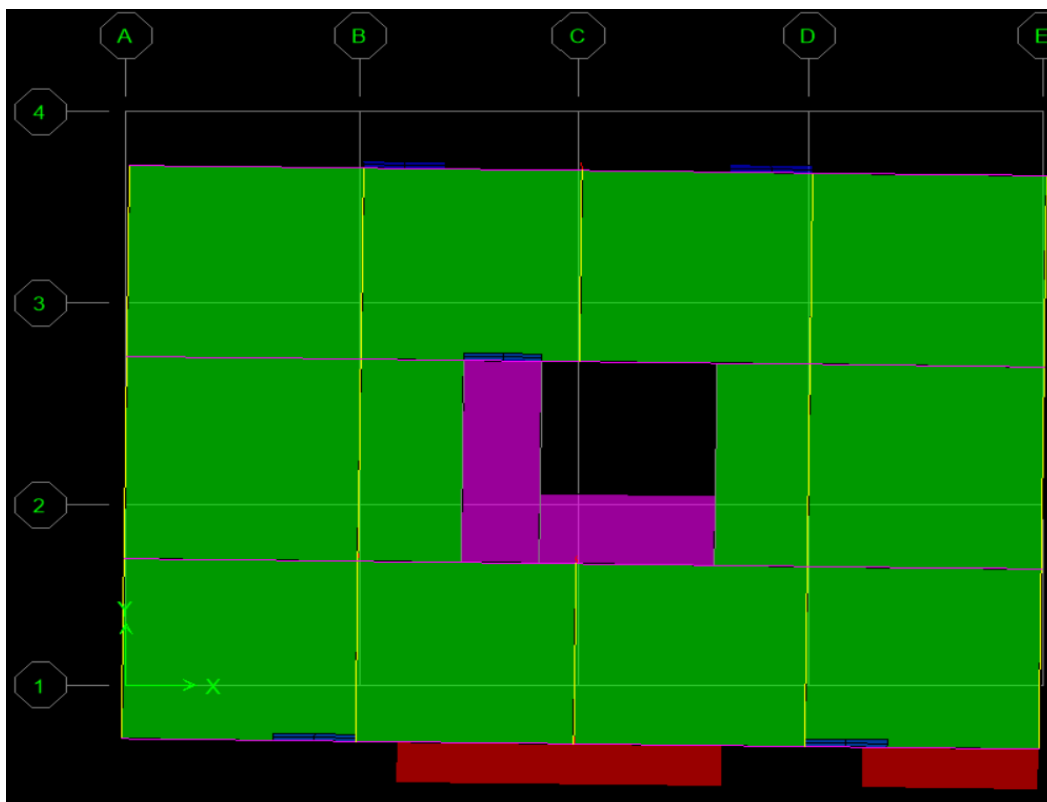
➤ **Vérification des modes de vibration :**

- Le premier mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **72,3364%**.



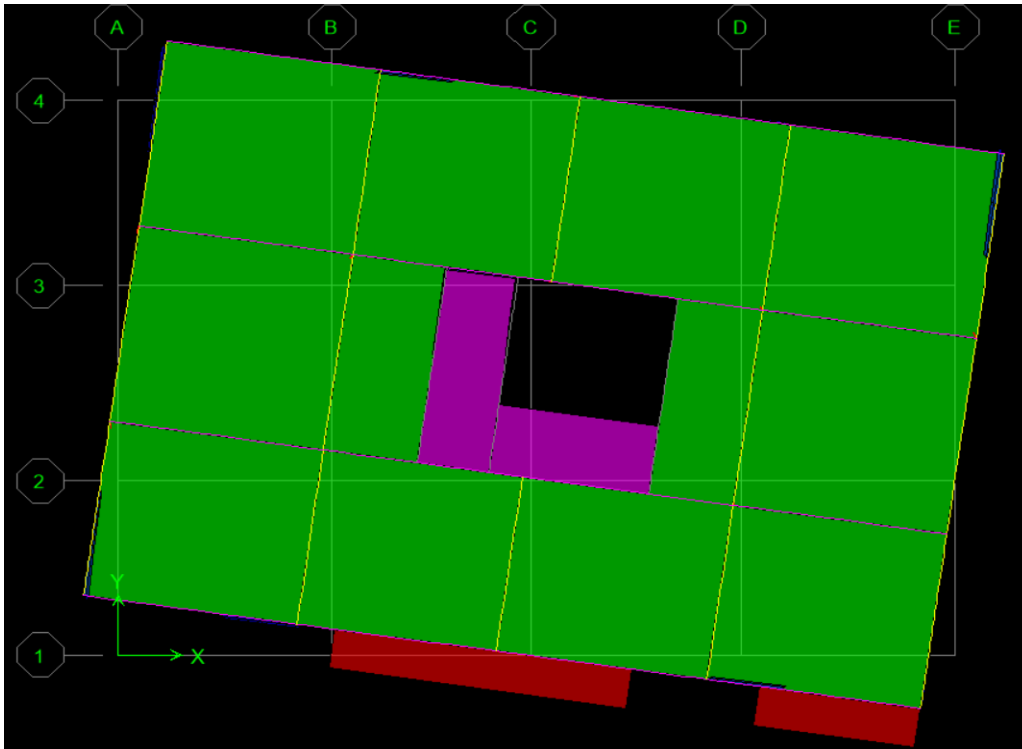
Mode 1

- Le deuxième mode de vibration est une **translation** avec une modélisation de masse de **69,5965%**.



Mode 2

- Le troisieme mode de vidration est une **torsion 69,5452%**



Mode 3.

V.4.3 Effort tranchants à la base :

La résultante des forces sismiques a la base V_1 obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8V/V_t$. **(RPA99modifiée2003, article.4.3.6).**

Il faut vérifier que : $V_t > 0,80 V$.

- V_t : l'effort tranchant a la base calculé par logiciel ETABS.
- Pour le calcul de V on va baser sur la méthode statique équivalente.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{RPA modifiée2003 (article 4.2.3).}$$

a) coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2 d'après le RPA modifiée 2003 tableau (Tab 4.1) $\implies A = 0,15$

Zone sismique : IIa

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

- fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). **RPA modifiée 2003 (Formule 4.2)**

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

- Site $S_3 \longrightarrow T_2=0,5$ (site meuble) (RPA modifiée 2003 tableau4.7)

Dans notre cas : $T_2= 0,5 \text{ s} < T_{ETABS}= 0,960519 \text{ s} < 3 \text{ s}$

$$\text{Alors : } D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2 RPA 99) présenté ci-après. (Quand l'amortissement est différent de **5%**)

Tableau V. 2: Valeur de ξ (%)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Puisque notre structure est un système mixte portique/voile, alors on procède à une interpolation ce qui donne $\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5 \longrightarrow \xi=8,5\%$

- Amortissement critique ξ (%)=8,5% RPA modifiée 2003 (tableau 4.2).

$$\eta=0,81 \geq 0,7 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc : } D = 1,311$$

b) Détermination du facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q= 1 + \sum P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non " » (RPA 99, p. 43).

Tableau V.3 : Détermination de la somme des pénalité a retenir.

Critères	Observé (Oui/Non)	Valeur des P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
	$\Sigma P_q =$	0.15

D'où :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad \text{RPA modifiée 2003(formule 4.4)}$$

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$$

c) coefficient de comportement global de la structure "R" :

R=3,5 RPA modifiée 2003(tableau 4.3).

d) Poids total de la structure "W".

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

(RPA99modifiée 2003 Formule.4.5).

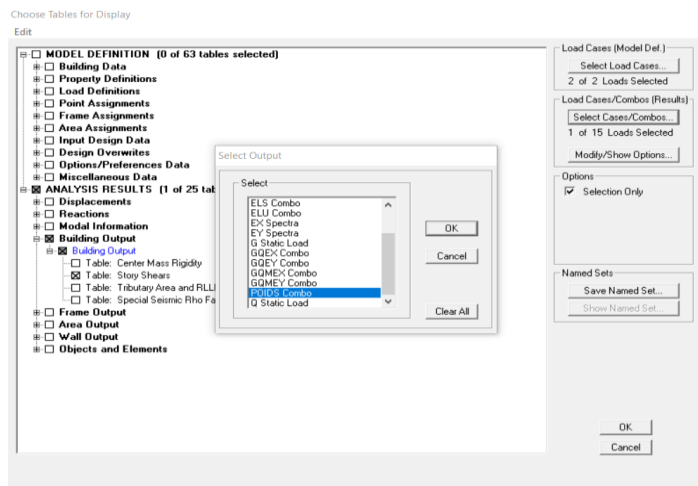
- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : charges d'exploitation.

Donc : $\beta = 0,2$

A	0,15
D	1,311
Q	1,15
R	3,5

Finalemnt : La force sismique totale V est égale a :

$$V_{\text{base,MSE}} = \frac{0,15 \times 1,311 \times 1,15}{3,5} W_t = 0,0645 W_t$$



Story	Load	Loc	P	T	MX	MY
S/SOL	POIDS	Bottom	28478,1	0,119	218042,602	-316960,879
RDC	POIDS	Bottom	25488,42	0,122	194856,713	-284263,753
ET1	POIDS	Bottom	22087,02	0,112	168767,022	-246408,408
ET2	POIDS	Bottom	18966	0,102	144924,847	-211582,41
ET3	POIDS	Bottom	15844,98	0,087	121082,812	-176756,196
ET4	POIDS	Bottom	12760,67	0,069	97522,583	-142336,71
ET5	POIDS	Bottom	9676,37	0,05	73962,193	-107917,202
ET6	POIDS	Bottom	6624,19	0,031	50648,122	-73853,783
TERRASSE1	POIDS	Bottom	3572,02	0,017	27333,676	-39790,574
TERRASSE2	POIDS	Bottom	492,67	0	3768,775	-5479,543

$$V = \frac{0,15 \times 1,311 \times 1,15}{3,5} (28478,1) = 1840,071749 \text{KN.}$$

$$V_{RPA} = 1840,071749 \text{KN.}$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on procède comme suit :

Display \longrightarrow Show tables

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

ANALISIS RESULTS \longrightarrow Building Output \longrightarrow Story shears

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur:

Select Cases/Combos.... \longrightarrow OK \longrightarrow OK

Les valeurs de l'effort tranchant aux bases trouvées par ETABS sont :

$$V_{xdyn} = 1192,26 \text{KN}$$

$$V_{y dyn} = 1226,48 \text{KN}$$

Conclusion:

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.

On a : $0,8V_{RPA} = 0,8 \times 1840,071749 = 1472,057399 \text{ KN}$

$V_{x\text{dyn}} = 1192,26 \text{ KN} > 1472,057399 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$V_{y\text{dyn}} = 1226,48 \text{ KN} > 1472,057399 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$V_{\text{analytique}} > 80\% V_{MSE}$, donc, la condition exigée par l'article 4.3.6 du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

a) Calcul des déplacements relatifs (Art4-4-3 RPA) :

D'après le RPA 99 (Art 5.10) ; les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux Étage qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) de la structure est calculé comme suit

$$\begin{cases} \Delta_X - X = |\delta_K - \delta_{K-1}| \leq 1\% h_k \\ \Delta_Y - Y = |\delta_K - \delta_{K-1}| \leq 1\% h_k \end{cases}$$

-Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad ; \quad \delta_k = T_k / R_{jk}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement.

-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport aux niveau « k+1 » est égal a : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Justification vis-à-vis des déformations (Art5.10 du RPA99/2003)

-Le déplacement latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. $\Delta_k < 0,01h$

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003}).$$

$$\delta_y^k = R \delta_{ey}^k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003}).$$

$$\Delta_{ex} \leq \bar{\Delta}_k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003}).$$

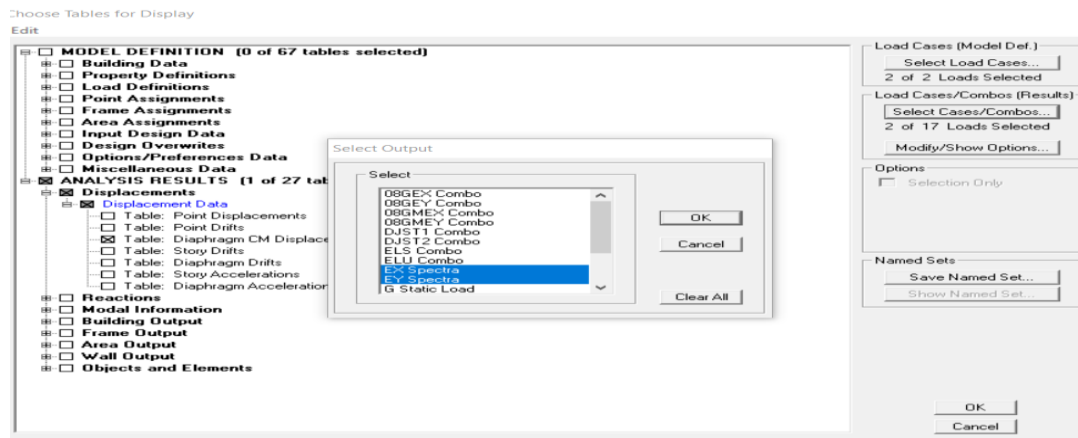
$$\Delta_{ey} \leq \bar{\Delta}_k \quad (\text{Art.4.19 RPA99/2003}).$$

$\bar{\Delta}_k = 0,01h$ avec h: hauteur d'étage.

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Display → Show tables

ANALISIS RESULTS → displacements → displacements data → Point displacements → Select Cases/Combos EX;EY → OK



Sens X-X :

Niveau	Sens X-X			Observation
	δ_{ek}^k	$\delta_K - \delta_{K-1}$ (cm)	1% h_k (cm)	
Terrasse 2	0,0179	0,00175	2,06	CV
Terrasse 1	0,0174	0,0063	3,06	CV
Etage 6	0,0156	0,00665	3,06	CV
Etage 5	0,0137	0,00735	3,06	CV
Etage 4	0,0116	0,0077	3,06	CV
Etage 3	0,0094	0,0077	3,06	CV
Etage 2	0,0072	0,00805	3,06	CV
Erage 1	0,0049	0,007	3,06	CV
RDC	0,0029	0,0077	4,08	CV
S/SOL	0,0007	0,00245	3,06	CV

Sens Y-Y :

Niveau	Sens X-X			Observation
	δ_{ek}^k	$\delta_K - \delta_{K-1}$ (cm)	1% h_k (cm)	
Terrasse 2	0,0164	0,0021	2,06	CV
Terrasse 1	0,0158	0,00665	3,06	CV
Etage 6	0,0139	0,00735	3,06	CV
Etage 5	0,0118	0,00735	3,06	CV
Etage 4	0,0097	0,00735	3,06	CV
Etage 3	0,0076	0,007	3,06	CV
Etage 2	0,0056	0,00665	3,06	CV
Erage 1	0,0037	0,0056	3,06	CV
RDC	0,002	0,0056	4,08	CV
S/SOL	0,0005	0,00175	3,06	CV

V-2-6 Vérification de L'effort du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ) :

Les effets du 2^o ordre(ou effet P - Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10 \quad (\text{RPA modifiée 2003, Formule 5.9}).$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k". V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_k : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1" en considérons la combinaison (G+Q+E).

H_k : hauteur de l'étage "K".

Tableau V.4: Tableau récapitulatif de second ordre (ou effet p-Δ) :

		Sens XX			Sens YY		
P	H	$\delta_k - \delta_{k-1}$	VX	θ	VY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	θ
492,67	2,06	0,00175	61,77	0,00677562	62,66	0,00801526	0,03090122
3572,02	3,06	0,0063	305,01	0,02411121	335,81	0,02311641	0,02793105
6624,19	3,06	0,00665	503,17	0,02861003	539,41	0,02949713	0,02997208
9676,37	3,06	0,00735	666,39	0,03487787	703,68	0,03302959	0,02732623
12760,67	3,06	0,0077	800,89	0,04009312	839,2	0,03652363	0,02725699
15844,98	3,06	0,0077	915,43	0,04355478	956,51	0,03789473	0,02214062
18966	3,06	0,00805	1014,39	0,04918642	1052,14	0,03917441	0,0199853
22087,02	3,06	0,007	1095,38	0,04612633	1130,71	0,03574806	0,01337874
25488,42	4,08	0,0077	1158,21	0,04153232	1193,84	0,02930385	0,00783527
28478,1	3,06	0,00245	1192,26	0,01912426	1226,48	0,01327905	0,00379314

Conclusion :

On a pour chaque niveau « k » :

$$\left. \begin{matrix} \theta_{k(x-x)} \leq 0,1 \\ \theta_{k(y-y)} \leq 0,1 \end{matrix} \right\}; \text{ On constate que l'effet P-Delta peut être néglige pour le cas de notre structure}$$

V-2-7) Effort normal réduit :

On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad ; \text{ (Art 7.1.3.RPA99 / VERSION 2003)}$$

Avec :

B_c : section du poteau Avec :

N_d : effort normal max dans les poteaux sous : (0.8G ± E et G + Q ± E)

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton

Display Show → Tables Select → Cases/ Combos (0.8G ± E et G + Q ± E) +OK

Story	Column	Load	Loc	P	V2
S/SOL	C15	08GMEX MIN	0,000	-1603,87	-13,27
S/SOL	C15	08GMEX MIN	1,305	-1597,99	-13,27
S/SOL	C15	08GMEX MIN	2,610	-1592,12	-13,27
S/SOL	C15	08GEY MAX	0,000	-1449,32	-1,67
S/SOL	C15	08GEY MAX	1,305	-1443,45	-1,67
S/SOL	C15	08GEY MAX	2,610	-1437,58	-1,67
S/SOL	C15	08GEY MIN	0,000	-1480,08	-2,83
S/SOL	C15	08GEY MIN	1,305	-1474,21	-2,83
S/SOL	C15	08GEY MIN	2,610	-1468,33	-2,83
S/SOL	C15	08GMEY MAX	0,000	-1449,32	-1,67
S/SOL	C15	08GMEY MAX	1,305	-1443,45	-1,67
S/SOL	C15	08GMEY MAX	2,610	-1437,58	-1,67
S/SOL	C15	08GMEY MIN	0,000	-1480,08	-2,83
S/SOL	C15	08GMEY MIN	1,305	-1474,21	-2,83
S/SOL	C15	08GMEY MIN	2,610	-1468,33	-2,83
TERRASSE1	C18	08GEX MAX	0,000	-44,54	37,13
TERRASSE1	C18	08GEX MAX	1,305	-41,80	37,13
TERRASSE1	C18	08GEY MAX	2,610	39,05	37,13

$$V = \frac{1603,87 \times 10^3}{500 \times 450 \times 25} = 0,285 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct. On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

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.

VI.1 Ferrailage des poteaux :**Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Sous les combinaisons :

$1,35G+1,5Q \longrightarrow$ **ELU (BAEL 91 modifié 99)**

$G+Q \longrightarrow$ **ELS**

$G+Q\pm E \longrightarrow$ **RPA 99 révisé 2003.(combinaison d'actions sismiques)**

$0,8G\pm E \longrightarrow$ **RPA 99 révisé 2003.(Art 5.2)**

1) Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

<i>Situation :</i>	Fe (MPa)	f _{C28} (Mpa)	γ_b	γ_s	f _{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
<i>Durable</i>	400	25	1.5	1.15	14.2	348
<i>Accidentelle</i>	400	25	1.15	1	21,74	400

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

M_x : Moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : Moment du poteau dans le sens transversal

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 deux cas :

-Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

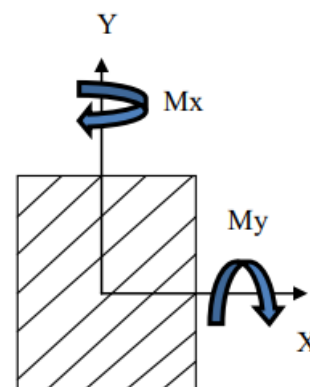


Figure VI.1.1 : Les moments.

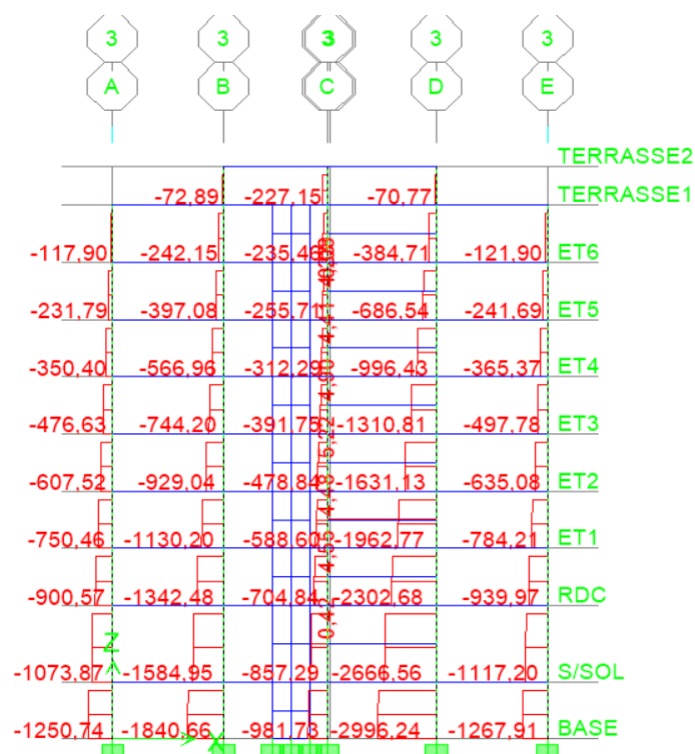


Figure VI.1.2 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU.

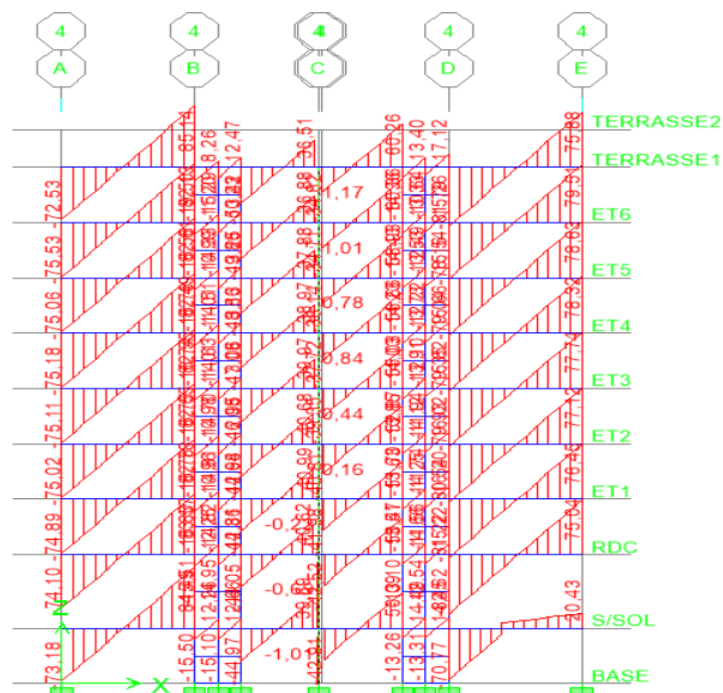


Figure VI.1.3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

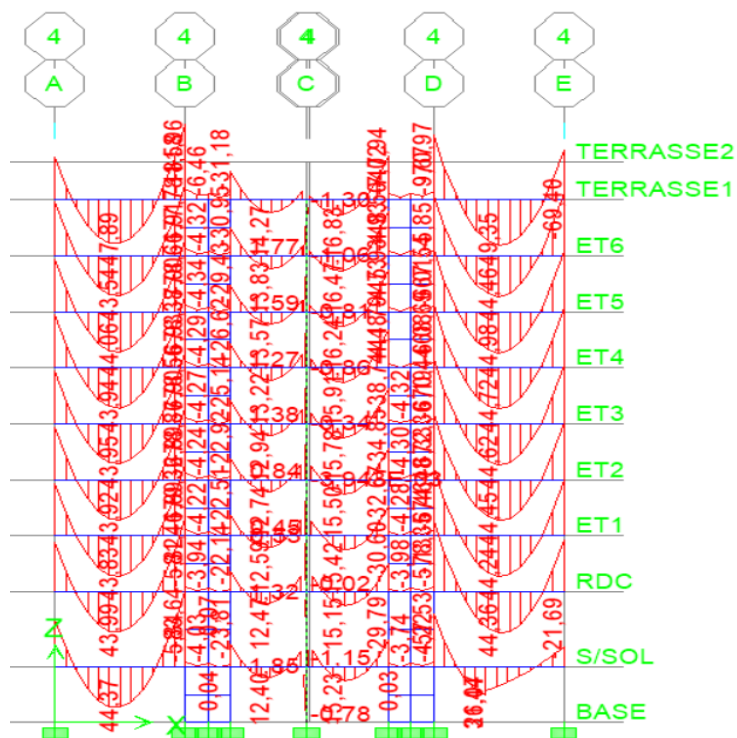


Figure VI.1.4 : Les moments dans les poteaux à l'ELU

2) Recommandation du RPA 2003

- Armatures longitudinales : (RPA2003 art (7.42.1))

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa est limité à :

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa).

poteaux (45 x 50): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 50 = 18\text{cm}^2$

poteaux (40 x 45): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 45 = 14,4\text{cm}^2$

poteaux (35x 40): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 40 = 11,2\text{cm}^2$

poteaux (30 x 35): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 35 = 8,4\text{cm}^2$

-Le pourcentage maximal est de :

↪ 4% en zone courante.

↪ 6 % en zone de recouvrement.

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

poteaux (45 x 50): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 50 = 90\text{cm}^2$

poteaux (40 x 45): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 45 = 72\text{cm}^2$

poteaux (35x 40): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56\text{cm}^2$

poteaux (30 x 35): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

poteaux (45 x 50): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 50 = 135\text{cm}^2$

poteaux (40 x 45): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 45 = 108\text{cm}^2$

poteaux (35x 40): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84\text{cm}^2$

poteaux (30 x 35): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$

Tableau VI.1.2 : sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

Section des poteaux [cm ²]	A _{minimal} [cm ²] (0,8% de la section)	A _{minimal} [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
(45×50)cm ²	18	90	135
(40×45)cm ²	14,4	72	108
(35×40)cm ²	11,2	56	84
(30×35)cm ²	8,4	42	63

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

Armatures transversales des poteaux sont calculées a l'aide de la formule suivante :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures Longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 version 2003 / Art 7.4.2.2)

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

V_u : effort tranchant.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; f_e = 400 [MPa].

A_t : Section d'armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux ($I_f=0,7L_0$)

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq 10\text{cm} \Rightarrow \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min \left\{ \frac{b_t}{2}; \frac{h_t}{2}; 10\phi \right\} \Rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

3) Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

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

Calcul du l'armature a L'ELU :**Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et a un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ✓ Section partiellement comprimée(SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée(SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

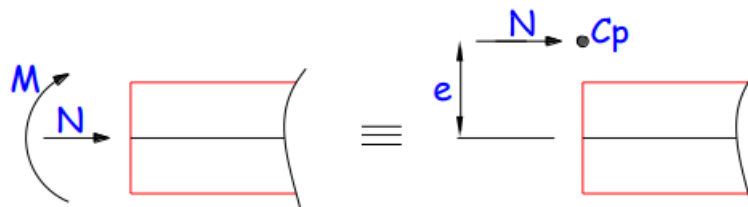
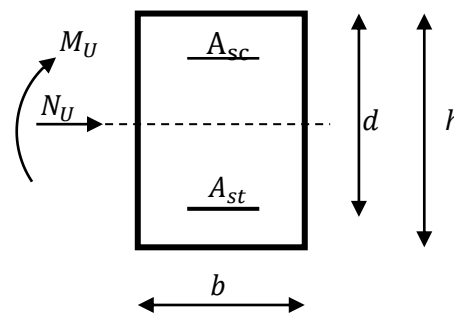


Figure VI.1.5 : Section en flexion composée.

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

Calcul du ferrailage a L'ELU :**a) Section partiellement comprimée :**

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumis ; soit un effort de traction ou à un effort de compression, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) M_f : \text{Moment fictif.} \\ N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} \end{cases}$$

Avec : M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

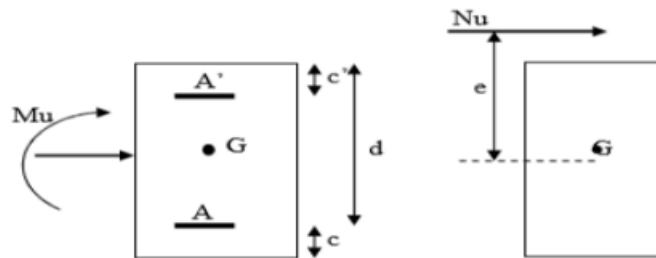


Figure VI.1.6 : section partiellement comprimée (S.P.C).

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \implies$ la section est simplement armée (SSA) $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = 0$$

D'où la section réelle est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{L'effort de compression.}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{L'effort de traction.}$$

Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0, 23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

On calcul:

$$M_1 = \mu_1 bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

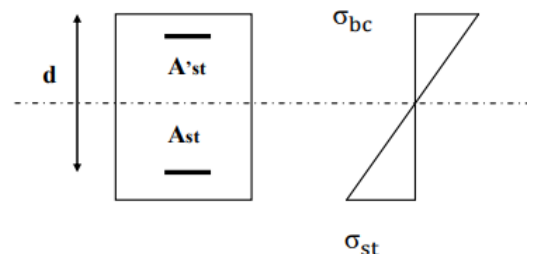
Avec : M_1 : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{scf} = \frac{M_1}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A_{sc} = A$, $A_{sc} = A_{scf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

- Si : $\mu > \mu_1 = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).
- ✓ Si la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante.



On calcul :

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

Avec : M_1 : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{scf} = \frac{M_1}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A_{sc} = A$, $A_{sc} = A_{scf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

➤ **Si :** $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; \quad A_{st} = 0$$

Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$

2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

➤ **Si :** $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc} = \frac{M_u - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_{st}} ; \quad A_{st} = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_{st}} - A_{sc}$$

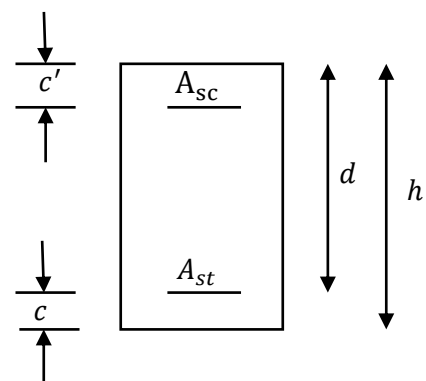


Figure VI.1,7 : section doublement armée.

- **Si** : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

c) Section entièrement tendue (S.E.T) :

e_u : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N_u : Effort de traction.

$$\{A'_{ST} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c - e_u}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

VL.2.2 Ferrailage des poteaux :

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC »
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Exemple de calcul manuel :

Poteaux $(45 \times 50) \text{ cm}^2$

$N = 118,49 \text{ KN}$; $M = 21,849 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M}{N} = 0,184 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,23$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c')b \cdot h \cdot f_{bc}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 21,849 + 118,49 \times \left(\frac{0,50}{2} - 0,02 \right) \rightarrow M_f = 49,102 \text{ KN.m}$$

Vérification de la 1ere condition : $N_u(d-c') - M_f < (0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$

$$D = h - c = 0,50 - 0,02 \rightarrow d = 0,48 \text{ m}$$

$$N_u(d-c') - M_f = 118,49 \times (0,48 - 0,02) - 49,102 = 5,403 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,02) \times 0,45 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3$$

$$(0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 486,60 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

(1) <<<<<(2).....Condition vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Calcul de A_{st} :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{49,102 \times 10^6}{450 \times (480)^2 \times 14,2} = 0,033$$

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \iff$ la section est simplement armée (SSA) $\iff \beta = 0,983$

Les armatures fictives :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49,102 \times 10^5}{0,983 \times 48 \times 348 \times 10^2} = 2,99 \quad ; \quad A_{sc} = 0$$

Les armatures réelle :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 2,99 - \frac{118,49 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -0,415 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$

On adopte la section d'acier minimale recommandée par le **RPA2003** : $A_{min} = 18 \text{ cm}^2$

$$A_s = 5\text{HA}14 + 7\text{HA}14 = 18,47 \text{ cm}^2$$

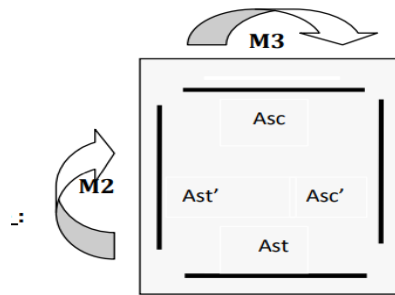


Figure VI.1.8: Les armatures dans les poteaux.

Sens X-X :

Tableau VI.1.3 : Résultats de ferrailage a l'ELU suivant le sens (X-X) :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section b×h (Cm ²)	Obs .	A _s ' (Cm ²)	A _s (Cm ²)	A _s ^{max} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopt} (Cm ²)	Choix des barres
S/sol, RDC.	N _{max} = -2996,24	M _{cor} = 0,321	45x50	SEC	0,00	0,00	1,57	18	20,6	4HA20+4HA16
	N _{min} = 118,49	M _{cor} = 1,717KN.		SEC	1,57	1,39				
	N _{cor} = -1144,77	M _{max} = 63,094		SEC	0,00	0,00				
Etages 1, et 2.	N _{max} = -2302,68	M _{cor} = 7,377	40x45	SEC	0,00	0,00	0,7	14,4	16,03	8HA16
	N _{min} = 21,68	M _{cor} = 3.225		SEC	0,47	0,7				
	N _{cor} = -765,51	M _{max} = -89,125		SEC	0,00	0,00				
Etages 3 et 4	N _{max} = -1631,13	M _{cor} = 10,678	35x40	SEC	0,00	0,00	2,72	12,2	14,29	4HA16+4HA14
	N _{min} = -24,62	M _{cor} = 44,823		SPC	2,72	0,00				
	N _{cor} = -444,38	M _{max} = -79,855		SEC	0,00	0,54				
Etages 5,6et7	N _{max} = -996,43	M _{cor} = -11,229	30x35	SEC	0,00	0,00	7,24	8,4	10,67	4HA14+4HA12
	N _{min} = -25,59	M _{cor} = -12,701		SPC	0,00	0,74				
	N _{cor} = -	M _{max} = -59,106		SPC	0,00	7,24				

Sens Y-Y :

Tableau VI.1.4 : Résultats de ferrailage a l'ELU suivant le sens (Y-Y) :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Sect ion b×h (Cm ²)	Obs.	A _s ' (Cm ²)	A _s (Cm ²)	A _s ^{max} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopt} (Cm ²)	Choix des barres
S/sol, RDC.	N _{max} =-2996,24	M _{cor} =-4,285	50x45	SEC	0,00	0,00	2,67	18	20,6	4HA20+4HA16
	N _{min} =118,49	M _{cor} =21,849		SEC	2,67	0,29				
	N _{cor} =-1110,02	M _{max} =-95,217		SEC	0,00	0,00				
Etages 1, et 2.	N _{max} =-2302,68	M _{cor} =11,578	40x45	SEC	0,00	0,00	2,79	14,4	16,03	8HA16
	N _{min} =21,68	M _{cor} =42,555		SPC	0,00	2,79				
	N _{cor} =-625,91	M _{max} =113,159		SEC	0,00	0,00				
Etages 3 et 4	N _{max} =-1631,13	M _{cor} =11,007	35x40	SEC	0,00	0,00	4,09	12,2	14,29	4HA16+4HA14
	N _{min} =-24,62	M _{cor} =-20,491		SPC	0,00	1,05				
	N _{cor} =-437,68	M _{max} =105,449		SPC	4,09	0,00				
Etages 5,6et7	N _{max} =-996,43	M _{cor} =11,229	30x35	SEC	0,00	0,00	5,81	8,4	10,67	4HA14+4HA12
	N _{min} =-25,59	M _{cor} =-33,101		SPC	0,00	2,26				
	N _{cor} =-121,9	M _{max} =86,371		SPC	0,00	5,81				

Remarque :

Nous allons ferrailage par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour certain nombre de niveau :

- **Zone I** :Sous-sol, RDC étage poteaux.(30×35)cm²
- **Zone II** :1^{er},2^{eme} étage poteaux.(35×40)cm²
- **Zone III** : 3^{eme},4^{eme} étage poteaux.(40×45)cm²
- **Zone IV** : 5^{eme}, 6^{eme},7^{eme} étage poteaux.(45×50)cm²

VI.2.4 Vérification à l'ELU :**a) Les armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

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

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_L^{\max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi=8\text{mm}$. Soit $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Elles sont calculées à l'aide de la formule :

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

b) Espacements des armatures transversales: (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Selon le BAEL 91 modifiée 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \text{Min} [10\phi_1^{\min}, 50\text{cm} ; (a+10)\text{cm}]$$

$$S_t \leq \text{Min} [10 \times 1,2, 50\text{cm} ; (35+10)\text{cm}]$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversales :

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}.$$

D'après le RPA99 version2003.(ART.7.4.2.2)

- En zone nodale :**

$$S_t \leq \text{min} \{10\phi_1^{\min}, 15\text{cm}\} = \text{min} \{10 \cdot 1,2 ; 15\text{cm}\} = 10\text{cm}$$

- dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_1,$$

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\phi_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (30/2, 35/2, 10 \times 12)$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 12\text{cm}$$

Avec : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- Dans notre cas l'espacement dans la zone nodale est : 10 cm

C) Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art7, 4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

Calcul de λ_g et de $A_{t \min}$:

Avec :

a et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

L_f : longueur de flambement du poteau. (**L_f = 0.7 L₀**) l'article (B.8.3, 3 du BAEL91/99)

L₀ : longueur libre du poteau.

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

Avec :

b₁ : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0,7L_0$

Tableau VI.1.5: vérification de la quantité d'armatures transversales Suivant le Sens (X-X)

Poteaux	Hauteur	L _f	λ_g	A _t ^{min} [cm ²]		A _{adoptee} [cm ²]	Observation
				Zone courante St=12cm	Zone nodale St=10cm		
45×50	306	214,2	4,72	0,241	0,201	4HA8	CV
40×45	306	214,2	5,355	1,44	1,2	4HA8	CV
35×40	306	214,2	6,12	1,26	1,05	4HA8	CV
30×35	408	285,6	9,52	1,08	0,9	4HA8	CV
30×35	306	214,2	7,14	1,08	0,9	4HA8	CV

Tableau VI.1.6:verification de la quantité d'armatures transversales Suivant le Sens (Y-Y)

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptee} [cm^2]$	Observation
				Zone courante St=12cm	Zone nodale St=10cm		
45×50	306	214,2	4,284	0,283	0,235	4HA8	CV
40×45	306	214,2	4,75	0,242	0,202	4HA8	CV
35×40	306	214,2	5,355	1,44	1,2	4HA8	CV
30×35	408	285,6	8,16	1,26	1,05	4HA8	CV
30×35	306	214,2	6,12	1,26	1,05	4HA8	CV

1) Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$ (Art.7.4.2.1RPA 99/V2003). h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

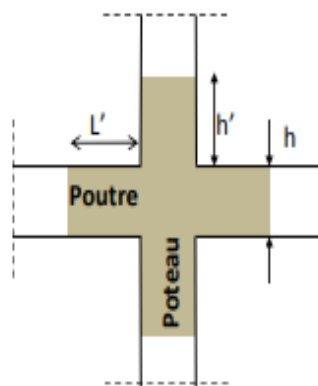


Figure V.1.9: Délimitation de la zone nodale

2) Longueur minimale :

a) Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50\phi_l = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm.}$$

$$L_r = 50\phi_l = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm.}$$

$$L_r = 50\phi_l = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm.}$$

b) Longueur d'ancrage [B.A.E.L91 Article : A.6.1.221] :

Pour les deux sens :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{-Pour les HA16 :} \rightarrow l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA14 :} \rightarrow l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA12 :} \rightarrow l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \text{ cm}$$

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

3) Vérification au cisaillement (Art7.4.3.2RPA 99/version 2003) :

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

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa} \quad \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

Tableau VI.1.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux suivant (X-X)

Poteau (cm ²)	h _e (m)	B (mm)	H (mm)	λ _g < 5	λ _g ≥ 5	D (mm)	T _u × 10 ³ N	τ _b	τ̄ _b	Observation
45×50	3,06	450	500	4,72		480	33,72	0,156	1	Condition vérifiée
45×50	4,08	450	500		5,355	480	64,87	0,300	1,875	Condition vérifiée
40×45	3,06	350	450		6,12	430	101,09	0,672	1,875	Condition vérifiée
35×40	3,06	300	400		9,52	380	95,42	0,837	1,875	Condition vérifiée
30×35	3,06	300	350		7,14	330	83,38	0,842	1,875	Condition vérifiée

Tableau VI-1.8 : Vérification au cisaillement dans les poteaux suivant (Y-Y)

Poteau (cm ²)	h _e (m)	B (mm)	H (mm)	λ _g < 5	λ _g ≥ 5	d (mm)	T _u × 10 ³ N	τ _b	τ̄ _b	Observation
45×50	3,06	500	450	4,284		480	19,04	0,149	1	Condition vérifiée
45×50	4,08	500	450	4,75		480	30,08	0,134	1	Condition vérifiée
40×45	3,06	450	400		5,355	430	59,26	0,329	1,875	Condition vérifiée
35×40	3,06	400	350		8,16	380	53,2	0,38	1,875	Condition vérifiée
30×35	3,06	350	300		6,12	330	40,14	0,382	1,875	Condition vérifiée

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

VI.2.) Vérification a l'ELS :**➤ Le diamètre :**

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

1) L'état limite d'ouverture des fissures :

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

2) Résistance du béton en compression : (Art A.4.5.2-BAEL91)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \implies \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \implies \text{section partiellement comprimée.}$$

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

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_a : Section d'armatures adoptées a l'ELU.

K_1 et β_1 sont tires des tableaux annexes ELS du BAEL91 en fonction de ρ_1

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Conclusion :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « **RPA99 – V 2003** »

Afin de faciliter les calculs on utilisera le logiciel de ferrailage SOCOTEC et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

a) Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

- On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5 \times h - c') - A_s(d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A'_s \times (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5 \times h - X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \sigma_{\text{sup}} &= \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} && \text{Sur la fibre supérieure.} \\ \text{➤ } \sigma_{\text{inf}} &= \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} && \text{Sur la fibre inférieure.} \end{aligned}$$

Remarque :

- Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.
- on vérifie que : $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}}$

b) Vérification d'une section partiellement comprimée : Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimé à l'ELS.

y_2 : la distance entre l'axe neutre et le centre de pression CP à l'ELS.

l_c : la distance entre le centre de pression CP et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + P \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

- $l_c = \frac{h}{2} - e_s$ et $e_s = \frac{M_s}{N_s}$
- $p = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$
- $q = -2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$, $= \sqrt[3]{t}$, $y_2 = u - \frac{p}{3u}$
- Si $\Delta \leq 0$: l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right), y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right), y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

avec : $a = \text{arc cos}\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right), a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h \text{ Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \sigma_{bc}$$

Sens (X-X)

Tableau VI.1.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS suivant (X-X)

Niveaux	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	$\frac{h}{6}$ (cm)	Obs	$\sigma_{st\ sup}$ [Mpa] 2	$\sigma_{st\ inf}$ [Mpa] 3	$\sigma_{bc\ sup}$ [Mpa] 1	$\sigma_{bc\ inf}$ [Mpa] 4	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
S/sol, RDC,	Nmax=-2180,58	Mcor=0,233	0,01	8,33	SEC	124,4	124,6	8,29	8,31	15	CV
	Nmin=-571,1	Mcor=1,819	0,318	8,33	SEC	31,7	33,5	2,11	2,24		CV
	Ncor=-676,65	Mmax=-11,769	1,739	8,33	SPC	44,7	32,6	3,02	2,14		CV
Etagés 1 et 2	Nmax=-1675,95	Mcor=5,372	0,32	7,5	SEC	123	115,4	8,23	7,67	15	CV
	Nmin=-378,77	Mcor=2,527	0,67	7,5	SEC	28,7	25,1	1,93	1,66		CV
	Ncor=-464,44	Mmax=-23,036	4,95	7,5	SEC	49,4	16,7	3,4	1,01		CV
Etagés 3 et 4	Nmax=-1187,15	Mcor=7,767	0,65	6,67	SEC	118,5	102,1	7,96	6,75	15	CV
	Nmin=-234,08	Mcor=2,719	1,16	6,67	SEC	24,6	18,9	1,66	1,24		CV
	Ncor=-292,11	Mmax=-26,998	9,24	6,67	SPC	55,8	1,87	3,93	0		CV
Etagés 5,6 et 7	Nmax=-725,31	Mcor=9,234	1,27	5,83	SEC	137,8	42	9,6	2,39	15	CV
	Nmin=-47,72	Mcor=0,414	0,87	5,83	SEC	5,25	6,58	0,34	0,44		CV
	Ncor=-75,02	Mmax=-27,031	36,03	5,83	SPC	62,9	107,9	4,93	0		CV

SENS (Y-Y) :

Tableau VI.1.10 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS suivant (Y-Y)

Niveau	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	$\frac{h}{6}$ (cm)	Obs	$\sigma_{st\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{st\ inf}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ inf}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
S/sol, RDC,	Nmax=-2180,58	Mcor=-3,128	0,14	7,5	SEC	126,3	122,7	8,43	8,17	15	CV
	Nmin=-571,1	Mcor=-26,968	4,72	7,5	SPC	48	17,2	3,3	1,05		CV
	Ncor=-781,26	Mmax=-51,767	15,09	7,5	SPC	74,2	15	5,14	0,81		CV
Etages 1 et 2	Nmax=-1675,95	Mcor=-8,295	0,49	6,67	SEC	125,8	112,6	8,43	7,46	15	CV
	Nmin=-378,77	Mcor=30,265	7,99	6,67	SPC	51	2,91	3,58	0,02		CV
	Ncor=-570,3	Mmax=58,011	12,49	6,67	SPC	87,3	7,51	6,17	0		CV
Etages 3 et 4	Nmax=-1187,15	Mcor=-7,87	0,66	5,83	SEC	119,7	100,9	8,06	6,65	15	CV
	Nmin=-234,08	Mcor=31,577	13,49	5,83	SEC	63,7	31,8	4,66	0		CV
	Ncor=-361,97	Mmax=59,752	20,46	5,83	SPC	87	116,4	0	8,63		CV
Etages 5,6 et 7	Nmax=-725,31	Mcor=-8,026	1,106	5	SEC	104,7	75,1	7,13	4,86	15	CV
	Nmin=-47,72	Mcor=-4,456	9,34	5	SPC	14,6	4	1,07	0		CV
	Ncor=-88,66	Mmax=-62,635	70,65	5	SPC	153	385,8	13	0		CV

3) Condition de non fragilité :(SPC)

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens (x-x)

Tableau VI.1.11 : Vérification condition de non fragilité suivent (x-x)

Niveaux	N(KN)	M(KN.m)	e _s (m)	d (cm)	b (cm)	A _{min}	A _s (cm ²)	Obs
S/sol, RDC,	Nmax=- 2180,58	Mcor= 0,233	0,01	48	45	6,41905366	20,6	CV
	Nmin= -47,72	Mcor= 0,414	0,318	48	45	6,55614114		CV
	Ncor= -75,02	Mmax=- 27,031	1,739	48	45	7,3417488		CV
Etages 1 et 2	Nmax=- 1187,15	Mcor= 7,767	0,32	43	40	5,23509371	16,03	CV
	Nmin= -234,08	Mcor=2,719	0,67	43	40	5,38682574		CV
	Ncor= -292,11	Mmax=- 26,998	4,95	43	40	10,1011293		CV
Etages 3 et 4	Nmax=- 1675,95	Mcor= 5,372	0,65	38	35	4,18862445	14,29	CV
	Nmin= -378,77	Mcor= 2,527	1,16	38	35	4,41301137		CV
	Ncor=- 464,44	Mmax=- 23,036	9,24	38	35	5,84981844		CV
Etages 5,6 et 7	Nmax=- 2180,58	Mcor= 0,233	1,27	33	30	3,39836952	10,67	CV
	Nmin= -47,72	Mcor= 0,414	0,87	33	30	3,2300452		CV
	Ncor= -75,02	Mmax=- 27,031	36,03	33	30	0,83949395		CV

Tableau VI.1.12 : Vérification condition de non fragilité suivent (y-y)

Niveaux	N(KN)	M(KN.m)	e _s (cm)	d (cm)	b (cm)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Obs
S/sol, RDC,	N _{max} =-725,31	M _{cor} =-8,026	0,14	43	50	6,45294026	20,6	CV
	N _{min} =-47,72	M _{cor} =-4,456	4,72	43	50	11,9132846		CV
	N _{cor} =-88,66	M _{max} =62,64	15,09	43	50	-1,6282634		CV
Etages 1 et 2	N _{max} =-1187,15	M _{cor} =-7,87	0,49	38	45	5,30413761	16,03	CV
	N _{min} =-234,08	M _{cor} =31,577	7,99	38	45	-20,0029922		CV
	N _{cor} =-361,97	M _{max} =59,752	12,49	38	45	-1,81523077		CV
Etages 3 et 4	N _{max} =-1675,95	M _{cor} =-8,295	0,66	33	40	4,2021	14,29	CV
	N _{min} =-378,77	M _{cor} =30,265	13,49	33	40	-0,32913981		CV
	N _{cor} =-570,3	M _{max} =58,011	20,46	33	40	0,60458276		CV
Etages 5,6 et 7	N _{max} =-2180,58	M _{cor} =-3,128	1,106	28	35	3,37925722	10,67	CV
	N _{min} =-47,72	M _{cor} =-4,456	9,34	28	35	-0,96716106		CV
	N _{cor} =-88,66	M _{max} =62,635	70,65	28	35	1,04670534		CV

Tableau VI.1.13: Ferraillage final des poteaux.

	Niveau	Section (cm ²)	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Zone I	RDC et s-sol	45×50	4HA20+4HA16	4HA8
Zone II	1et 2^{eme} étage	40×45	8HA16	
Zone III	3et4 étage	35×40	4HA16+4HA14	
Zone IV	5,6et7 étage	30×35	4HA14+4HA12	

	Schémas de ferrailage suivant (X-X)	Schémas de ferrailage Suivant (Y-Y)
Zone I	<p>4HA20+4HA16</p> <p>2HA20</p> <p>2Cad.T8</p> <p>4HA16</p> <p>2HA20</p>	<p>4HA20+4HA16</p> <p>2HA20</p> <p>2Cad.T8</p> <p>4HA16</p> <p>2HA20</p>
Zone II	<p>8HA16</p> <p>8HA16</p> <p>2Cad.T8</p>	<p>8HA16</p> <p>8HA16</p> <p>2Cad.T8</p>
Zone III	<p>4HA16+4HA14</p> <p>2HA16</p> <p>2Cad.T8</p> <p>4HA14</p> <p>2HA16</p>	<p>4HA16+4HA14</p> <p>2HA16</p> <p>2Cad.T8</p> <p>4HA14</p> <p>2HA16</p>
Zone IV	<p>4HA14+4HA12</p> <p>4HA14</p> <p>2Cad.T8</p> <p>4HA12</p>	<p>4HA14+4HA12</p> <p>4HA14</p> <p>2Cad.T8</p> <p>4HA12</p>

VI.2 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

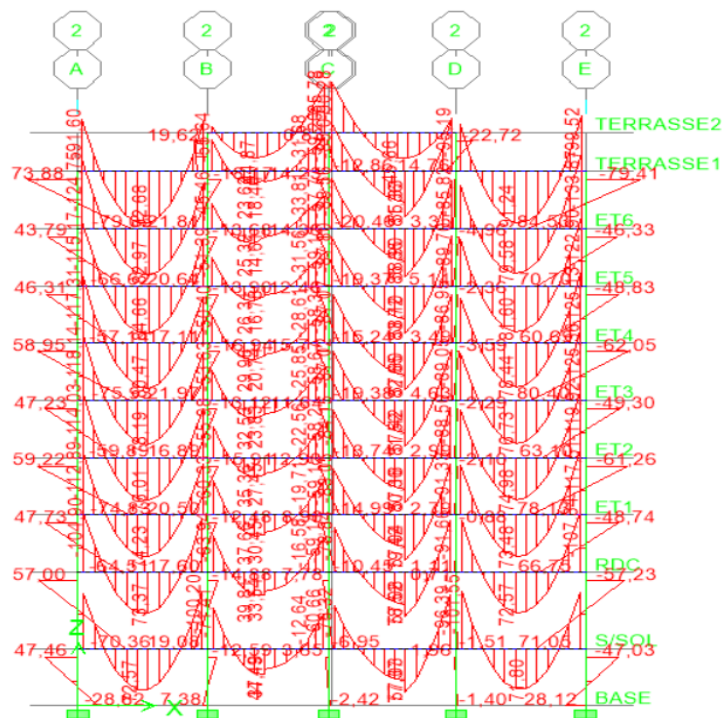


Figure VI.2.1 : Diagramme des moments dans les poutres.

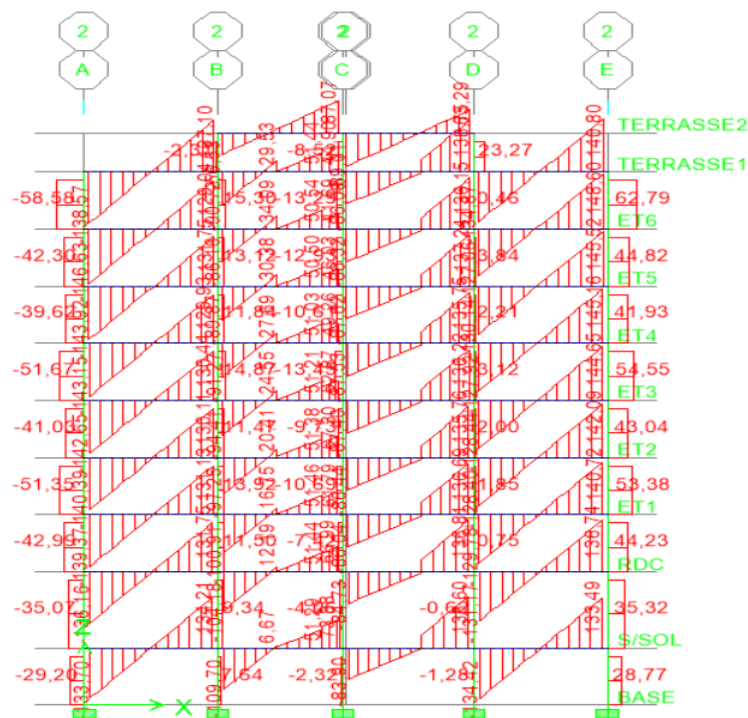


Figure VI.2.2 : Diagramme de l'effort tranchant dans les poutres.

❖ **Combinaisons de calcul :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a) **BAEL.91/modifie 99 :**

ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

b) **RPA99/2003 :**

$G+Q \pm E$ (5.1 RPA 99/2003)

$0,8G \pm E$ (5.2 RPA 99/2003)

VI.2.1) Recommandations du RPA99, modifier 2003 (Article 7.5.2) << 1 >>

a) Armatures longitudinales(Article 7.5.2.1) << 1 >>

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% $b \times h$ en zone courante.
- 6% $b \times h$ en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale a la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 φ en zone I et IIa.
 - 50 φ en zone IIb et III.
- D' ou :

Tableau VI.2.1 : vérification des conditions exigées du RPA

Dimensions des poutres [cm2]	A minimal [cm2] (0,5% de la section, 0,5% bh)cm2	Amaximal [cm2]	
		Zone courants Amax = 4%bh (cm2)	Zone de recouvrement Amax = 6%bh (cm2)
Poutre principale (25×45)	5,625	45	67,5
Poutre secondaire (25×45)	5,625	45	67,5
Poutre de chaînage (25×45)	5,625	45	67,5
Poutre palière (25×35)	5,625	45	52,5

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

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

- ✓ **40φ en zone IIa**
- ✓ La qualité d'armatures transversales minimales est données par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilise pour les armatures transversales.

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

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

$\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considère s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considère s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Étapes de calcul de ferrillage :

a) Armatures longitudinales

Les aciers nécessaires pour le ferrillage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums pour les deux situations suivantes :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Situation durable (1,35G+1,5Q) dans ce cas :
- $$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$
- Situation accidentelle (G+Q ± E) dans ce cas :
- $$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau VI.2.2 : Situations et coefficients de calcul.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1,5	1,15	25	14,20	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	21,74	400	400

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- Ast : La section d'armatures tendues.
- Asc : La section d'armatures comprimées.

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

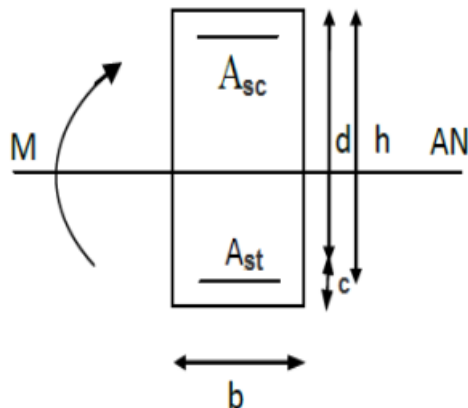
b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus) ($d=h-c$).

c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues ;

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :



$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} ; \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{bc}}{\gamma_b \theta}$$

Tel que :

$\theta = 1$: si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h ;

$\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h ;

$\theta = 0,85$: lorsque cette durée est inférieure à 1h ;

Pour les aciers de nuances feE400 on a $\mu_1 = 0,392$

✓ Si $\mu_1 < \mu$ section simplement armée.

✓ Si $\mu_1 > \mu$ section doublement armée.

❖ **1er cas :** Si $\mu < \mu_1 = 0,392$ → Section simplement armée(SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{sc}=0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} ; \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$\gamma_s : 1,5$ → Cas courant ; $f_e = 400 \text{MPa}$;

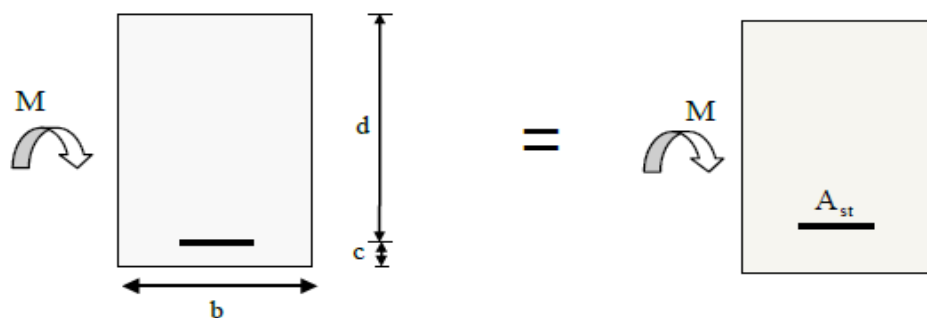


Figure VI 2.3 : Disposition des armatures SSA

❖ 2eme cas :

$\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On Calcul: $M_r = \mu_l \cdot b d^2 f_{bc}$; $\Delta M = M_u - M_r$

Avec:

M_r : moment ultime pour une section simplement armée :

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

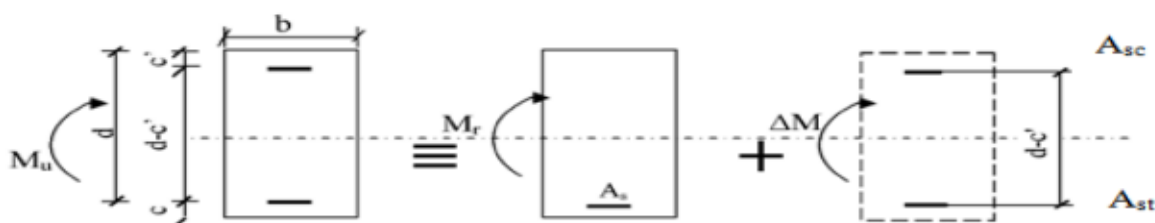


Figure VI.2.4 : Disposition des armatures SSA

Remarque :

Le Ferrillage des poutres principales et secondaires est le même pour tous les niveaux.

b) Extraction des Moment Fléchissant et l'effort Tranchant :

On propose de calculer la section d'armature de la Poutre Principale Sur appuis et en travée du plancher, Pour pouvoir Procéder aux ferrailages des poutres en 'a besoin des Moment de flexion.

« **My** » et l'effort tranchant « **T** ».

❖ Etape Extraies « **My** » et « **T** » :

- Sélectionner les poutres Principales des plancher.

Display ⇒ **show tables** ⇒ **Select cases/combo**s ⇒ **Frame output** ⇒ **frame forces** ⇒ **Beam Forces** ⇒ **ok**

- Sélectionner « les combinaisons de charges les plus défavorables ».

VI.2.2 Calcul du ferrailage à l'ELU :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

Les résultats des efforts internes des poutres pour toutes les combinaisons sont Donnés par le logiciel « ETABS » et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

❖ **Un exemple de calcul manuel :**

1) Poutre principales adhéree non aux voile (25× 45) :

a) En travée :

❖ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{79,424 \times 10^3}{25 \times 43^2 \times 14,20} = 0,121$$

$$\text{Si } \begin{matrix} \mu_a = 0,121 \leq \mu_l = 0,392 \\ \beta = 0,935 \end{matrix} \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \text{Asc} = 0 \longrightarrow$$

❖ **Calcule la section**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{79,424 \times 10^3}{0,935 \times 43 \times 348} = 5,67 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA14(fil)+1HA14(chap)=5,75cm²

b) Aux appuis :

❖ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{147,685 \times 10^3}{25 \times 43^2 \times 21,74} = 0,146$$

$$\text{Si } \mu_a = 0,146 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow$$

$$\text{Asc} = 0 \longrightarrow \beta = 0,921$$

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{147,685 \times 10^3}{0,921 \times 43 \times 400} \quad A_{st} = 9,32 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}14(\text{fil}) + 4\text{HA}14(\text{chap}) = 10,77$

a) Armature longitudinale :

• Ferrillage de poutres principales non adhérees aux voiles :

Tableau VI.2.3 : Ferrillage des poutres principales non adhérees aux voiles

Position	Comb	b Cm	D Cm	μ	Mmax KN.m	$\beta(\text{ta}$ b)	Obs	Amin Cm ²	As Cm ²	Aadopt e	Ferrillage
Travée	ELU	25	43	0,15 7	79,424	0,93 5	SSA	5,625	5,67	5,75	3HA14(fil)+ 1HA12(chap)
Appuis	G+Q+ EX	25	43	0,17 2	147,68 5	0,90 5	SSA		9,32	10,77	3HA14(fil)+ 4HA14(chap)

Conclusion :

Les poutres principales non adhérees aux voiles seront ferrillées comme suit :

Lit inférieur : 3HA14(filantes)+1HA14(chapeaux).

Lit supérieur : 3HA14(filantes)+ 4HA14(chapeaux).

• Ferrillage de poutres principales adhérees aux voiles :

Tableau VI.2.4 : Ferrillage des poutres principales adhérees aux voiles :

Position	Comb	b Cm	d Cm	μ	Mmax KN.m	$\beta(\text{tab})$	Obs	Amin Cm ²	As Cm ²	Aadopt e	Ferrillage
Travée	ELU	25	43	0,032	20,896	0,984	SSA	5,625	1,42	3,39	3HA12
Appuis	G+Q+EX	25	43	0,168	168,746	0,907	SSA		10,816	11,09	3HA12+5HA14

Conclusion :

Les poutres principales adhérees aux voiles seront ferrillées comme suit :

Lit inférieur : 3HA12 filantes.

Lit supérieur : 3HA12 filantes+5HA14 chapeaux.

b) Poutres secondaires (25×45)cm²

• Ferrailage de poutres secondaires non adhérees aux voiles :

Tableau VI.2.5 : Ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles

Position	Comb	b cm	d cm	μ	M_{max} KN.m	$\beta(tab)$	Obs	A_{min} cm ²	A_s cm ²	A_{adopte}	Ferrailage
Travée	ELU	25	43	0,071	46,418	0,963	SSA	5,625	3,22	4,62	3HA14(fil)
Appuis	G+Q+EY	25	43	0,066	66,614	0,966	SSA		4,009	4,62	3HA14(fil)

Conclusion :

Les poutres secondaires non adhérees aux voiles seront ferrillées comme suit :

Lit inferieur : 3HA14 filantes

Lit supérieur :3HA14 filantes

• Ferrailage de poutres secondaires adhérees aux voiles :

Tableau VI.2.6: Ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles :

Position	Comb	b cm	d cm	μ	M_{max} KN.m	$\beta(tab)$	Obs	A_{min} cm ²	A_s cm ²	A_{adopte}	Ferrailage
Travée	ELU	25	43	0.081	53,249	0,957	SSA	5,625	3,71	4,62	3HA14(fil)
Appuis	G+Q+EY	25	43	0,157	157,83	0,914	SSA		10,04	10,27	3HA14(fil)+5HA12(chap)

Conclusion :

Les poutres secondaires adhérees aux voiles seront ferrillées comme suit :

Lit inferieur : 3HA14filantes.

Lit supérieur : 3HA14filantes+ 5HA12 chapeaux

c) Poutres de chainages (25×45)cm²

• Ferrailage de poutres de chainages :

Tableau VI.2.7 : Ferrailage des poutres chainages .

Position	Comb	b cm	d cm	μ	M _{max} KN.m	β (tab)	Obs	A _{min} cm ²	A _s cm ²	A _{adopte}	Ferrailage
Travée	ELU	25	43	0,042	29,733	0,976	SSA	5,625	2,036	3,39	3HA12(fil)
Appuis	G+Q+EY	25	43	0,012	12,083	0,994	SSA		0,707	3,39	3HA12(fil)

Conclusion :

Les poutres chainages seront ferrillées comme suit :

Lit inférieur : 3HA12filantes.

Lit supérieur :3HA12 filantes.

Poutres palières (25×45)cm² :

Tableau VI.2.8 : Ferrailage des poutres palières adhérees aux voiles :

Position	Comb	b cm	d cm	μ	M _{max} KN.m	β (tab)	Obs	A _{min} Cm ²	A _s Cm ²	A _{adopte}	Ferrailage
Travée	G+Q+Ex	25	43	0,053	53,571	0,972	SSA	5,625	3,22	4,62	3HA14
Appuis	G+Q+Ey	25	43	0,108	109,37	0,943	SSA		6,74	8,01	3HA14fil+ 3HA12chap

Conclusion :

Les poutres chainages adhérees aux voiles seront ferrillées comme suit :

Lit inférieur : 3HA12 filantes.

Lit supérieur :3HA14 filantes+ 3HA12 chapeaux.

Remarque :

Au lieu de faire un linteau dans les poutres adhérees aux voiles, en a choisie de faire un ferrailage grand par rapport aux poutres non adhérees aux voiles.

VI.2.3) Vérification à L'ELU :

A) conditions de non fragilité : A.4.2/BAEL91/99) :

La section minimale des armatures doit vérifier cette condition

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

❖ **Poutre principale : (25×45)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 43 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poutre secondaire : (25×45)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 43 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poutre de chaînage : (25×45)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 43 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poutre palières : (25×45)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 43 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Aadoptée > Amin donc la condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les sections recommandée par RPA

B) Justification sous sollicitation de l'effort tranchant**(A.5.1BAEL91/99):**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnement égale a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Min} \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant maximale à L'ELU.

➤ **Poutre principale (25×45) :**❖ **Poutres principales non adhérents aux voiles : $T_u^{\max} = 152,81 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{152,81 \times 10^3}{250 \times 430} = 1,421 < \bar{\tau}_u = 3,333 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres principales adhésés aux voiles : $TU^{\max}=229,17$ KN**

$$\tau_u = \frac{229,17 \times 10^3}{250 \times 430} = 2,132 < \bar{\tau}_u = 3,333 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Poutre secondaire (25×45)**

❖ **Poutres secondaires non adhésés aux voiles : $Tu^{\max}= 31,18$ KN**

$$\tau_u = \frac{31,18 \times 10^3}{250 \times 430} = 0,290 < \bar{\tau}_u = 3,333 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres secondaires adhésés aux voiles : $T_U^{\max}=146,04$ KN**

$$\tau_u = \frac{146,04 \times 10^3}{250 \times 430} = 1,358 < \bar{\tau}_u = 3,333 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Poutre de chaînage (25×45)**

❖ **Poutres de chaînage : $Tu^{\max}=17,41$ KN**

$$\tau_u = \frac{17,41 \times 10^3}{250 \times 430} = 0,120 < \bar{\tau}_u = 3,333 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Poutre palière (25×45) $TU^{\max}= 61,91$ KN**

$$\tau_u = \frac{61,91 \times 10^3}{250 \times 430} = 0,576 < \bar{\tau}_u = 3,333 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

C) Influence de l'effort tranchant aux appuis :(A.5.1.32BAEL/99)

❖ **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u^{\max} = 0,4 \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Poutre principal (25x45):

❖ **Poutres principales non adhésés aux voiles :**

$$T_u^{\max} = 152,841 \text{KN} \leq \bar{T}_u^{\max} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,43 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 645 \text{KN}$$

❖ **Poutres principales adhésés aux voiles :**

$$T_u^{\max} = 229,17 \text{KN} \leq \bar{T}_u^{\max} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,43 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 645 \text{KN}$$

➤ **Poutre secondaires (25x45):**

❖ **Poutres secondaires non adhésés aux voiles :**

$$T_u^{\max} = 31,18\text{KN} \leq \bar{T}_u^{\max} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,43 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 645\text{KN}$$

❖ **Poutres secondaire adhésés aux voiles :**

$$T_u^{\max} = 146,04\text{KN} \leq \bar{T}_u^{\max} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,43 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 645\text{KN}$$

➤ **Poutre de chaînage (25x45):**

❖ **Poutres de chaînage :**

$$T_u^{\max} = 17,41\text{KN} \leq \bar{T}_u^{\max} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,43 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 645\text{KN}$$

➤ **Poutre palières (25x35):**

$$T_u^{\max} = 61,91\text{KN} \leq \bar{T}_u^{\max} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,43 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 645\text{KN}$$

**D) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :
(A.1.5.32 BAEL91/99)**

$$\left[T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}$

D'où

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right]$$

➤ **Poutres principales (25x45)**

❖ **Poutres principales non adhésés aux voiles :**

$$152,84 - \frac{147,685}{0,9 \times 0,43} = -228,775 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres principales adhésés aux voiles :**

$$229,17 - \frac{168,746}{0,9 \times 0,43} = -206,866 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires (25×45)**

❖ **Poutres secondaires non adhérents aux voiles :**

$$31,18 - \frac{66,614}{0,9 \times 0,43} = -140,950 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres secondaires adhérents aux voiles :**

$$146,04 - \frac{157,83}{0,9 \times 0,43} = -261,790 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres de chaînages (25×45)**

❖ **Poutres de chaînage :**

$$17,41 - \frac{12,083}{0,9 \times 0,43} = -13,81 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres palières (25×35)**

$$61,91 - \frac{109,374}{0,9 \times 0,43} = -220,710 < 0 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

E) Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99 Art.A.6.1,3) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers HA $\sum U_i$: Périmètre utile des barres.

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \implies \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres principales (25×45)**

❖ **Poutres principales non adhérents aux voiles :**

$$3\text{HA}14 + 4\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = n\phi\pi = (3 \times 1,4 \times 3,14) + (4 \times 1,4 \times 3,14) = 30,772 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{152,81 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 307,72} = 1,283 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres principales adhérents aux voiles :**

$$3\text{HA}12 + 5\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = n\phi\pi = (3 \times 1,2 \times 3,14) + (5 \times 1,4 \times 3,14) = 33,284 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{229,17 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 332,84} = 1,779 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires (25×45)**

❖ **Poutres secondaires non adhérents aux voiles :**

$$3\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = n\emptyset\pi = (3 \times 1,4 \times 3,14) = 24,492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,18 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 244,92} = 0,611 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres secondaires adhérents aux voiles :**

$$3\text{HA}14 + 5\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = n\emptyset\pi = (3 \times 1,4 \times 3,14) + (5 \times 1,4 \times 3,14) = 35,168 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{146,04 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 35,168} = 1,073 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres de chaînages (25×45)**

❖ **Poutres de chaînage :**

$$3\text{HA}12 \rightarrow \sum U_i = n\emptyset\pi = (3 \times 1,2 \times 3,14) = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,41 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 113,04} = 0,398 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres palières (25×45)**

$$3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 \rightarrow \sum U_i = n\emptyset\pi = (3 \times 1,2 \times 3,14) + (3 \times 1,4 \times 3,14) = 24,492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{61,91 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 244,92} = 0,653 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

VI.2.4 .Longueur de scellement droit des barres (A.6.1.23/BAEL91 /99) :

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

a) La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{se} = 0,6\Psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

Les règles de l'article (Art6.A.1/BAEL91 modifiée99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesurée hors crochets, est au moins égale à 0.4 l_s pour les aciers HA.

$$\text{Barres de } 16 : \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm} \quad \text{Soit } l_s = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Barres de } 14 : \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad \text{Soit } l_s = 50 \text{ cm.}$$

$$\text{Barres de } 12 : \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad \text{Soit } l_s = 45 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.l_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour } \phi 12 : l_c = 0,4 \times 45 = 18,00 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 14 : l_c = 0,4 \times 50 = 20,00 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 16 : l_c = 0,4 \times 60 = 24,00 \text{ cm}$$

VI.2.5 Calcul des armatures transversales :

A- pour toutes les Poutres :

D'après le (BAEL 91.art.A.7.2.12) Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{45}{35}; 12; \frac{25}{10}\right) = 12,86 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \phi_1 = 10 \text{ mm.}$$

ϕ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

$$\text{On optera pour un cadre et un étrier soit : } A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

B- Calcul de l'écartement initial des armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA.99)

Calcul des espacements : BAEL91 (Art.A.5.1,22)

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(38,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 38,7 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

✚ En zone nodale (appuis) :RPA99 version 2003 :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi; 30\right)$$

❖ **Poutre principale : (45×25)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi ; 30\right) \rightarrow S_t \leq \min(11,25; 12 \times ; 30)$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

❖ **Poutre secondaire : (45×25)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi ; 30\right) \rightarrow S_t \leq \min(11,25; 12 \times 1,0 ; 30)$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

❖ **Poutre de chaînage : (45×25)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi ; 30\right) \rightarrow S_t \leq \min(11,25; 12 \times 1,0 ; 30)$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

❖ **Poutre paliers : (35×25)**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi ; 30\right) \rightarrow S_t \leq \min(11,25; 12 \times 1,0; 30)$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

🚧 **Zone courante (travée):**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutre principale : (45×25)

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \qquad S_t = 20\text{cm}$$

❖ **Poutre secondaire : (45×25)**

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \qquad S_t = 20\text{cm}$$

❖ **Poutre de chaînage : (45×25)**

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \qquad S_t = 20\text{cm}$$

❖ **Poutre paliers : (35×25)**

$$S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \qquad S_t = 15\text{cm}$$

C-Calcul de l'écartement initial des armatures transversales :**(Art 7.5.2.2 RPA.99)****✚ zone nodales (appuis) :**

Dans le cas des poutres rectangulaires la longueur de la zone nodale l' égale à 2 fois h (la hauteur de la poutre considéré. $l' = 2h$

Avec l' : Longueur de la zone nodale.

h : hauteur de la poutre.

D'où :

- ✓ **Poutre principales** : $l' = 2 \times 45 = 90$ cm.
- ✓ **Poutres secondaires** : $l' = 2 \times 45 = 90$ cm.
- ✓ **Poutres de chaînage** : $l' = 2 \times 45 = 90$ cm.
- ✓ **Poutres paliers** : $l' = 2 \times 45 = 90$ cm.

VI.2.6 Vérification à L'ELS :**a. Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

b. Résistance du béton en compression :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d}$$

La contrainte de traction dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_a} ;$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_a : Section d'armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux annexés ELS du BAEL.91 en fonction de ρ_1 :

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

✓ **Poutres principales :**

- Ferrailage des poutres principales non adhéres aux voiles :

	$M_s \text{ max}$ KN.m	A_s Cm ²	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	74,56	8,007	0,745	0,875	25,00	247,49	9,8996	15	CV
Appuis	98,885	9,54	0,794	0,872	24,06	276,437	11,490		CV

- Ferrailage des poutres principales adhéres aux voiles :

	$M_s \text{ max}$ KN.m	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	37,061	4,62	0,429	0,900	35,00	207,28	5,922	15	CV
Appuis	115,854	12,18	1,133	0,846	17,47	261,472	14,967		CV

✓ **Poutres secondaires :**

- Ferrailage des poutres secondaires non adhéres aux voiles :

	$M_s \text{ max}$ KN.m	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	33,513	3,39	0,315	0,912	41,82	154,820	5,015	15	CV
Appuis	41,927	4,62	0,429	0,900	35,00	234,498	6,70		CV

- Ferrailage des poutres secondaires adhéres aux voiles :

	$M_s \text{ max}$ KN.m	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	38,543	5,65	0,525	0,891	30,87	154,820	5,015	15	CV
Appuis	79,095	10,65	0,990	0,861	20,97	200,598	9,565		CV

✓ **Poutres chainage :**

- Ferrailage des poutres chainage :

	$M_s \text{ max}$ KN.m	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	21,488	3,39	0,315	0,912	41,82	161,63	3,86	15	CV
Appuis	5,925	3,39	0,315	0,912	41,82	44,568	1,065		CV

✓ **Poutres palières :**

- Ferrailage des poutres palières adhérees aux voiles :

	$M_{s \max}$ KN.m	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Travée	51,947	3,39	0,315	0,912	41,82	390,748	9,343	15	CV
Appuis	75,239	8,01	0,745	0,875	25,00	249,651	9,988		CV

c. Etat limite de déformation :(Article B.6.5-3 du BAEL 91)

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

○ **Calcul de la flèche :**

Les règles du BAEL (Art B.6.5.2 BAEL 91 modifier 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

VI.2.8. Vérification de la flèche :

Pas dépasser la valeur limite « \bar{f} »

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens : BAEL99 (A.6.5.2)

Sens (yy) (Poutres secondaires): $\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{550}{500} = 1,1\text{cm.}$

Sens (xx) (Poutres principales) : $\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{568}{500} = 1,136\text{cm.}$

(Poutres chaînage) : $\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{550}{500} = 1,1\text{cm.}$

(Poutres paliers) : $\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{560}{500} = 1,12\text{cm.}$

f: La valeur de la flèche est donnée par L'ETABS

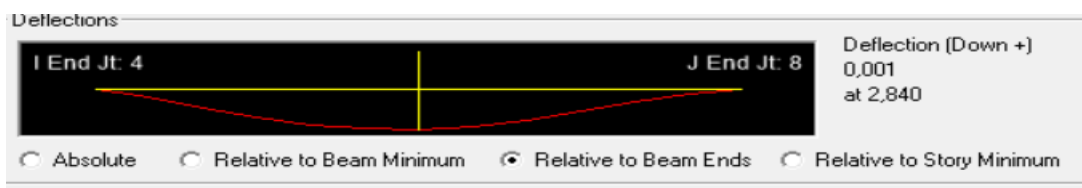
Sens des poutres principales :

❖ **Poutres principales non adhérees aux voiles :**

La flèche donnée par ETABS :

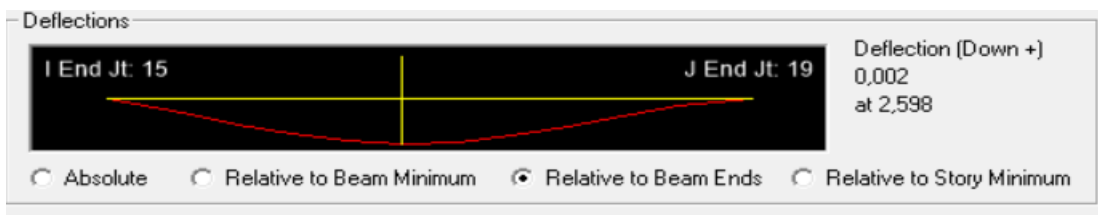
$f=0,001 < 0,136$Condition vérifiée.

❖ Poutres principales adhéres aux voiles :



La fleche donnee par ETABS :

$f=0,002 < 0,136$Condition vérifiée.



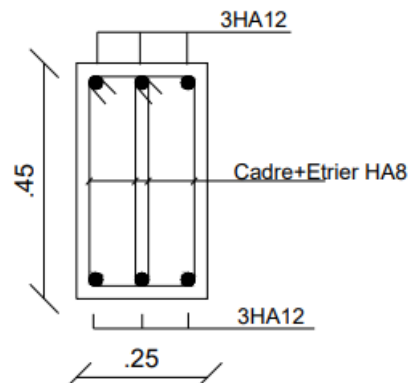
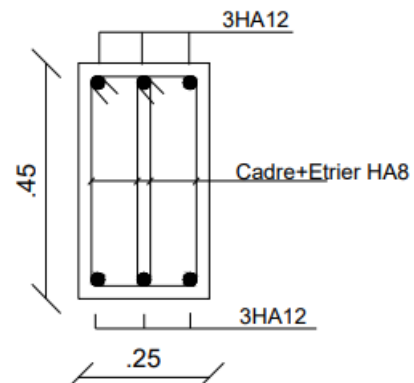
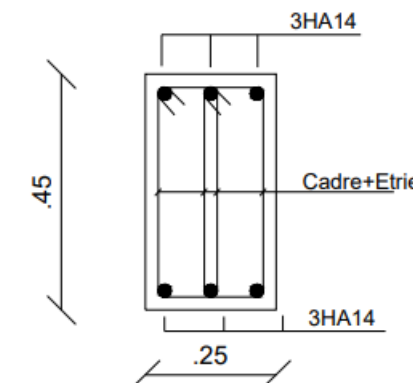
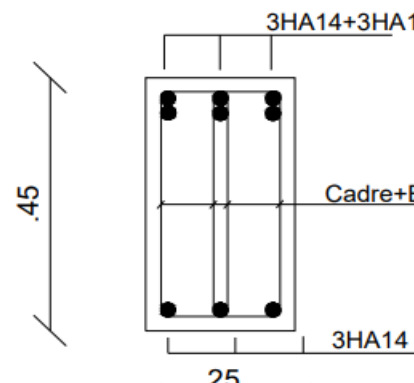
Résume :

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courantes	Zone nodale
Poutres principales non adhérees aux voiles	3HA14+1HA14	3HA14+4HA14	Cadre+ étrier HA8	Cadre+ étrier HA8
Poutres principales adhérees aux voiles	3HA12	3HA12+5HA14	Cadre+ étrier HA8	Cadre+ étrier HA8
Poutres secondaires non adhérees aux voiles	3HA14	3HA14	Cadre+ étrier HA8	Cadre+ étrier HA8
Poutres secondaires adhérees aux voiles	3HA14	3HA14+5HA12	Cadre+ étrier HA8	Cadre+ étrier HA8
Poutres de chainage	3HA12	3HA12	Cadre+ étrier HA8	Cadre+ étrier HA8
Poutres palières	3HA14	3HA14+3HA12	Cadre+ étrier HA8	Cadre+ étrier HA8

Tableau VI.2.9 : Ferraillage final des poutres.

	En travée	Aux appuis
Poutres principales non adhérees aux voiles	<p>3HA14+1HA14</p>	<p>3HA14+4HA14</p>
Poutres principales adhérees aux voiles	<p>3HA12</p>	<p>3HA12+5HA14</p>
Poutres secondaires non adhérees aux voiles	<p>3HA14</p>	<p>3HA14</p>
Poutres secondaires adhérees aux voiles	<p>3HA14</p>	<p>3HA14+5HA12</p>

<p>Poutres de chaînage</p>	<p>3HA12</p>  <p>3HA12</p> <p>3HA12</p> <p>Cadre+Etrier HA8</p> <p>.45</p> <p>.25</p>	<p>3HA12</p>  <p>3HA12</p> <p>3HA12</p> <p>Cadre+Etrier HA8</p> <p>.45</p> <p>.25</p>
<p>Poutres palières</p>	<p>3HA14</p>  <p>3HA14</p> <p>3HA14</p> <p>Cadre+Etrier HA8</p> <p>.45</p> <p>.25</p>	<p>3HA14+3HA12</p>  <p>3HA14+3HA12</p> <p>3HA14</p> <p>Cadre+Etrier HA8</p> <p>.45</p> <p>.25</p>

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et d'autres horizontales (séisme). Le calcul du ferrailage se fera donc en flexion composée, selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon le **RPA 99/version 2003** Trois types d'armatures seront déterminés :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

VI.3.1 Ferrailage des voiles :

- **Combinaison d'actions :**

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

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad (\text{Selon RPA 99 modifié 2003})$$

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \quad (\text{Selon BAEL 91 modifié 99})$$

- Afin de faciliter les calculs, le ferrailage des voiles se fera par zones, car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux

Zone I : Sous-sol, rez-de-chaussée

Zone II : 1er au 2^{ème} étage

Zone III : 3^{ème} étage au 4^{ème} étage

Zone IV : 5^{ème} 6^{ème} étage et terrasse

- Les voiles ayant les mêmes dimensions sont regroupés comme suit :

V1 : VL1 ; VL2 ; VL3 ; VL4 avec (L=2m)

V2 : VL5 avec (L=1.9m)

V3 : VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4 avec (L=3m)

V4 : VT5 ; VT6 avec (L= 2.4m)

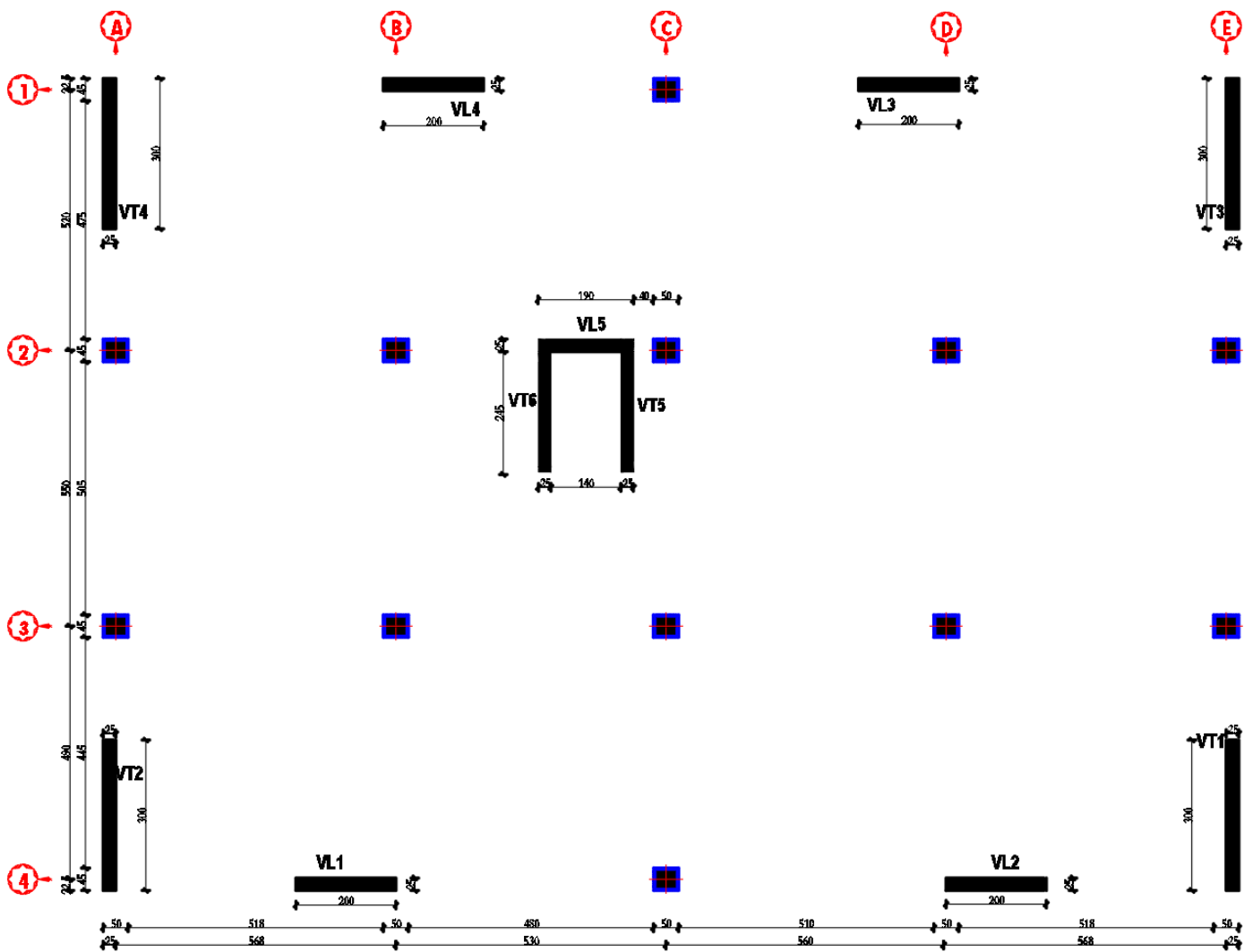


Figure VI.3.1 : Disposition des voies

VI.3.2 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

VI.3.3 Exposé de la méthode :

La méthode utilisée pour le ferrillage des voiles, est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

1- Calcul des contraintes :

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

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

Avec :

$B = L.e$

B : section de béton

e : Epaisseur du voile

N : Effort normal dans le voile

M : moment dans le voile

I : moment d'inertie du voile

L : Longueur du voile.

V et V' : bras de levier $\rightarrow V = V' = \frac{L}{2}$

2- Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{voile}}{2}$$

3- Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

L_t : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L_{voile}$$

L_c : Longueur de la zone tendue

$L_c = L - L_t$

4- Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**
- 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.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1})$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 Art 4.2.1})$$

Avec : B : section du béton tendue

- 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.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) 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 **15 cm**.

5- Armature horizontales : (RPA 99 modifié 2003, article 7.7.4.2)

-Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

✚ Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales :

(RPA 99 modifié 2003, article 7.7.4.3).

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

$A_H > 0.15\%B$ → Globalement dans la section du voile.

$A_H > 0.10\%B$ → en zone courante

- 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 1/10 de l'épaisseur du voile.

✚ D'après le BAEL : $A_H = \frac{A_V}{4}$

B : Section du béton.

A_V : Section d'armature verticale.

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

6- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003).

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

7- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule : $A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé 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.

8- Armatures des potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Disposition constructive :**1- Longueur de recouvrement : (Art:7.7.4.3, RPA 99/Version 2003)**

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40 \emptyset : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20 \emptyset : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

2- Diamètre maximal :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égal à $[\frac{1}{10}]$ de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0.1e = 0.1 \times 250 = 25\text{mm.}$$

3- Espacement :

D'après (RPA99 ver 2003/ Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $St = \min (1.5 \times e ; 30\text{cm})$

Avec : $e=25\text{cm}$: épaisseur du voile.

$$St \leq 1.5e$$

$$St \leq 37.5 \text{ cm}$$

$$\text{Dans notre cas : } St \leq \min \{37.5; 30\text{cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

4- Pourcentage minimal des armatures :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante.

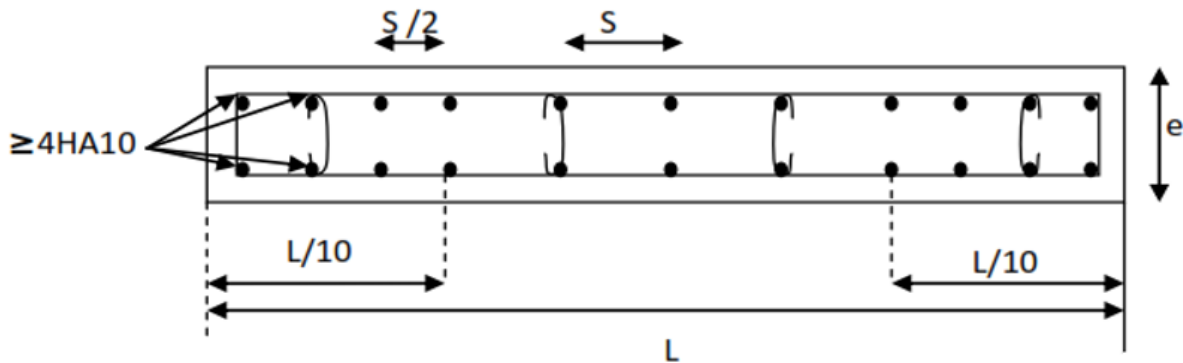


Figure VI.3.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.4 : Les vérifications :

A- Vérification à l'ELU :

- Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

-D'après (BAEL91modifiées 99, article A.5.1.1) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} \leq \bar{V}_u$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u$ Contrainte limite de cisaillement : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = 3.26 MPa$

pour la fissuration préjudiciable

-D'après (RPA99modifiées 2003 article 7.7.2) :

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

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{L \times e \times 0.9}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

e: Epaisseur du voile

L : Longueur du voile

B- Vérification à l'ELS :

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

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

$$\sigma_b = \frac{N_{t \max}}{B + 15A_{\text{vadj}}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_{t \max}$: Effort normal maximal appliqué

B : Section du béton

A_{vadj} : Section des armatures verticales adoptées

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible

VI.3.5 : Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé d'un voile du groupe V1.

Soit à calculer le ferrillage du voile VL1 de la zone 1.

1- Caractéristiques géométriques :

Zone I: VL₁

$$L = 1.8 \text{ m} , \quad e = 0.25 \text{ m} , \quad B = 0.45 \text{ m}^2 , \quad I = 0.1215 \text{ m}^4$$

$$V = \hat{V} = \frac{L}{2} = 0.9 \text{ m}.$$

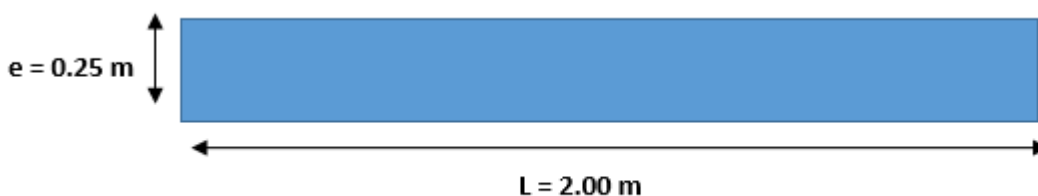


Figure VI.3.3 : Coupe du voile longitudinale VL1

2- Sollicitations de calcul :

$$N_{\max} = -2826.16 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 6.4 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad T_{\text{corr}} = 5.79 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = -809.44 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 105,305 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad T_{\text{corr}} = 113.8 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 1050,73 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad N_{\text{corr}} = -2030,05 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad T_{\text{corr}} = 182,76 \text{ KN}$$

1^{er} Cas : $N = N_{\max} = -2826.16 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 6.4 \text{ KN.m}$; $T_{\text{corr}} = 5.79 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-2826.16}{0.5} + \frac{6.4 \times 1}{0.1667} = -5613.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-2826.16}{0.5} - \frac{6.4 \times 1}{0.1667} = -5690.71 \text{ KN/m}^2$$

Nous avons $\sigma_{\max} < 0$; $\sigma_{\min} < 0 \rightarrow$ Section entièrement comprimée (SEC)

2^{ème} Cas : $N = N_{\min} = -809.44 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 105.305 \text{ KN.m}$; $T_{\text{corr}} = 113.8 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-809.44}{0.5} + \frac{105.305 \times 1}{0.1667} = -987.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-809.44}{0.5} - \frac{105.305 \times 1}{0.1667} = -2250.58 \text{ KN/m}^2$$

Nous avons $\sigma_{\max} < 0$; $\sigma_{\min} < 0 \rightarrow$ Section entièrement comprimée (SEC)

3^{ème} cas : $M = M_{\max} = 1050.73 \text{ KN.m}$; $N_{\text{corr}} = -2030.05 \text{ KN}$; $T_{\text{corr}} = 182.76 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-2030.05}{0.5} + \frac{1050.73 \times 1}{0.1667} = 2243.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-2030.05}{0.5} - \frac{1050.73 \times 1}{0.1667} = -10363.22 \text{ KN/m}^2$$

Nous avons $\sigma_{\max} > 0$; $\sigma_{\min} < 0 \rightarrow$ Section partiellement comprimée (SPC)

3- Calcul de L_t et L_c :

❖ **1^{er} et 2^{ème} cas :** (SEC) $\rightarrow L_t = 0 \text{ m}$; $(L_c = L = 2 \text{ m})$

❖ **3^{ème} cas :** (SPC)

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = \frac{2 \times 10363.22}{10363.22 + 2243.02} = 1.64 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 2 - 1.64 = 0.4 \text{ m}$$

4- Calcul des efforts normaux:

❖ **1^{er} et 2^{ème} cas :** $L_t = 0 \text{ m} \rightarrow N_t = 0 \text{ KN}$

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{voile}}{2} = 0 \text{ KN}$$

❖ **3^{ème} cas :**

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{max} \times e_{voile}}{2} = \frac{1.64 \times 2243.02 \times 0.25}{2} = 459.82 \text{ KN}$$

5-Calcul des armatures verticales :

- **1^{er} cas :** (Nt = 0 ; Lt=0)
- $A_{vt} = \frac{N_t}{\sigma_s} = 0 \text{ cm}^2$
- $A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times V_u}{\sigma_s} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 5.79}{34.8} = 0.26 \text{ cm}^2$
- $A_v = A_{vt} + A_{ji} = 0 + 0.26 = 0.26 \text{ cm}^2$
- $A_{min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0.2\%B\right)$
 $A_{min} \geq \max\left(\frac{2.1 \times 200 \times 25}{400}; 0.002 \times 200 \times 25\right)$
 $A_{min} \geq \max(26.25 ; 10) = 26.25 \text{ cm}^2$
- $A_v = \max\left(\frac{A_v}{L} = 0.13 ; \frac{A_{min}}{L} = 13.12\right) = 13.12 \text{ cm}^2$

❖ **2^{ème} cas :** (Nt = 0 ; Lt=0)

- ❖ $A_{vt} = \frac{N_t}{\sigma_s} = 0 \text{ cm}^2$
- ❖ $A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times V_u}{\sigma_s} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 113.8}{34.8} = 5.04 \text{ cm}^2$
- ❖ $A_v = A_{vt} + A_{ji} = 0 + 5.04 = 5.04 \text{ cm}^2$

- ❖ $A_{min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0.2\%B\right)$
 $A_{min} \geq \max\left(\frac{2.1 \times 200 \times 25}{400}; 0.002 \times 200 \times 25\right)$
 $A_{min} \geq \max(26.25 ; 10) = 26.25 \text{ cm}^2$

- ❖ $A_v = \max\left(\frac{A_v}{L} = 2.52 ; \frac{A_{min}}{L} = 13.12\right) = 13.12 \text{ cm}^2$

❖ **3^{ème} cas :** Nt= 459.82 KN ; Lt=1.64m

- $A_{vt} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{459.82}{34.8} = 13.21 \text{ cm}^2$
- $A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times V_u}{\sigma_s} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 182,76}{34.8} = 8.09 \text{ cm}^2$

- $A_v = A_{vt} + A_{ji} = 13.21 + 8.09 = 21.3 \text{ cm}^2$
- $A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0.2\%B\right)$
 $A_{\min} \geq \max\left(\frac{2.1 \times 200 \times 25}{400}; 0.002 \times 200 \times 25\right)$
 $A_{\min} \geq \max(26.25 ; 10) = 26.25 \text{ cm}^2$
- $A_v = \max\left(\frac{A_v}{L_t} = 12.98; \frac{A_{\min}}{L} = 13.12\right) = 13.12 \text{ cm}^2$

6-Calcul des armatures horizontales :

Selon le **BAEL** : $A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{13.12}{4} = 3.28 \text{ cm}^2$

$A_h = 3.28 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm²/ml

Avec :

- Zone courante : $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$
- Zone nodale : $St_n = \frac{St}{2} = 10 \rightarrow St_n = 10 \text{ cm}$

7- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d’armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d’empêcher le flambement des aciers verticaux sous l’action de la compression d’après **l’article [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003]**.

Les deux nappes d’armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour **4 épingles de HA8/m²**.

8-Vérification à l’ELS :

a- Espacement des barres :

L’espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$St \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \rightarrow St \leq 30\text{cm}$

$S_n = 10\text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

a- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\max}}{B + 15 \times A_{v \text{ adp}}} = \frac{2030,05 \times 10^3}{2000 \times 250 + 15 \times 1357} = 3.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c- Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 182,76 \times 10^3}{2000 \times 250 \times 0.9} = 0.57 \text{ Pa}$$

$$\tau_b = 0.57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b- D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{182.76 \times 10^3}{2000 \times 250 \times 0.9} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour la fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3.1 : ferrailage des voiles du groupe V1 avec L=2m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions							
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	Avt	Avj	AvTotal	Amin	Av	As /ml	A adp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	Zone nodale	Zone Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																	rb	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
Zone I	-2826,16	6,4	5,79	ELU	-5613.92	-5690.72	0	0.00	0.00	0.26	0,26	26.25	13.13	13.13	2x6HA12	13.57	5 HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0.569	Condition vérifiée	0.406	Condition vérifiée	3.901	Condition vérifiée
	-809,44	105,305	113,8	08GEX	-987.05	-2250.71	0	0.00	0.00	5.04	5.04	26.25	13.13														
	-2030,05	1050,73	182,76	GQEX	2244.25	-10364.45	1.64	461.20	13.25	8.09	21.34	26.25	13.13														
Zone II	-2254,45	97,868	56,91	ELU	-3921.69	-5096.11	0	0.00	0.00	2.52	2.52	26.25	13.13	13.13	2x6HA12	13.57	5 HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0.451	Condition vérifiée	0.322	Condition vérifiée	3.105	Condition vérifiée
	-613,93	88,718	91,36	08GEX	-695.55	-1760.17	0	0.00	0.00	4.04	4.04	26.25	13.13														
	-1615,78	374,935	144,85	GQEX MIN	-981.95	-5481.17	0	0.00	0.00	6.41	6.41	26.25	13.13														
Zone III	-1622,83	106,929	63,59	ELU	-2604.09	-3887.23	0	0.00	0.00	2.81	2.81	26.25	13.13	13.13	2x6HA12	13.57	5 HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0.096	Condition vérifiée	0.069	Condition vérifiée	1.875	Condition vérifiée
	-414,8	136,528	79,2	08GEX	-10.43	-1648.77	0	0.00	0.00	3.50	3.50	26.25	13.13														
	-975,89	270,615	30,85	GQEX	-328.09	-3575.47	0	0.00	0.00	1.37	1.37	26.25	13.13														
Zone VI	-980,82	120,335	72,8	ELU	-1239.63	-2683.65	0	0.00	0.00	3.22	3.22	26.25	13.13	13.13	2x6HA12	13.57	5 HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0.084	Condition vérifiée	0.060	Condition vérifiée	1.389	Condition vérifiée
	-85,15	28,556	37,64	08GEY	1.04	-341.64	1.99	0.26	0.01	1.67	1.67	26.25	13.13														
	-722,72	298,111	27,02	GQEX	343.23	-3234.11	1.81	77.57	2.23	1.20	3.42	26.25	13.13														

Tableau VI.3.2 : ferrailage des voiles du groupe V2 avec L=1.9m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions							
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	Avt	Avj	AvTotal	Amin	Av	As /ml	Avadp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	Zone nodale	Zone Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																	rb	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
Zone I	-2291,95	35,986	19,02	GQEY	-4560,07	-5090,25	0	0,00	0,00	0,84	0,84	24,94	13,13	14,44	2x7HA12	15.84	5 HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	15	1.994	Condition vérifiée	1.139	Condition vérifiée	3.736	Condition vérifiée
	361,87	39,046	17,24	08GEY	179,35	-36,40	0,32	7,19	0,21	0,76	0,97	24,94	13,13														
	-888,78	866,08	487,06	GQEX	862,21	661,45	1,9	204,78	5,88	21,55	27,44	24,94	14,44														
Zone II	-442,17	47,484	27,5	GQEY	-581,10	-1280,67	0	0,00	0,00	1,22	1,22	24,94	13,13	13,13	2x7HA12	15.84	5 HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	15	1.600	Condition vérifiée	0.914	Condition vérifiée	3.568	Condition vérifiée
	-165,42	39,582	23,95	08GEY	-881,64	-980,13	0	0,00	0,00	1,06	1,06	24,94	13,13														
	-848,89	508,173	390,93	GQEX	-303,72	-392,78	0	0,00	0,00	17,30	17,30	24,94	13,13														
Zone III	-981,23	28,533	9,17	ELU	-1855,56	-2275,93	0	0,00	0,00	0,41	0,41	24,94	13,13	13,13	2x7HA12	15.84	5 HA12	5.65	4 epinles HA 8	10	15	1.062	Condition vérifiée	0.607	Condition vérifiée	2.900	Condition vérifiée
	-224,69	14,879	13,96	08GEY	-968,58	-1028,72	0	0,00	0,00	0,62	0,62	24,94	13,13														
	-690,01	286,721	259,44	GQEX	-451,97	-494,09	0	0,00	0,00	11,48	11,48	24,94	13,13														
Zone VI	-632,57	23,762	6,32	ELU	-1156,69	-1506,77	0	0,00	0,00	0,28	0,28	24,94	13,13	13,13	2x7HA12	15.84	5 HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	15	0.602	Condition vérifiée	0.344	Condition vérifiée	1.076	Condition vérifiée
	-38,58	26,143	6,45	08GEY	-220,60	-350,44	0	0,00	0,00	0,29	0,29	24,94	13,13														
	-256,05	189,827	147,12	08GEX	-43,19	-119,25	0	0,00	0,00	6,51	6,51	24,94	13,13														

Tableau VI.3.3: ferrailage des voiles du groupe V3 avec L=3m

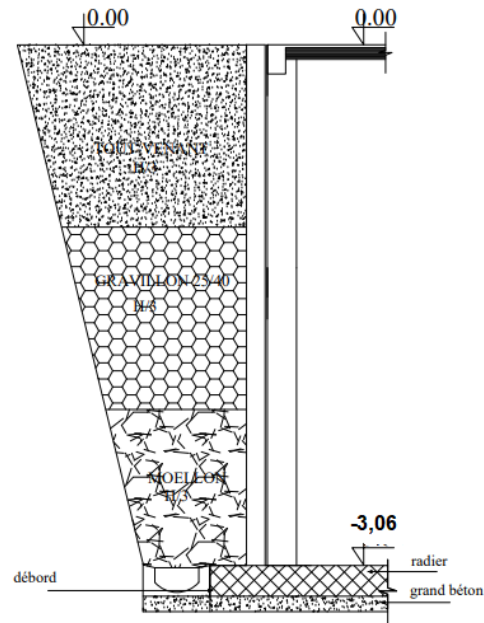
	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	Avt	Avj	AvTotal	Amin	Av	As/ml	Avadp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	Zone nodale	Zone Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
Zone I	-2162,27	157,202	197,04	ELU	-2696,71	-3069,34	0	0,00	0,00	8,72	8,72	39,38	13,13	17,41	2x6HA14	18,46	5HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0,592	Condition vérifiée	2,919	Condition vérifiée	7,470	Condition vérifiée
	-401,46	749,312	199,5	08GEY	3698,96	-9232,98	2,14	990,35	28,46	8,83	37,29	39,38	17,41														
	-2075,26	2424,74	228,49	GQEY	1462,89	-2533,45	1,9	347,77	9,99	10,11	20,10	39,38	13,13														
Zone II	-1522,09	1089,26	200,42	GQEY	-738,48	-3320,43	0	0,00	0,00	8,87	8,87	39,38	13,13	13,13	2x6HA12	13,56	5HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0,520	Condition vérifiée	2,969	Condition vérifiée	7,450	Condition vérifiée
	-342,82	286,901	132,47	08GEY	875,25	-4934,15	2,55	278,77	8,01	5,86	13,87	39,38	13,13														
	-1522,09	1089,26	200,42	GQEY	307,98	-1222,16	2,4	92,25	2,65	8,87	11,52	39,38	13,13														
Zone III	-1155,54	594,382	19,69	GQEY	-836,27	-2245,17	0	0,00	0,00	0,87	0,87	39,38	13,13	13,13	2x6HA12	13,56	5HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0,434	Condition vérifiée	2,480	Condition vérifiée	5,656	Condition vérifiée
	-260,36	240,086	119,61	08GEY	44,30	-3125,74	2,96	16,38	0,47	5,29	5,76	39,38	13,13														
	-1155,54	594,382	167,43	GQEY	293,08	-987,38	2,31	84,75	2,44	7,41	9,84	39,38	13,13														
Zone VI	-789,27	97,102	52,16	ELU	-937,28	-1167,44	0	0,00	0,00	2,31	2,31	39,38	13,13	13,13	2x6HA12	13,56	5HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0,233	Condition vérifiée	1,329	Condition vérifiée	2,742	Condition vérifiée
	-44,31	110,218	26,81	08GEX	161,74	-1655,47	2,73	55,25	1,59	1,19	2,77	39,38	13,13														
	-560,15	340,728	89,71	GQEY	234,83	-352,99	1,8	52,88	1,52	3,97	5,49	39,38	13,13														

Tableau VI.3.4: ferrailage des voiles du groupe V4 avec L= 2.4m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation
Zone I	-3446,07	151,824	148,49	GQEX	-5304,14	-6182,76	0	0,00	0,00	6,57	6,57	31,50	13,13	13,13	2x6HA 12	13,56	5HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0,425	Condition vérifiée	2,428	Condition vérifiée	10,316	Condition vérifiée
	879,64	93,3	133,31	08GEX	716,56	-7736,66	2,2	196,75	5,65	5,90	11,55	31,50	13,13														
	-2106,03	1014,39	131,12	GQEY	1854,82	1077,32	2,4	556,45	15,99	5,80	21,79	31,50	13,13														
Zone II	-1577,01	494,546	133,84	GQEY	-1197,37	-4059,33	0	0,00	0,00	5,92	5,92	31,50	13,13	13,13	2x6HA 12	13,56	5HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0,434	Condition vérifiée	2,479	Condition vérifiée	7,725	Condition vérifiée
	-44,26	107,811	103,15	08GEX	-567,74	-4688,96	0	0,00	0,00	4,56	4,56	31,50	13,13														
	-1577,01	494,546	133,84	GQEY	375,45	-522,98	1,4	65,56	1,88	5,92	7,81	31,50	13,13														
Zone III	-1361,48	13,413	114,41	ELU	-2230,32	-2307,94	0	0,00	0,00	5,06	5,06	31,50	13,13	13,13	2x6HA 12	13,56	5HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0,343	Condition vérifiée	1,960	Condition vérifiée	3,985	Condition vérifiée
	-215,93	20,066	147,33	08GEX	-221,48	-2681,59	0	0,00	0,00	6,52	6,52	31,50	13,13														
	-813,63	277,896	105,85	08GEY	-276,28	-443,49	0	0,00	0,00	4,68	4,68	31,50	13,13														
Zone VI	-879,07	13,628	54,24	GQEX	-1425,68	-1504,55	0	0,00	0,00	2,40	2,40	31,50	13,13	13,13	2x6HA 12	13,56	5HA12	5.65	4 epingles HA 8	10	20	0,054	Condition vérifiée	0,306	Condition vérifiée	3,365	Condition vérifiée
	22,22	36,483	105,04	08GEX	-321,88	-1967,69	0	0,00	0,00	4,65	4,65	31,50	13,13														
	-686,87	197,497	16,51	GQEY	189,05	-114,98	0,91	21,45	0,62	0,73	1,35	31,50	13,13														

Introduction :

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement, qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

**VII.1 Pré dimensionnement du mur plaque :**

- L'épaisseur minimale imposée par le (Art 10.1.2 RPA99/2003) doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- On opte pour une épaisseur de 25 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes. Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A_{min} = 0.10\% \cdot b \cdot h$.

A- Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle des terres : $q = 10 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- La contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$
- Angle de la surface du remblai horizontal : $\beta = 0$
- La paroi du mur est verticale : $\lambda = 0$

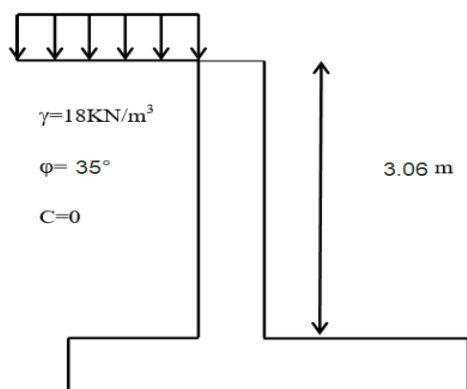


Figure VII.1: Schéma statique du mur plaque

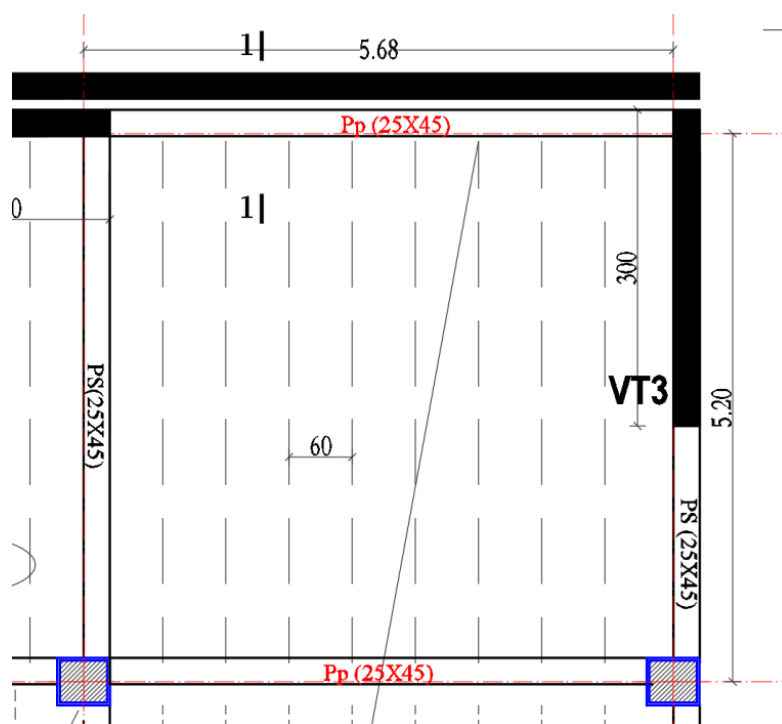


Figure VII.2 : Vue en plan du mur plaque.

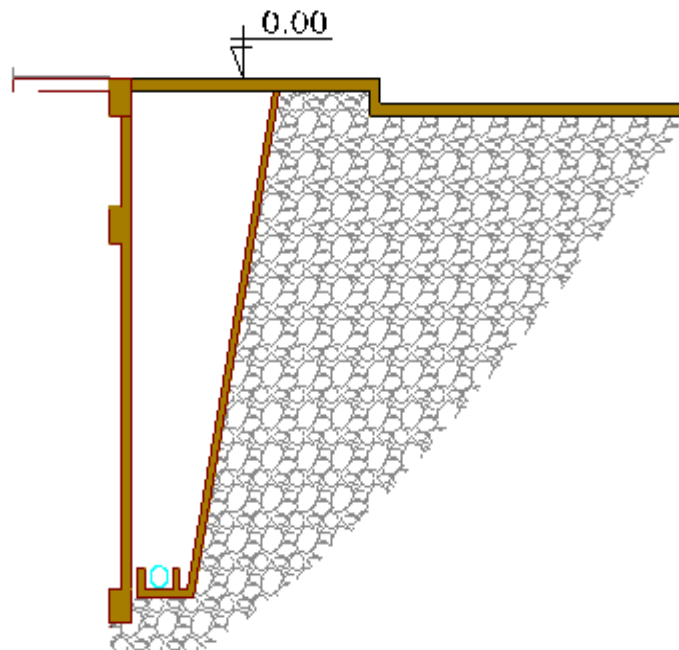


Figure VII.3 : Schéma statique du mur plaque (vue en élévation).

B- Contraintes 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 : contrainte horizontale ; $\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$

σ_v : contrainte verticale ; $\sigma_v = q + (\gamma \times h)$

Avec :

K_0 : coefficient de poussées de terres au repos ; $K_0 = 1 - \sin \varphi$

C- Calcul des sollicitations :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 35 = 0.42$$

❖ ELU :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_h = k_0 \times (1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$\sigma_h = 0.42 \times (1.35 \times 18h + 1.5 \times 10)$$

$$\sigma_h = 0.42 \times (24.3h + 15)$$

$$\sigma_h = 10.21h + 6.3$$

- $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 6.3 \text{ KN/m}^3$
- $h=3.06\text{m} \rightarrow \sigma_{h2} = 37.54 \text{ KN/m}^3$

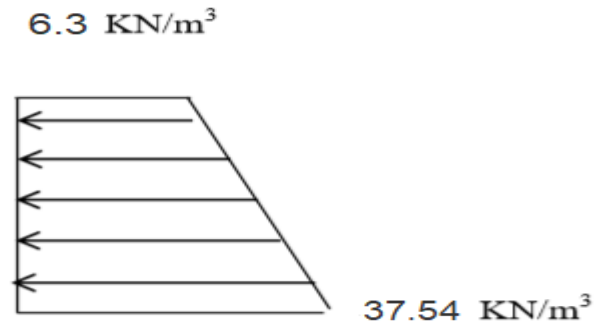


Figure VII.4 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

❖ **ELS :**

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_h = k_0 \times (\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 0.42 \times (18h + 10)$$

$$\sigma_h = 7.56h + 4.2$$

- $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 4.2 \text{ KN/m}^3$
- $h=3.06\text{m} \rightarrow \sigma_{h2} = 27.33 \text{ KN/m}^3$

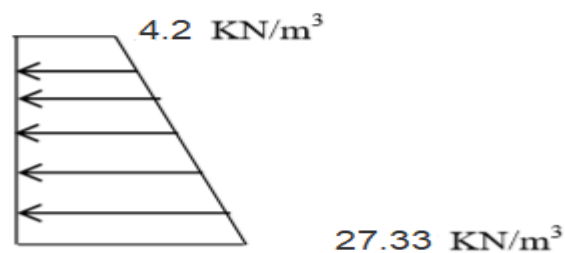


Figure VII.5 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

D- Charges moyennes :

Les charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m sont :

❖ **ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 37.54 + 6.3}{4} \times 1\text{m} = 29.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 29.73 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 27.33 + 4.2}{4} \times 1\text{m} = 21.55 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 21.55 \text{ KN/ml}$$

E- ferrailage du mur plaque :**a- Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyée au plancher du rez-de-chaussée.

b- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés par des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment aux appuis intermédiaires : -0.5
- Moment aux appuis de rive : -0.3

c- **Identification des panneaux** : c'est le panneau le plus sollicité

$$L_x = 3.06\text{m}$$

$$L_y = 5.68 \text{ m}$$

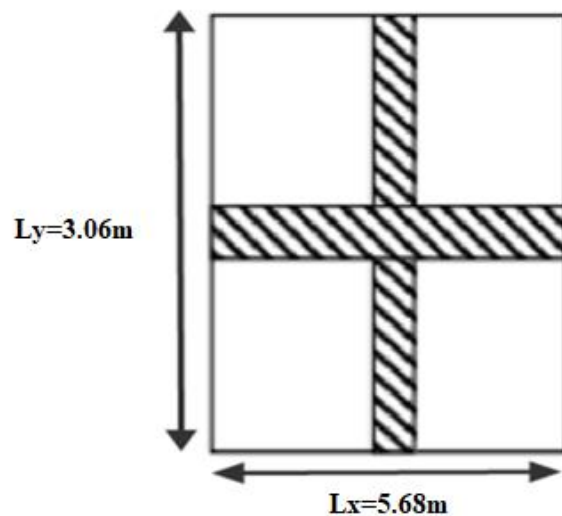


Figure VII.6: le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.68} = 0.54 > 0.4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

VII.3: Calcul à l'ELU :

A- Calcul des moments à l'ELU :

$$\rho = 0.54 ; \begin{cases} \mu_x = 0.0892 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

- $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0892 \times 29.73 \times 3.06^2 = 24.83 \text{ KN.m}$

$$M_{ox} = 24.83 \text{ KN.m}$$

- $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.250 \times 24.83 = 6.21 \text{ KN.m}$

$$M_{oy} = 6.21 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**

❖ **Sens X-X :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_{ox} = -0.3 \times 24.83 = -7.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_{ox} = -0.5 \times 24.83 = -12.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -12.41 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0.85M_{ox} = 0.85 \times 24.83 = 21.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 21.10 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Sens Y-Y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0.5M_{ox} = -0.5 \times 24.83 = -12.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -12.41 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0.85M_{oy} = 0.85 \times 6.21 = 5.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.28 \text{ KN.m}$$

B- Ferrailage à l'ELU :

Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et de travée.

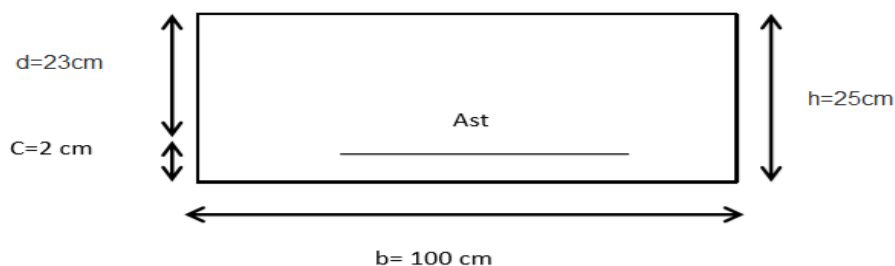


Figure VII.7 : Schéma statique de ferrailage du mur plaque.

Le calcul se fera en flexion simple section rectangulaire (100×23)

Avec :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\text{La section d'armature : } A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

a- Ferrailage dans le sens X-X :

- Aux appuis : $M_a = 12.41 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.41 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} ; \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.41 \times 10^3}{0.992 \times 23 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $St = 25 \text{ cm}$)

- En travée : $M_t = 21.10 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{21.10 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} ; \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.10 \times 10^3}{0.986 \times 23 \times 348} = 2.67 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $St = 25 \text{ cm}$)

b- Ferrailage dans le sens Y-Y :

- Aux appuis : $M_a = 12.41 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.41 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} ; \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.41 \times 10^3}{0.992 \times 23 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $St = 25 \text{ cm}$)

- En travée : $M_t=5.28$ KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.28 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} ; \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.28 \times 10^3}{0.996 \times 23 \times 348} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$)

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ_u	Section	B	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferraillage	S_t (cm)
X-X	appuis	12.41	0.016	SSA	0.992	1.56	2.78	4.52	4HA12	25
	travée	21.10	0.028	SSA	0.986	2.67	2.78	4.52	4HA12	25
Y-Y	appuis	12.41	0.016	SSA	0.992	1.56	2.78	4.52	4HA12	25
	travée	5.28	0.007	SSA	0.996	0.66	2.78	4.52	4HA12	25

Tableau VII.1: ferrailage du mur plaque.

A- Les armatures transversales :

- Aux appuis :

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

Soit $A_h = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- En travée :

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

Soit $A_h = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

B- Les recommandations du RPA99/2003 :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage maximum des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (Horizontal et verticale). $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$.
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles de HA8

VII.4: Vérification à l'ELU :**A- Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $St \leq \min(3h, 33\text{cm})$.

Dans le sens x-x : $25\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Dans le sens y-y : $25\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée.

B- Condition de non fragilité : BAEL 91/99

La condition d'armatures doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.78 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

C- Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.6.1.2.3) :

$$\text{La longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour HA12 : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est aux moins égale à : $0.4l_s$ pour les aciers HA

$$\text{Pour HA12 : } l_{cr} = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \rightarrow l_{cr} = 20 \text{ cm}$$

VII.5: Calcul à l'ELS :➤ **Calcul des moments à l'ELS :**

$$\rho = 0.54 \quad ; \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0933 \\ \mu_y = 0.410 \end{cases}$$

- $M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0933 \times 21.55 \times 3.06^2 = 18.82 \text{ KN.m}$

$$M_{ox} = 18.82 \text{ KN.m}$$

- $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.410 \times 18.82 = 7.71 \text{ KN.m}$

$$M_{oy} = 7.71 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**❖ **Sens X-X :**• **Aux appuis :**

$$M_a = -0.5M_{ox} = -0.5 \times 18.82 = -9.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -9.41 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85M_{ox} = 0.85 \times 18.82 = 15.99 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 15.99 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens Y-Y :**• **Aux appuis :**

$$M_a = -0.5M_{ox} = -0.5 \times 18.82 = -9.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -9.41 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85M_{oy} = 0.85 \times 7.71 = 6.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.55 \text{ KN.m}$$

VII.6 : Vérification à l'ELS :**A- Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,33/ BAEL91)**

Notre mur plaque peut-être en contact avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciables.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) donnée par l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(200 ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec :

f_e : c'est la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPA

F_{tj} : c'est la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPA

η : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rond lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et de 1.6 pour les armatures de haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1,3 d'où : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max[0,5 \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 21}] \right\}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,66 ; \text{Max} (200 ; 201,63)\} = 201,63\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa}$$

B- La limite de compression du béton (Art A.5,2 /BAEL91)

La vérification d'une section de béton à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Les contraintes dans les aciers : } \sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\text{Les contraintes dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{4.52}{100 \times 23} \times 100 = 0.196$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
X-X	appuis	-9.41	4.52	0.196	0.928	54.44	97.54	201,63	1.79	15	C.V
	travée	15.99	4.52	0.196	0.928	54.44	165.74	201,63	3.04	15	C.V
Y-Y	appuis	-9.41	4.52	0.196	0.928	54.44	97.54	201,63	1.79	15	C.V
	travée	6.55	4.52	0.196	0.928	54.44	67.89	201,63	1.25	15	C.V

Tableau VII.2: Vérification des contraintes à l'ELS.

C- Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{15M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h_t : la hauteur total : 25 cm.

L_x : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max à l'ELS.

M_0 : moment max de la travée isostatique.

A_{st} : section des armatures : 4.52 cm².

b : la largeur de la section : 100 cm.

d : la hauteur utile de la section droite : 23 cm

❖ Sens X-X :

$$Q_s = 21.55 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ox} = q_s \frac{L^2}{8} = 21.55 \times \frac{3.06^2}{8} = 25.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{ox} = 0.85 \times 25.22 = 21.44 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{M_t}{15M_{ox}} = \frac{21.44}{15 \times 25.22} = 0.056 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 23} = 0.0019 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ Sens Y-Y :

$$Q_s = 21.55 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ox} = q_s \frac{L^2}{8} = 21.55 \times \frac{5.68^2}{8} = 86.91 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{ox} = 0.85 \times 86.91 = 73.87 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{M_t}{15M_{ox}} = \frac{73.87}{15 \times 86.91} = 0.056 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 23} = 0.0019 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

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

Conclusion :

A- Les armatures longitudinales :

❖ **Sens X-X :**

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement $S_t = 25$ cm.

En travée : 4HA12 avec un espacement $S_t = 25$ cm.

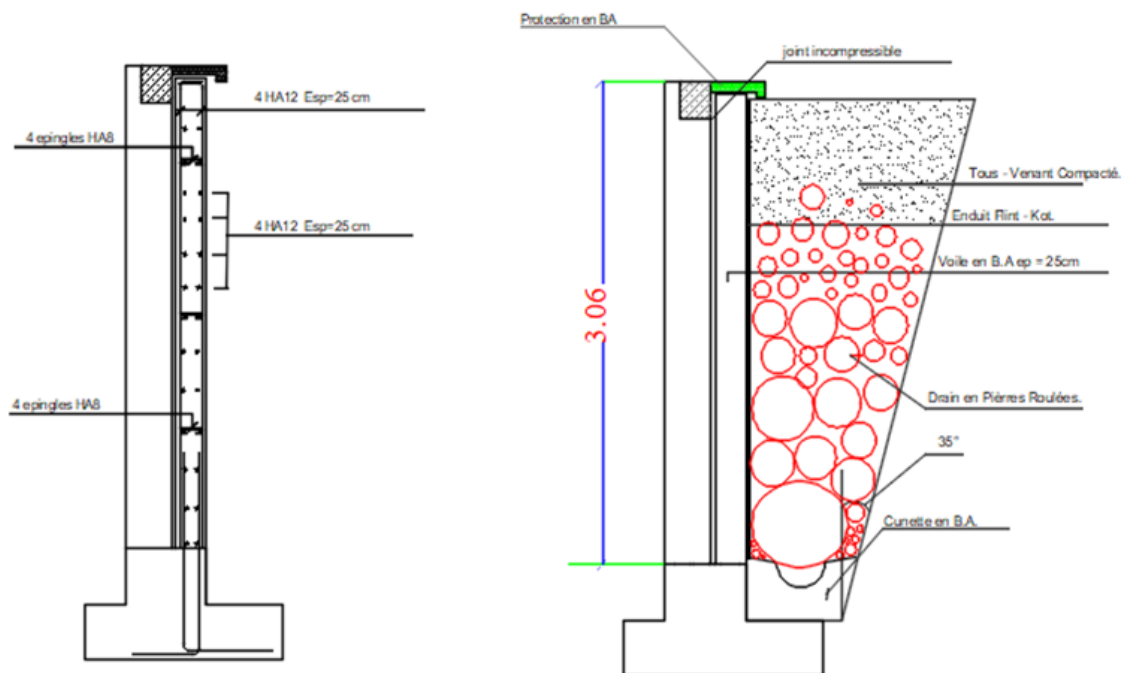
❖ **Sens Y-Y :**

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement $S_t = 25$ cm.

En travée : 4HA12 avec un espacement $S_t = 25$ cm.

B- Les armatures transversales

4HA8 = 2.01 cm²



FigureVII.8: Schéma de ferrailage du mur plaque

Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terres. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fonctions suivantes :

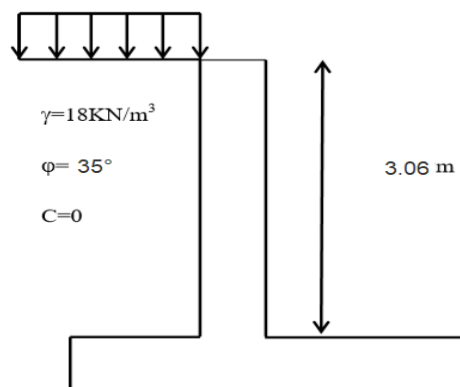
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

VII.1 Pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 (Article.10.12)** pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm (on a déjà pris $e=25\text{cm}$ dans chapitre 2).

A- Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle des terres : $q= 10\text{KN/m}^3$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- La contrainte du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars}$
- Angle de la surface du remblai horizontal : $\beta=0$
- La paroi du mur est verticale : $\lambda = 0$



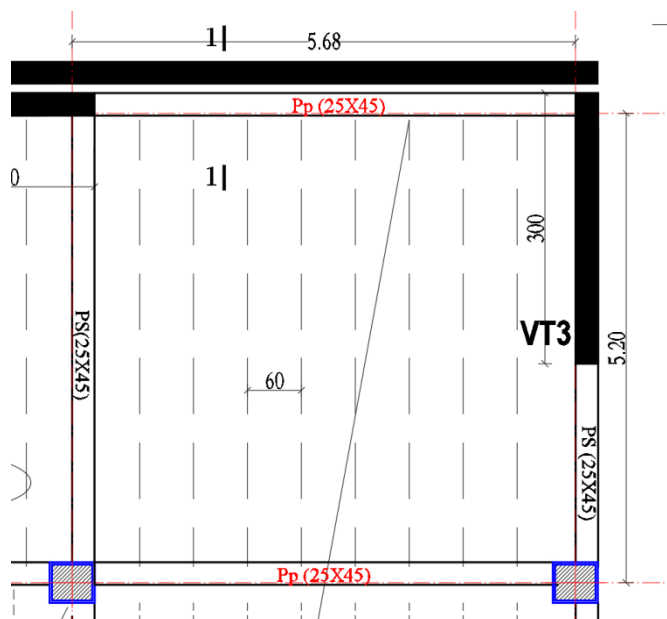


Figure VII.1 : Vue en plan du voile périphérique.

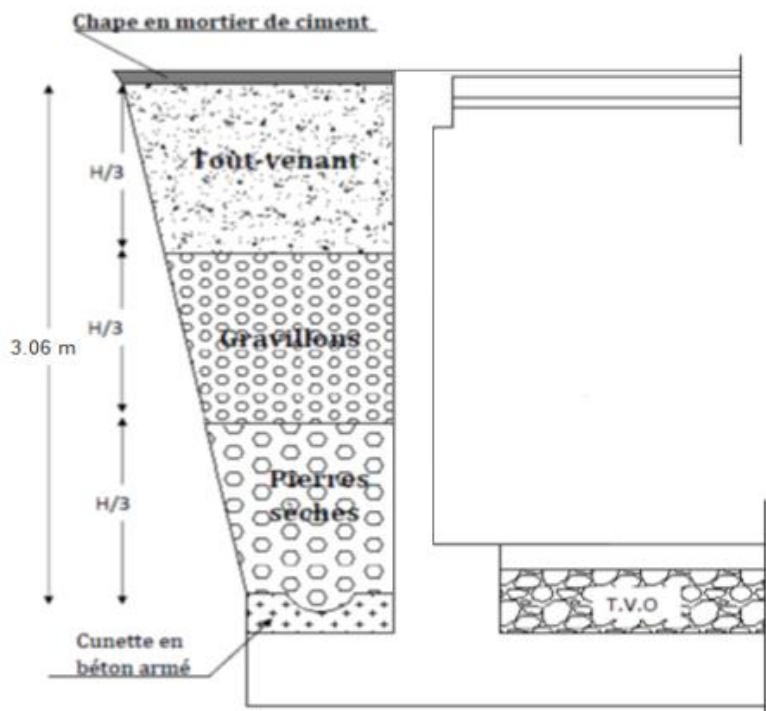


Figure VII.2 : Schéma statique du voile périphérique.

B- Contraintes des sollicitations :

En utilisant la méthode de Rankine, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. 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 : contrainte horizontale ; $\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$

σ_v : contrainte verticale ; $\sigma_v = q + (\gamma \times h)$

Avec :

K_0 : coefficient de poussées de terres au repos ; $K_0 = 1 - \sin \varphi$

C- Calcul des sollicitations :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 35 = 0.42$$

❖ ELU :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_h = k_0 \times (1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$\sigma_h = 0.42 \times (1.35 \times 18h + 1.5 \times 10)$$

$$\sigma_h = 0.42 \times (24.3h + 15)$$

$$\sigma_h = 10.21h + 6.3$$

- $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 6.3 \text{ KN/m}^3$
- $h=3.06\text{m} \rightarrow \sigma_{h2} = 37.54 \text{ KN/m}^3$

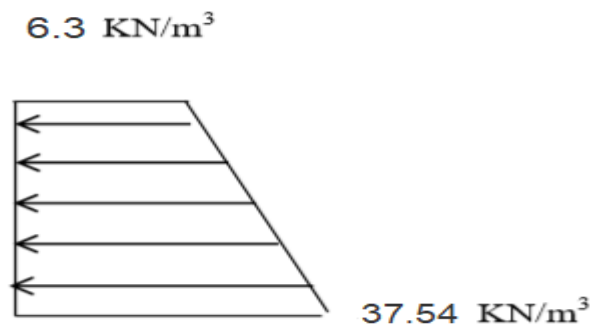


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

❖ ELS :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_h = k_0 \times (\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 0.42 \times (18h + 10)$$

$$\sigma_h = 7.56h + 4.2$$

- $h=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 4.2 \text{ KN/m}^3$
- $h=3.06\text{m} \rightarrow \sigma_{h2} = 27.33 \text{ KN/m}^3$

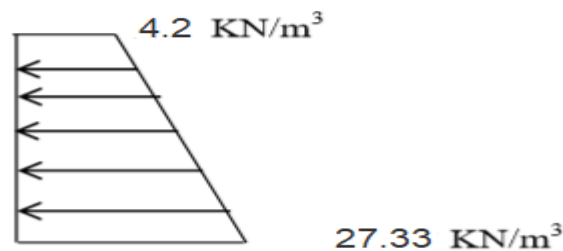


Figure VII.4 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

D- Charges moyennes :

Les charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m sont :

❖ ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 27.33 + 4.2}{4} \times 1\text{m} = 29.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 29.73 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 27.33 + 4.2}{4} \times 1\text{m} = 21.55 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 21.55 \text{ KN/ml}$$

E- ferrailage du voile périphérique :

a- Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme une console verticale encastree au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyée au plancher du rez-de-chaussée.

b- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés par des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment aux appuis intermédiaires : -0.5
- Moment aux appuis de rive : -0.3

c- Identification des panneaux : c'est le panneau le plus sollicité

$$L_x = 3.06\text{m}$$

$$L_y = 5.68\text{ m}$$

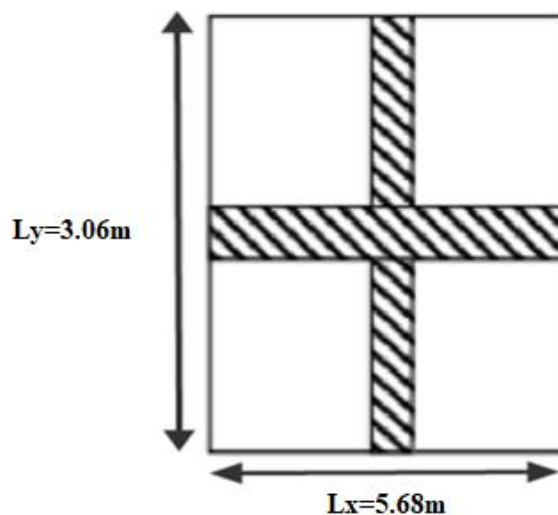


Figure VII.5: le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.68} = 0.54 > 0.4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

VII.3: Calcul à l'ELU :**A- Calcul des moments à l'ELU :**

$$\rho = 0.54 ; \begin{cases} \mu_x = 0.0892 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

- $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0892 \times 29.73 \times 3.06^2 = 24.83 \text{ KN.m}$

$$M_{ox} = 24.83 \text{ KN.m}$$

- $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.250 \times 24.83 = 6.21 \text{ KN.m}$

$$M_{oy} = 6.21 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**❖ **Sens X-X :**• **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_{ox} = -0.3 \times 24.83 = -7.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_{ox} = -0.5 \times 24.83 = -12.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -12.41 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85M_{ox} = 0.85 \times 24.83 = 21.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 21.10 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens Y-Y :**• **Aux appuis :**

$$M_a = -0.5M_{ox} = -0.5 \times 24.83 = -12.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -12.41 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85M_{oy} = 0.85 \times 6.21 = 5.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.28 \text{ KN.m}$$

B- Ferrailage à l'ELU :

Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et de travée.

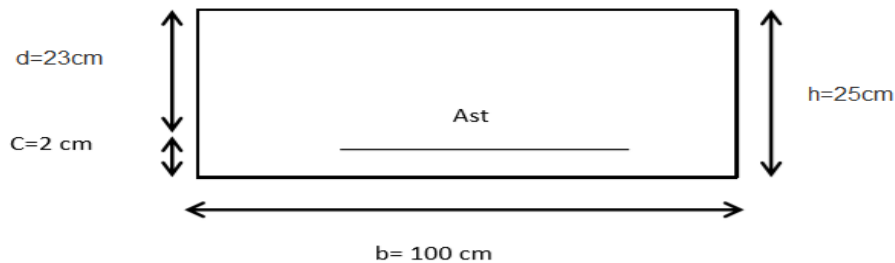


Figure VII.6 : Schéma statique de ferrailage du voile périphérique.

Le calcul se fera en flexion simple section rectangulaire (100×23)

Avec :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\text{La section d'armature : } A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

a- Ferrailage dans le sens X-X :

- **Aux appuis : $M_a = 12.41 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.41 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} ; \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.41 \times 10^3}{0.992 \times 23 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$)

- **En travée : $M_t = 21.10 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{21.10 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} ; \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.10 \times 10^3}{0.986 \times 23 \times 348} = 2.67 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$)

b- Ferrailage dans le sens Y-Y :

- **Aux appuis : $M_a = 12.41$ KN.m**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.41 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} ; \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.41 \times 10^3}{0.992 \times 23 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $S_t = 25$ cm)

- **En travée : $M_t = 5.28$ KN.m**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.28 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} ; \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.28 \times 10^3}{0.996 \times 23 \times 348} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; (avec espacement de $S_t = 25$ cm)

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ_u	Section	B	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferrailage	S _t (cm)
X-X	appuis	12.41	0.016	SSA	0.992	1.56	2.78	4.52	4HA12	25
	travée	21.10	0.028	SSA	0.986	2.67	2.78	4.52	4HA12	25
Y-Y	appuis	12.41	0.016	SSA	0.992	1.56	2.78	4.52	4HA12	25
	travée	5.28	0.007	SSA	0.996	0.66	2.78	4.52	4HA12	25

Tableau VII.1: ferrailage du voile périphérique.

A- Les armatures transversales :

- **Aux appuis :**

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

Soit $A_h = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **En travée :**

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

Soit $A_h = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

B- Les recommandations du RPA99/2003 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage maximum des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (Horizontal et verticale). $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$.
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingle de HA8

VII.4:Vérification à l'ELU :**A- Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $St \leq \min(3h, 33\text{cm})$.

Dans le sens x-x : $25\text{cm} < 33\text{ cm}$ condition vérifiée.

Dans le sens y-y : $25\text{cm} < 33\text{ cm}$ condition vérifiée.

B- Condition de non fragilité : BAEL 91/99

La condition d'armatures doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.78 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

C- Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.6.1.2.3) :

$$\text{La longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour HA12 : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est aux moins égale à : 0.4ls pour les aciers HA

$$\text{Pour HA12 : } l_{cr} = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \rightarrow l_{cr} = 20 \text{ cm}$$

VII.5: Calcul à l'ELS :➤ **Calcul des moments à l'ELS :**

$$\rho = 0.54 \quad ; \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0933 \\ \mu_y = 0.410 \end{cases}$$

- $M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0933 \times 21.55 \times 3.06^2 = 18.82 \text{ KN.m}$

$$M_{ox} = 18.82 \text{ KN.m}$$

- $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.410 \times 18.82 = 7.71 \text{ KN.m}$

$$M_{oy} = 7.71 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**❖ **Sens X-X :**• **Aux appuis :**

$$M_a = -0.5M_{ox} = -0.5 \times 18.82 = -9.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -9.41 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85M_{ox} = 0.85 \times 18.82 = 15.99 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 15.99 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens Y-Y :**• **Aux appuis :**

$$M_a = -0.5M_{oy} = -0.5 \times 7.71 = -3.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -3.85 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85M_{oy} = 0.85 \times 7.71 = 6.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.55 \text{ KN.m}$$

VII.6 : Vérification à l'ELS :**A- Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,33/ BAEL91)**

Notre voile périphérique peut-être en contact avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciables.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) donnée par l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(200 ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec :

f_e : c'est la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

F_{tj} : c'est la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa

η : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rond lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et de 1.6 pour les armatures de haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1,3 d'où : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max[0,5 \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 21}] \right\}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,66 ; \max(200 ; 201,63)\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

B- La limite de compression du béton (Art A.5,2 /BAEL91)

La vérification d'une section de béton à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Les contraintes dans les aciers : } \sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\text{Les contraintes dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{4.52}{100 \times 23} \times 100 = 0.196$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
X-X	appuis	-9.41	4.52	0.196	0.928	54.44	97.54	201,63	1.79	15	C.V
	travée	15.99	4.52	0.196	0.928	54.44	165.74	201,63	3.04	15	C.V
Y-Y	appuis	-9.41	4.52	0.196	0.928	54.44	97.54	201,63	1.79	15	C.V
	travée	6.55	4.52	0.196	0.928	54.44	67.89	201,63	1.25	15	C.V

Tableau VII.2: Vérification des contraintes à l'ELS.

C- Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{15M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h_t : la hauteur total : 25 cm.

L_x : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max à l'ELS.

M_0 : moment max de la travée isostatique.

A_{st} : section des armatures : 4.52 cm².

b : la largeur de la section : 100 cm.

d : la hauteur utile de la section droite : 23 cm

❖ Sens X-X :

$$Q_s = 21.55 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ox} = q_s \frac{L^2}{8} = 21.55 \times \frac{3.06^2}{8} = 25.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{ox} = 0.85 \times 25.22 = 21.44 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{M_t}{15M_{ox}} = \frac{21.44}{15 \times 25.22} = 0.056 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 23} = 0.0019 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

❖ Sens Y-Y :

$$Q_s = 21.55 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ox} = q_s \frac{L^2}{8} = 21.55 \times \frac{5.68^2}{8} = 86.91 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{ox} = 0.85 \times 86.91 = 73.87 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{M_t}{15M_{ox}} = \frac{73.87}{15 \times 86.91} = 0.056 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 23} = 0.0019 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

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

Conclusion :

A- Les armatures longitudinales :

❖ **Sens X-X :**

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement $S_t = 25$ cm.

En travée : 4HA12 avec un espacement $S_t = 25$ cm.

❖ **Sens Y-Y :**

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement $S_t = 25$ cm.

En travée : 4HA12 avec un espacement $S_t = 25$ cm.

B- Les armatures transversales

4HA8 = 2.01 cm²

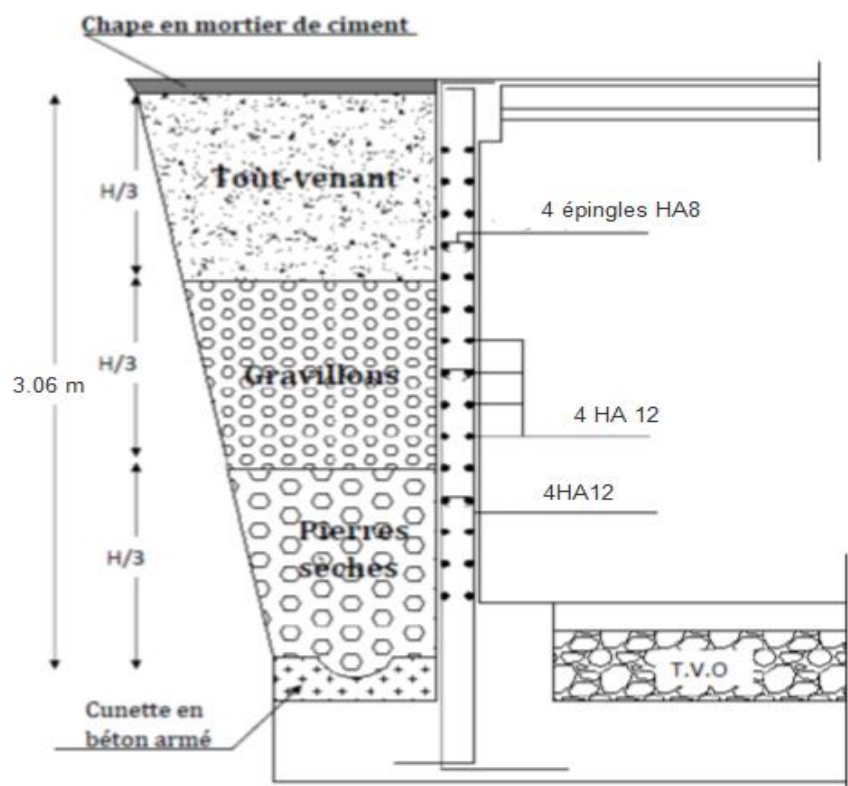
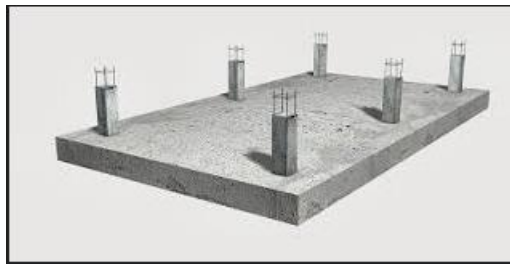


Figure VII.7: Schéma de ferrailage du voile périphérique

INTRUDUCTION :

L'étude de l'infrastructure est l'une des étapes les plus importantes dans le calcul d'un ouvrage; Les fondations constituent un organisme de transition ente les efforts provenant des éléments porteurs de la superstructure et le sol. Cette transmission des charges se fait soit directement (cas des semelles ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes(cas des semelles sur pieux) Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Les fondations doivent assurer donc deux fonctions fondamentales :

- ↳ Reprendre les charges et surcharges verticales.
- ↳ Transmettre ces charges et surcharges au sol.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

Fondations superficielles :

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

Vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Les principaux types de fondation superficielle que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ semelles isolées.
- ✓ Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles.
- ✓ radier.

Fondations profondes :

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

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondation est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII.1) Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature de l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

Le choix de la fondation doit satisfaire aux critères suivants :

- ✓ Stabilité de l'ouvrage.(rigidité).
- ✓ Facilité de l'exécution. (coffrage).
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'importance de la superstructure. (économie).

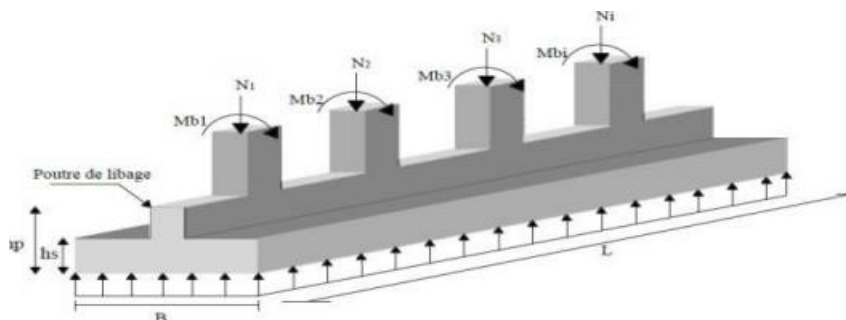
VII.1.1 Semelles filantes :

Figure VIII.1 : schéma de semelle filante.

2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

Voile	Nser	L (m)	B (m)	S(m ²)
VL1I	1907,21	2	4,76	9,52
VL2I	2050,31	2	5,13	10,26
VL3I	1728,56	2	4,32	8,64
VL4I	1653,2	2	4,13	8,26
VL5I	1129	1,90	2,97	5,643
				42,323m²

Tableau VIII.1 : la surface des voiles longitudinaux

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Voile	Nser	L	B	S
VT1I	1577,07	3	2,628	7,884
VT2I	1384,41	3	2,307	6,921
VT3I	1414,07	3	2,357	7,071
VT4I	1422,15	3	2,37	7,11
VT5I	1548,39	2,4	3,225	7,74
VT6I	1510,92	2,4	3,147	7,55
				44,276m²

Tableau VIII.2 : la surface des voiles transversaux.

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 86,60m²**.

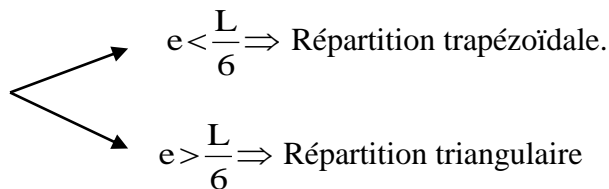
2-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- _ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- _ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- _ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Le calcul se fera sur la file du portique le plus sollicité (sur ETABS il est nommé : (D3))

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
C3	909,95	11,13	10127,7435	21,352
C7	1338,22	5,45	7293,299	-16,542
C11	717,31	0,15	107,5965	11,475
C15	2180,58	-5,45	-11884,161	3,128
C19	922,5	11,13	10267,425	-18,031
	R=6068,56N		Σ =15911,903	Σ = 1,382

Tableau VIII.3 : résumé de calcul des charges sous poteaux.

$$e = \frac{15911,903 + (1,382)}{6068,56} = 2,62\text{m}$$

On a :

$$e = 2,62 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{22,70}{6} = 3,78 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6068,56}{22,70} \times \left(1 + \frac{6 \times 3,78}{22,70}\right) = 534,44 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6068,56}{22,70} \times \left(1 - \frac{6 \times 3,78}{22,70}\right) = 235,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6068,56}{22,70} \times \left(1 + \frac{3 \times 3,78}{22,70}\right) = 400,89 \text{ kN/ml}$$

c) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{400,89}{200} = 2,00 \text{ m} \text{ on prend } B = 2,00 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 2,00 \times 22,70 = 45,4 \text{ m}^2$

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

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 45,4 \times 6 = 272,4 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 272,4 + 86,60 = 359 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 22,70 \times 16,20 = 367,74 \text{ m}^2$

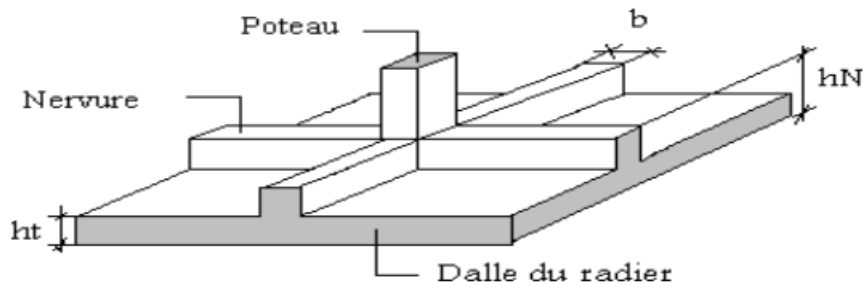
Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_T}{S_{bat}} = \frac{359}{367,74} = 0,9762 \quad \Longrightarrow \quad 97,76\% \text{ de la surface du bâtiment.}$$

➤ La surface des semelles représente % de la surface totale, ce qui est inadmissible.

2-3) Conclusion :

Les semelles filantes occupant une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un **radier général**.

VIII.1.3) radier général :**Figure VIII.2 : Schéma d'un radier**

Ce 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 diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VIII.1.3.1 : Pré dimensionnement du radier :**1) Epaisseur du tablier :**

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

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

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{\max} = 5,68 \text{ m}$$

L_{\max} : portée maximale

$$h_d \geq \frac{568}{20} = 28,4 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = 55\text{cm.}$$

2) Hauteur des nervures :

- Epaisseur de radier :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

$$L_{\max} = 5,68\text{m} \Rightarrow \frac{568}{8} \leq h \leq \frac{568}{5} \Rightarrow 71 \leq h \leq 113,6$$

$h = 100\text{cm}$

• **Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

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

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

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

Avec :

L_e : Longueur élastique.

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

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,68\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,238 \text{ m}$$

On prend : $h = 130 \text{ cm}$

Dimension de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{568}{10} = 56,8\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 100\text{cm} \text{ et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$\Rightarrow 32\text{cm} \leq b_n \leq 56\text{cm} \Rightarrow b_n = 55\text{cm.}$$

• **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{568}{50} = 11,36 \leq h_t \leq \frac{568}{40} = 14,2$$

$h_t = 10\text{cm}$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 140 \text{ cm}$ Hauteur total du radier

$h_n = 100 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 55 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

3) Le débord :

Détermination des efforts :

a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 27493,76 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 4921,69 \text{ KN}$

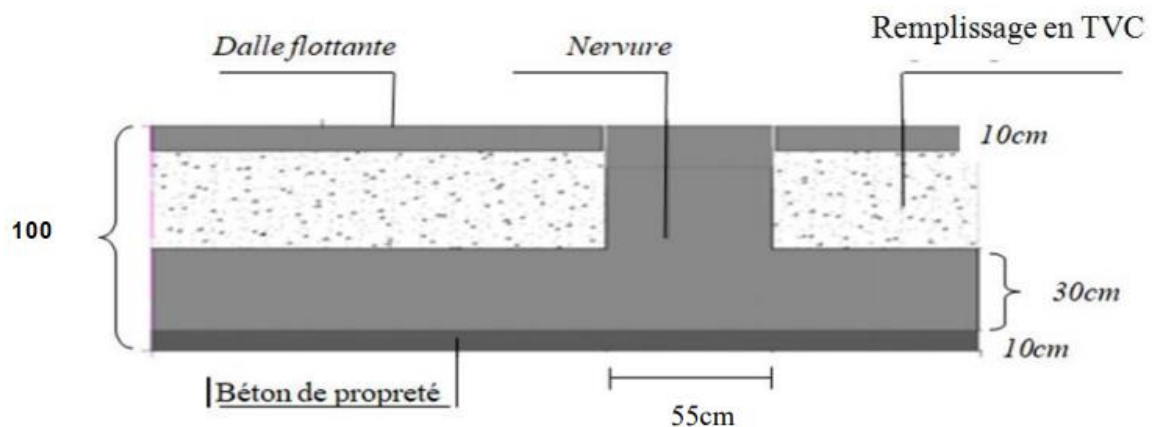


Figure VIII.3 : Coupe verticale du radier.

b) Combinaison d'actions :

à l'ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 44499,111 \text{ KN.}$$

à l'ELS:

$$N_s = G + Q = 32415,45 \text{ KN.}$$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{44499,111}{1,33 \times 200} = 167,290 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{32415,45}{200} = 162,077 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 167,290 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 367,74 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 167,290 \text{ m}^2$$

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 de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{130}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 65 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 65 \text{ cm}$.

$$S_{\text{deb}} = (16,20 \times 0,65) \times 2 + (22,70 \times 0,65) \times 2 = 50,57 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 367,74 + 50,57 = \mathbf{418,31 \text{ m}^2}$

VIII.3.2) Calcul des sollicitations à la base du radier :**1) Charges permanentes:**

Poids de bâtiment : $G = 27493,76\text{KN}$

- **Poids du radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 418,31 \times 0,30 \times 25$$

$$P = 3137,325\text{KN}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,50 \times (1,30 - 0,30) \times (22,70 \times 5 + 16,20 \times 4) \times 25 = 2228,75\text{KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$S_{\text{nerv}} = (1 \times 22,70 \times 5) + (1 \times 16,20 \times 4) = 178,3 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h - h_d) \cdot \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = (418,31 - 178,3) \times (1,30 - 0,30) \times 25 = 4080,17\text{KN}.$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 418,31 \times 0,10 \times 25 = 1045,775\text{KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 3137,325 + 2228,75 + 4080,17 + 1045,75 = 10491,995\text{KN}$$

2) Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 4921,69\text{KN}$

Le radier est un parking $Q = 2,5$ (art 7.1 D.T.U 2.2)

Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 418,31 = 1045,775\text{KN}$

3) Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 10491,995 + 27493,76 = 37985,745\text{KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 1045,775 + 4921,69 = 5967,465\text{KN}$$

4) Combinaison d'actions :**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{total}} = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 1.35 \times 37985,745 + 1.5 \times 5967,465 = \mathbf{60231.95KN}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{S_{total}} = G_{tot} + Q_{tot} = 37985,745 + 5967,465 = \mathbf{43953,21KN}$$

VII.4) Vérifications :**1 Vérification de la contrainte de cisaillement :**Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{60231,95 \times 1}{418,31} \times \frac{5}{2} = 359.972 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{359,972 \times 1000}{1000 \times 270} = 1,333 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} \right); 4\text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

 $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.**2) Vérification de la stabilité du radier :****a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,12 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,823 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré. X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21.8 \times 9.05^3}{12} = 31449,111 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{9.05 \times 21.8^3}{12} = 10118,64 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \times h$$

Avec :

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

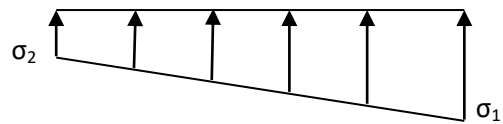


Figure VIII.4 : Diagramme des contraintes

c) Sens longitudinal :

$$M_x = 23560,245 + (1192,26 \times 1.30) = 25110,183 \text{ KN.m}$$

A'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{60231,95}{418,31} + \frac{25110,183}{10118,64} \times 11,12 = 171,583 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{60231,95}{418,31} - \frac{25110,183}{10118,64} \times 11,12 = 116,394 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 171,583 + 116,394}{4} = 157,785 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 157,785 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

AP'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{43953,21}{418,31} \pm \frac{25110,183}{10118,64} \times 11,12$$

$\sigma_1 = 132,67 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = 77,48 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m = 118,87 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

d) Sens transversal:

$M_y = 24431,221 + 1226,48 \times 1.30 = 26025,645 \text{ KN.m}$

AP'ELU:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{60231,95}{418,31} \pm \frac{24431,221}{31449,111} \times 7,823$$

$\sigma_1 = 150,07 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = 137,911 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m = 147,03 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

A P'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{43953,21}{418,31} \pm \frac{24431,221}{31449,111} \times 7,823$$

$\sigma_1 = 111,150 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = 98,996 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m = 108,111 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Les contraintes sont vérifiées.

Contraintes		ELU				ELS				Obs
		σ_{max} (KN.m ²)	σ_{min} (KN.m ²)	σ_m (KN.m ²)	σ_{sol} (KN.m ²)	σ_{max} (KN.m ²)	σ_{min} (KN.m ²)	σ_m (KN.m ²)	σ_{sol} (KN.m ²)	
Sens	x-x	171,58	116,39	157,78	266	132,67	77,48	118,87	200	CV
	y-y	150,07	137,91	147,03	266	111,15	98,996	108,11	200	CV

VIII.5) Ferrailage du radier:**1) Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,50}{5,68} = 0,96$$

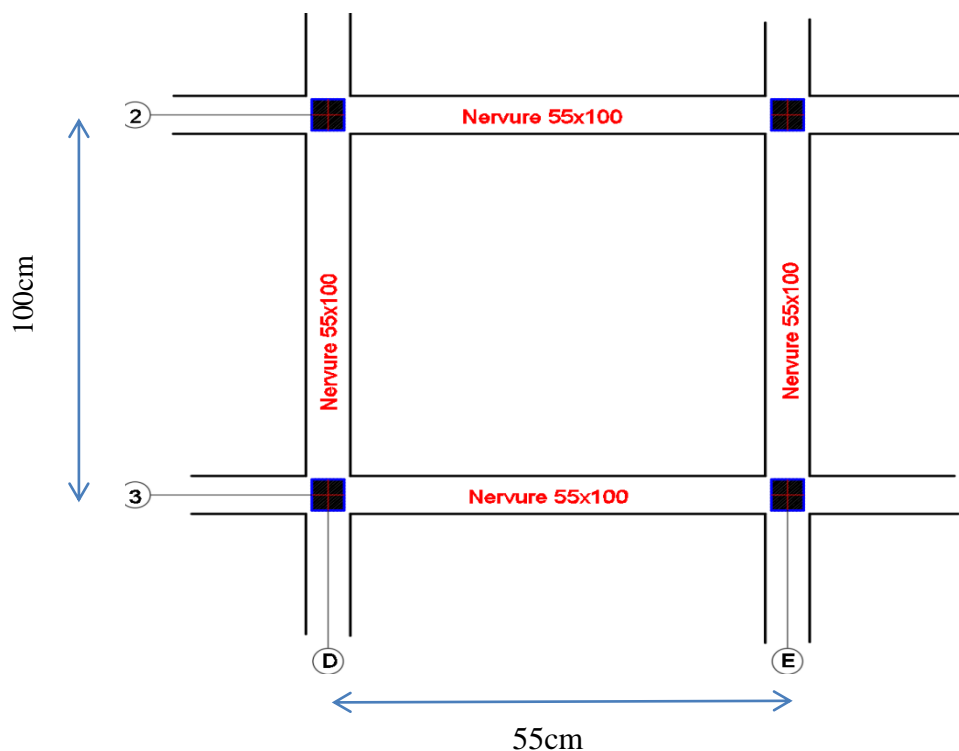


Figure VIII.5 : Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}} = 157,785 \text{KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}} = 118,87 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (157,785 - \frac{1,35 \times 11704,46}{418,31}) = 120,011 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (118,87 - \frac{11704,46}{418,31}) = 90,88 \text{KN/m}^2$$

b) Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases}$$

Moment isostatique

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{aligned} M_{0x} &= 0,0401 \times 120,011 \times 5,50^2 = 145,576 \text{ KN.m} \\ M_{0y} &= 0,911 \times 145,576 = 132,62 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75 : Pour le moment en travées intermédiaires.

0,85: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30: pour les moments sur appuis de rives.

- **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 145,576 \Rightarrow M_{ax} = 72,788 \text{ K2},$$

$$M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 132,62 \Rightarrow M_{ay} = 66,31 \text{ KNm}$$

- **Moments aux appuis de rives:**

$$M_{ax} = (0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,3) \times 145,576 \Rightarrow M_{ax} = 43,67 \text{ K3},$$

$$M_{ay} = (0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,3) \times 132,62 \Rightarrow M_{ay} = 39,786 \text{ KNm}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,75) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75) \times 145,576 \Rightarrow M_{tx} = 109,182 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 132,62 \Rightarrow M_{ty} = 112,727 \text{ KN.m}$$

c) Ferrailage suivant x-x :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{72,788 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0,047 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{72,788 \times 10^2}{0,975 \times 33 \times 34,8} = 6,5 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA14=10,77cm²** avec un espacement de 12,5 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{109,182 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0,07 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{109,182 \times 10^2}{0,996 \times 33 \times 34,8} = 9,54 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA14 = 10,77cm²** avec un espacement de 12,5 cm.

d) Ferrailage suivant y-y :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{66,31 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{66,31 \times 10^2}{0,979 \times 33 \times 34,8} = 5,90 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA14= 10,77cm²/ml** avec un espacement de 12,5 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{112,727 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{112,727 \times 10^2}{0,963 \times 33 \times 34,8} = 10,19 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA14=10,77cm²** avec un espacement de 12,5 cm.

- Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

	suivant x-x :	suivant y-y :
Armatures aux appuis	7hA14	7HA14
Armatures en travée	7HA14	7HA14

Tableau VIII.4 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

2) Vérification à l'état limite ultime :

a) Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 b d f_t 28}{f_e}$$

$$A_{min} = 3,98 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

b) Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

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.

- Sens de la petite portée :

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

$$S_t = 12.5\text{cm} < 33\text{cm}$$

- Sens de la grande portée:

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

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

3) Vérifications à L'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,911 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{Sx} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{Sy} = \mu_y \times M_{Sx}$$

$$\begin{aligned} \text{On aura donc : } M_{Sx} &= 0,0401 \times 90,88 \times 5,50^2 = 110,24 \text{ KN.m} \\ M_{Sy} &= 0,911 \times 110,24 = 100,428 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{sa} = (0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,5) \times 110,24$$

$$M_{sa} = 55,12 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis de rives :**

$$M_{sa} = (0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,3) \times 110,24$$

$$M_{sa} = 33,072 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 110,24$$

$$M_{st} = 82,68 \text{ KN.m}$$

a) Aux appuis intermédiaires:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{72,788}{55,12} = 1,32$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\alpha = 0,0459 < \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Aux appuis de rives:

$$\mu = 0.022 \rightarrow \alpha = 0,0279$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{43,67}{33,072} = 1,32$$

$$\alpha = 0,0279 < \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c) En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{109,182}{82,67} = 1,32$$

$$\mu = 0.053 \rightarrow \alpha = 0,0721$$

$$\alpha = 0,0721 < \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS..

VIII.7) Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission (triangulaire ou trapézoïdale) des charges vers celle-ci.

1) Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur du panneau 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. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repartie le calcul devient classique

- **Charge trapézoïdale**

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

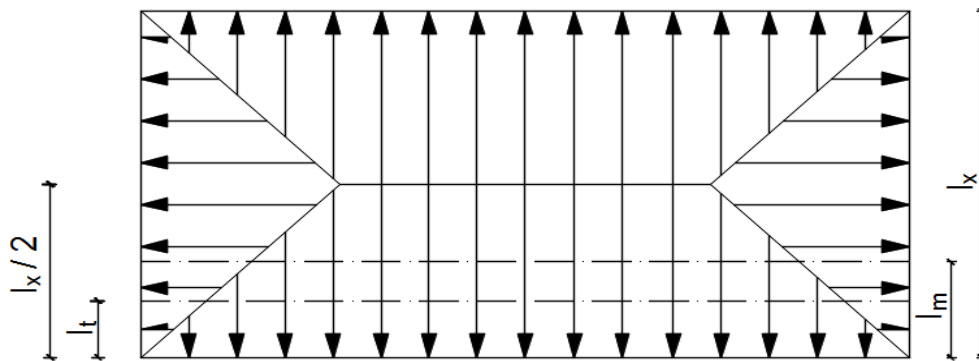


Figure VIII.6 : Présentation des chargements simplifiés.

- **Charge triangulaire :**

- ✓ Pour l_r moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur l_m)

$$L_m = 0.333 l_x$$

- ✓ Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur l_t) :

$$L_t = 0.25 l_y$$

2) Chargement à considérer :

a) Sens longitudinal : (X-X)

Tableau VIII.5 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens x-x

Travées	L _x [m]	L _y [m]	l _m	l _t	ρ	ELU			859,09ELS	
						q _m	q _{mu}	q _{tu}	q _s	q _{ms}
A-B	5,2	5,68	1,87	1,41	0,92	120,01	224,42	169,22	90,88	169,95
	5,5	5,68	1,89	1,42	0,97	120,01	226,82	170,42	90,88	171,76
B-C	5,2	5,3	1,77	1,32	0,98	120,01	212,42	158,41	90,88	160,86
	5,3	5,5	1,83	1,37	0,96	120,01	219,62	164,42	90,88	166,31
C-D	5,2	5,6	1,85	1,39	0,93	120,01	222,02	166,82	90,88	168,13
	5,5	5,6	1,87	1,40	0,98	120,01	224,42	168,02	90,88	169,95
D-E	5,2	5,68	1,87	1,41	0,92	120,01	224,42	169,22	90,88	169,95
	5,5	5,68	1,89	1,42	0,97	120,01	226,82	170,42	90,88	171,76

Travées	$\sum q_{um}$	$\sum q_{Sm}$	$\sum q_{ut}$
A-B	451,24	341,71	339,63
B-C	432,04	327,17	322,83
C-D	446,44	338,07	334,83
D-E	451,24	341,71	339,63

b) Sens transversal:(Y-Y)

Tableau VIII.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens y-y

Travées	L _x [m]	L _y [m]	l _m	l _t	ρ	ELU			ELS	
						q _m	q _{mu}	q _{tu}	q _s	q _{ms}
1-2	4,90	5,68	1,63	1,42	0,86	120,01	195,62	170,42	90,88	148,13
	4,90	5,60	1,63	1,4	0,88	120,01	195,62	168,02	90,88	148,13
2-3	5,50	5,68	1,83	1,42	0,97	120,01	219,62	170,42	90,88	166,31
	5,50	5,60	1,83	1,4	0,98	120,01	219,62	168,02	90,88	166,31
3-4	5,20	5,68	1,73	1,42	0,92	120,01	207,62	170,42	90,88	157,22
	5,20	5,60	1,73	1,4	0,93	120,01	207,62	168,02	90,88	157,22

Travées	$\sum q_{um}$	$\sum q_{sm}$	$\sum q_{ut}$
A-B	391,24	296,27	338,43
B-C	439,24	332,62	338,43
C-D	415,24	314,44	338,43

Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS.
 Hnerv= 1m
 Bnerv= 0.55m

- Suivant (x-x) :

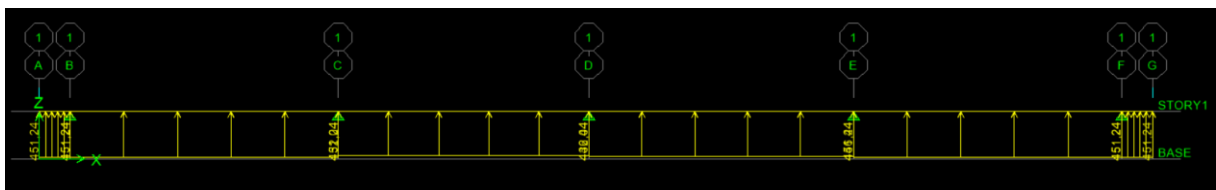


Figure VIII.7 : Le chargement à ELU

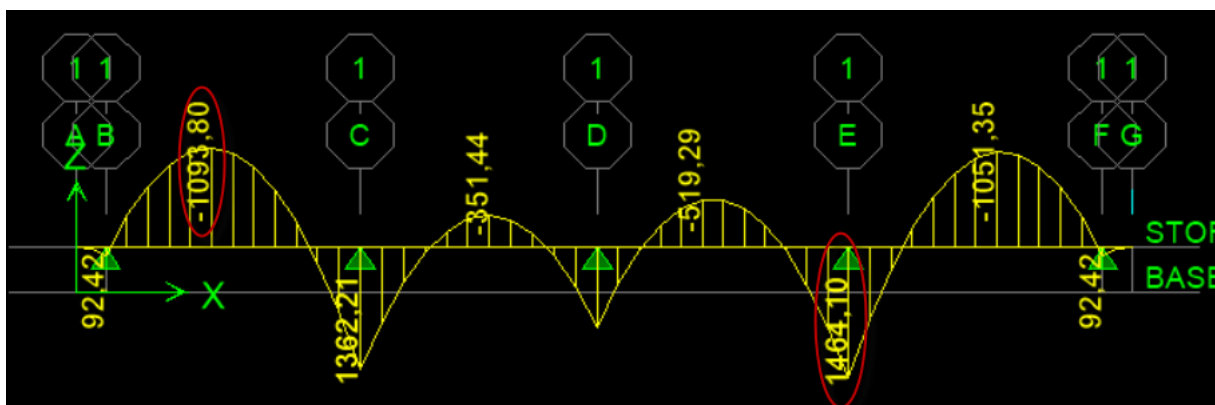


Figure VIII.8 : Diagramme des moments fléchissant (ELU)

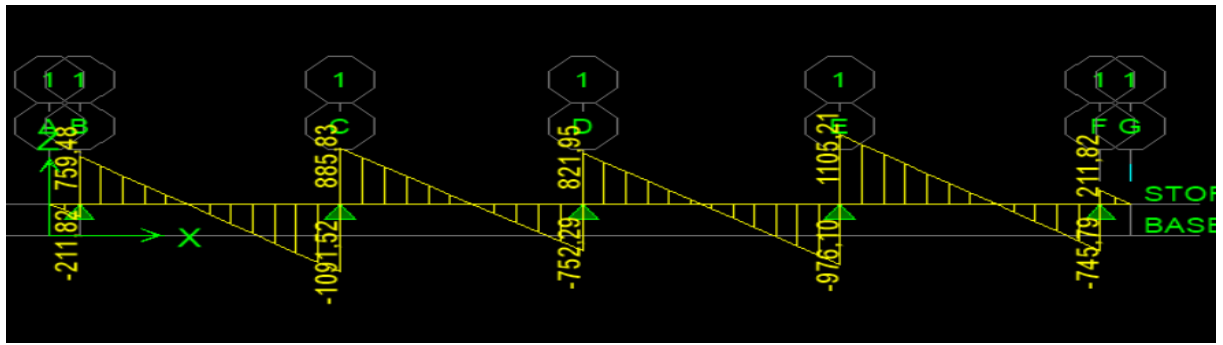


Figure VIII.9 : Diagramme des efforts tranchants (ELU)

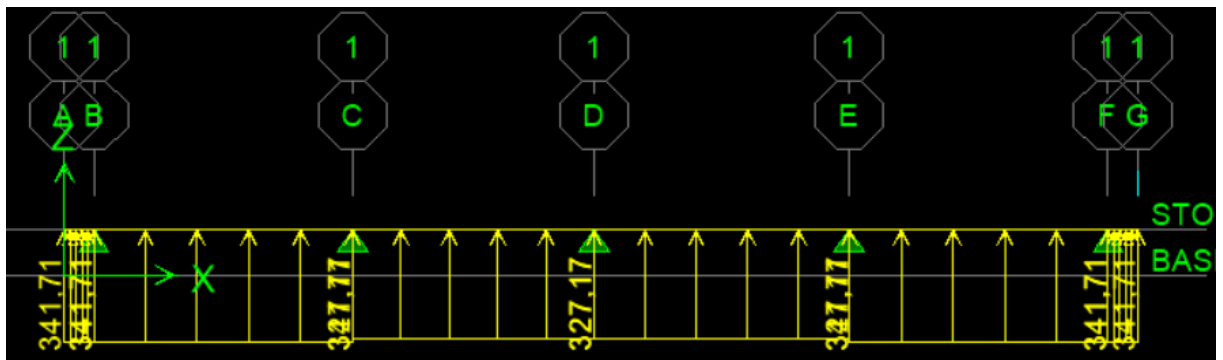


Figure VIII.10 : Le chargement à ELS

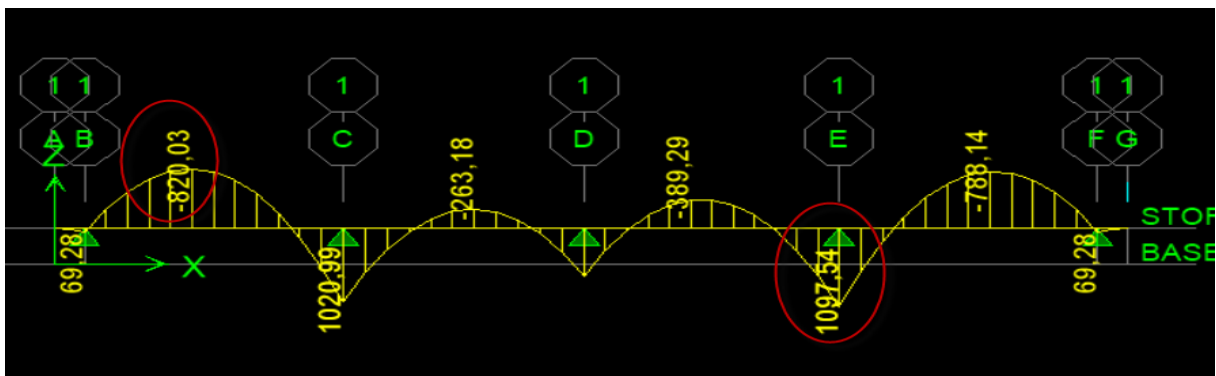


Figure VIII.11: Diagramme des moments fléchissant (ELS)

- Suivant (y-y):

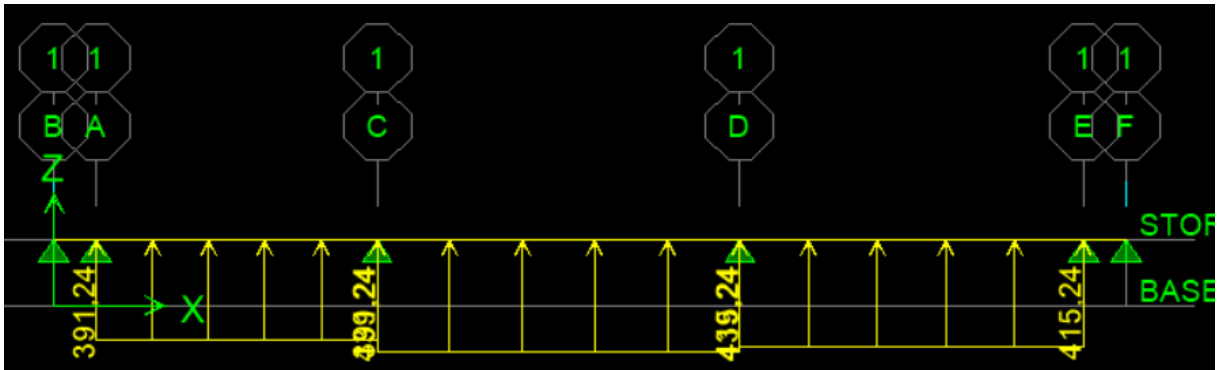


Figure VIII.12 : Le chargement à ELU

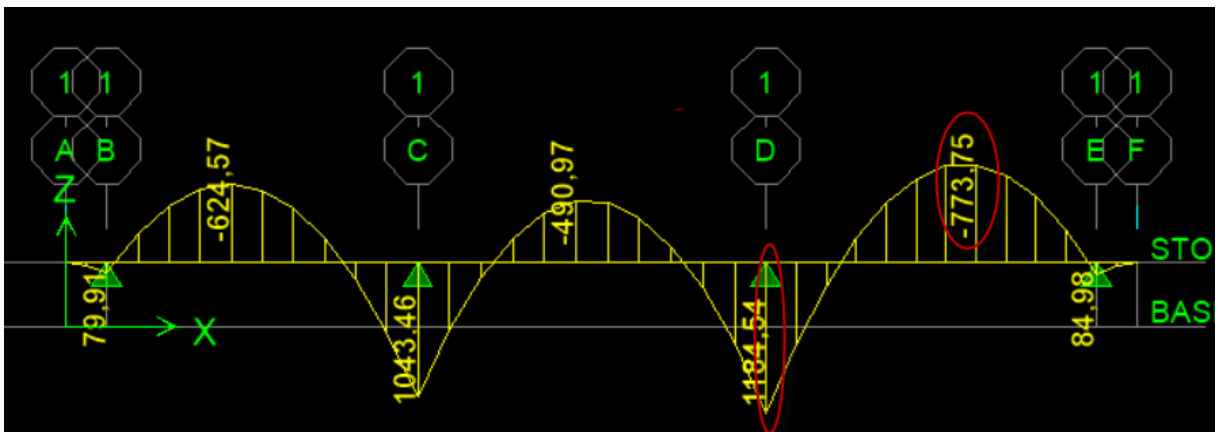


Figure VIII.13 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

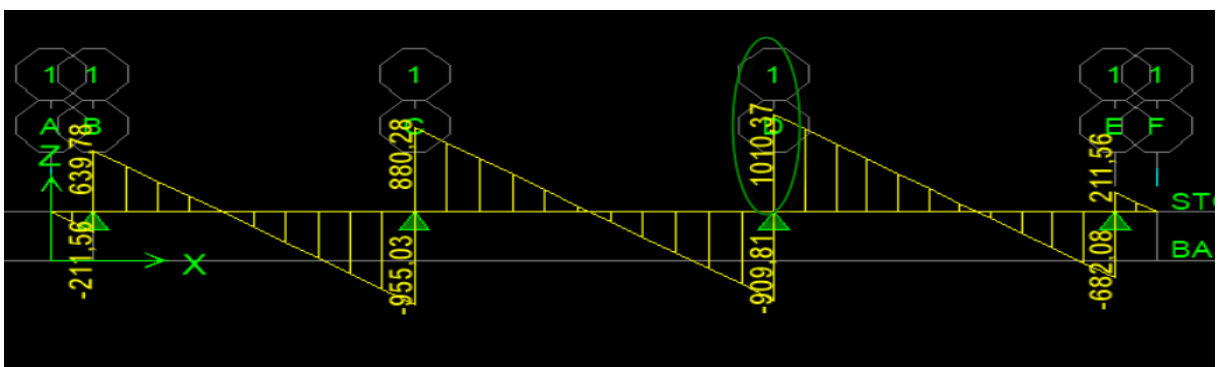


Figure VIII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Tableau VIII.8: résultats de calcul

		M KN.m	As (Cm ²)	Choix	A _{adop} (Cm ²)	St (cm)
Suivant (x-x)	Appui	1464,1	46,68	5HA20+10HA20	47,12	10
	Travée	1093,8	34,95	5HA20+10HA16	35,82	10
Suivant (y-y)	Appui	1184,54	38,16	5HA20+8HA20	40,84	10
	Travée	773,75	24,05	5HA20+5HA16	25,76	10

4) Vérification à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = 3,099 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 24\}$$

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

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003S_t b = 2,475 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 1105,10 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1105,21 \times 10^3}{550 \times 980} = 2,05 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

5) Vérification à l'ELS :

- Sens longitudinal :

Le calcul se fera avec les moments max en travées et en appuis.

$$M_{a \max} = 1184,54$$

$$M_{t \max} = 773,75$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

Dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$$

Sens	Zone	A_s	M_s	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Appuis	25,59	820,03	350	348	8,39	15	CV
	Travée	35,08	1097,54	342,5	348	9,41	15	CV
Y-Y	Appuis	27,87	888,09	348,3	348	8,67	15	CV
	Travée	17,75	579,74	355,3	348	7,22	15	CV

Remarque :

Les résultats de : σ_{st} ; $\bar{\sigma}_{st}$; σ_b ; $\bar{\sigma}_{bc}$ sont trouvés à partir du logiciel SOCOTEC.

Conclusion générale

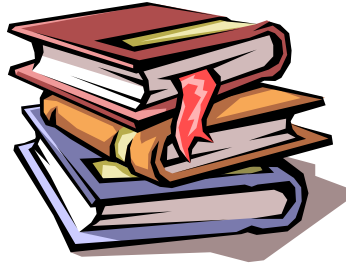
La présente étude nous a permis de mieux cerner le et de faire une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques, et la maîtrise des logiciels utilisés dans le génie civil.

Ce travail nous à inciter à nous documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.

Enfin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera notre base à l'avenir pour commencer à exercer le métier de l'ingénieur en génie civil


BIBLIOGRAPHIE





Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :


Règlements :


 **Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.**

 **Règles BEAL 91 modifiées 99**, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.

 Document Technique Réglementaire **DTR B.C.2.2**, Charges permanentes et charges d'exploitation.

 Règles de conception et de calcul des structures en béton armée CBA93

 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).

 Les cours et TD du cursus de l'université U.M.T.O. (Département G.C).

 Tables de Pigeaud et tableaux de calculs à l'ELU et l'ELS.

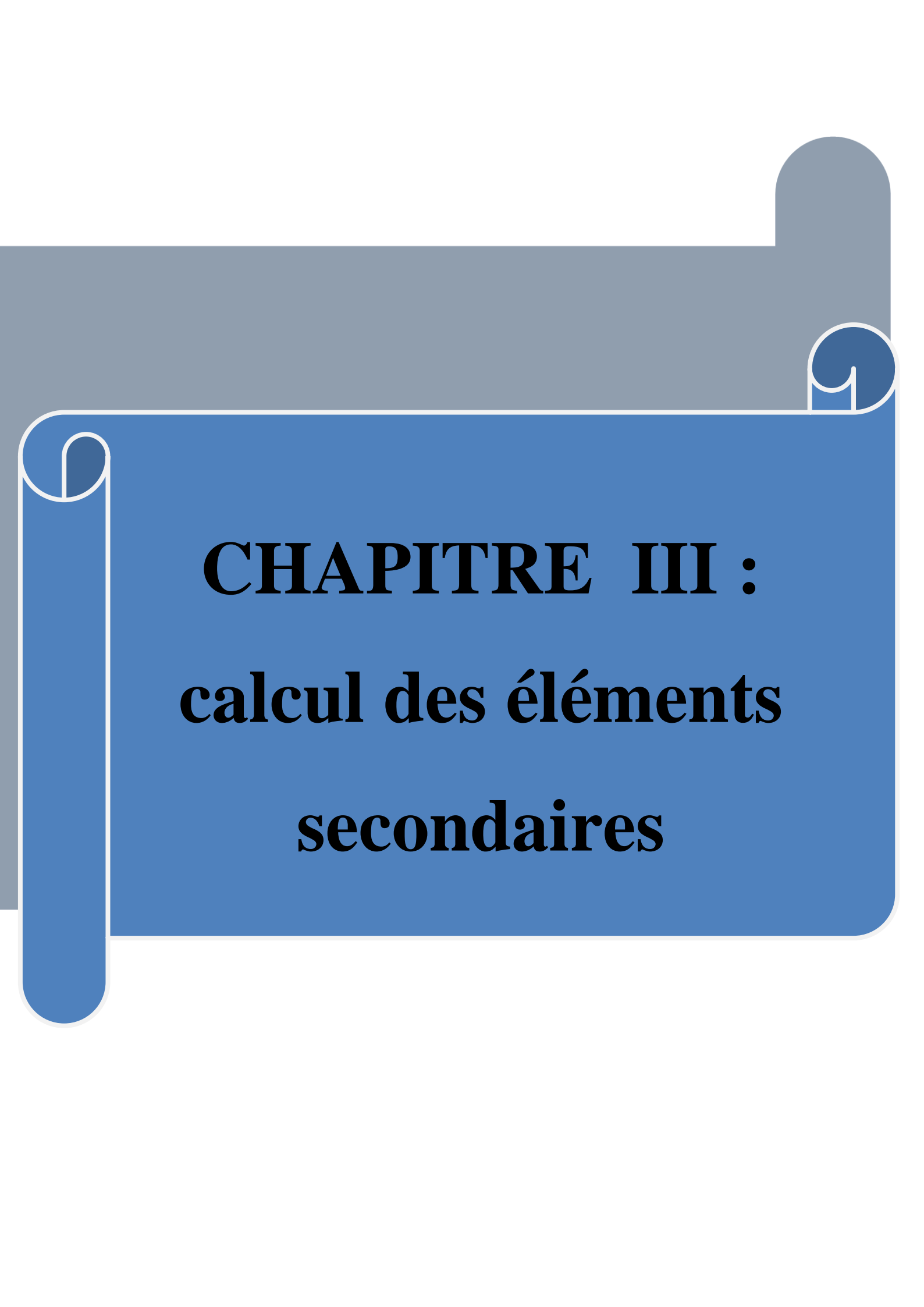


CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE II :

Pré-dimensionnement des éléments



CHAPITRE III :
calcul des éléments
secondaires



CHAPITRE IV :
Etude de
contreventement

CHAPITRE V :

Modélisation et vérification des condition du RPA

CHAPITRE VI :

Ferraillage des éléments structuraux

CHAPITRE VII :

Etude du mur plaque

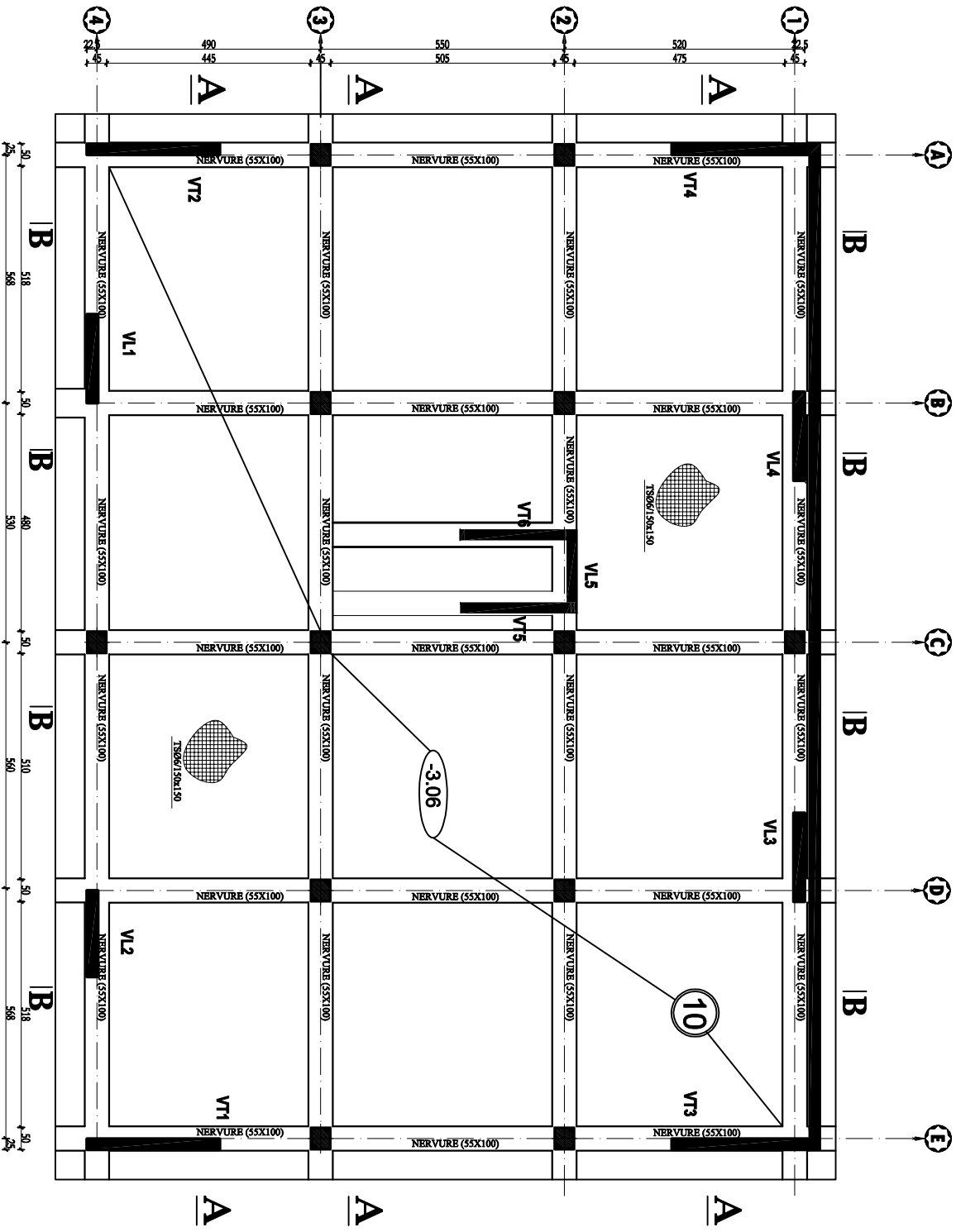
CHAPITRE VIII :

Etude de l'infrastructure

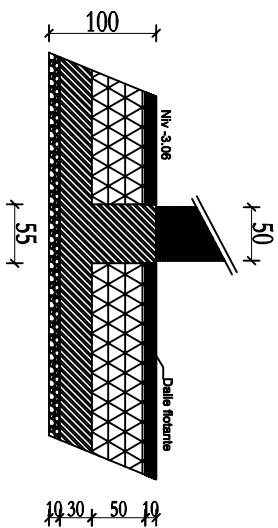
CHAPITRE IX:

Les plans

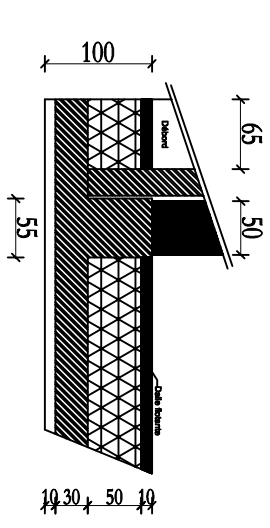
d'exécutions



Coupe A-A



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DE L'ENERGIE, DE L'INDUSTRIE ET DU LOGEMENT
 FACILITE DE CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

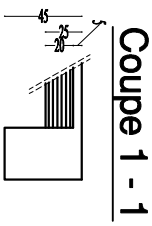
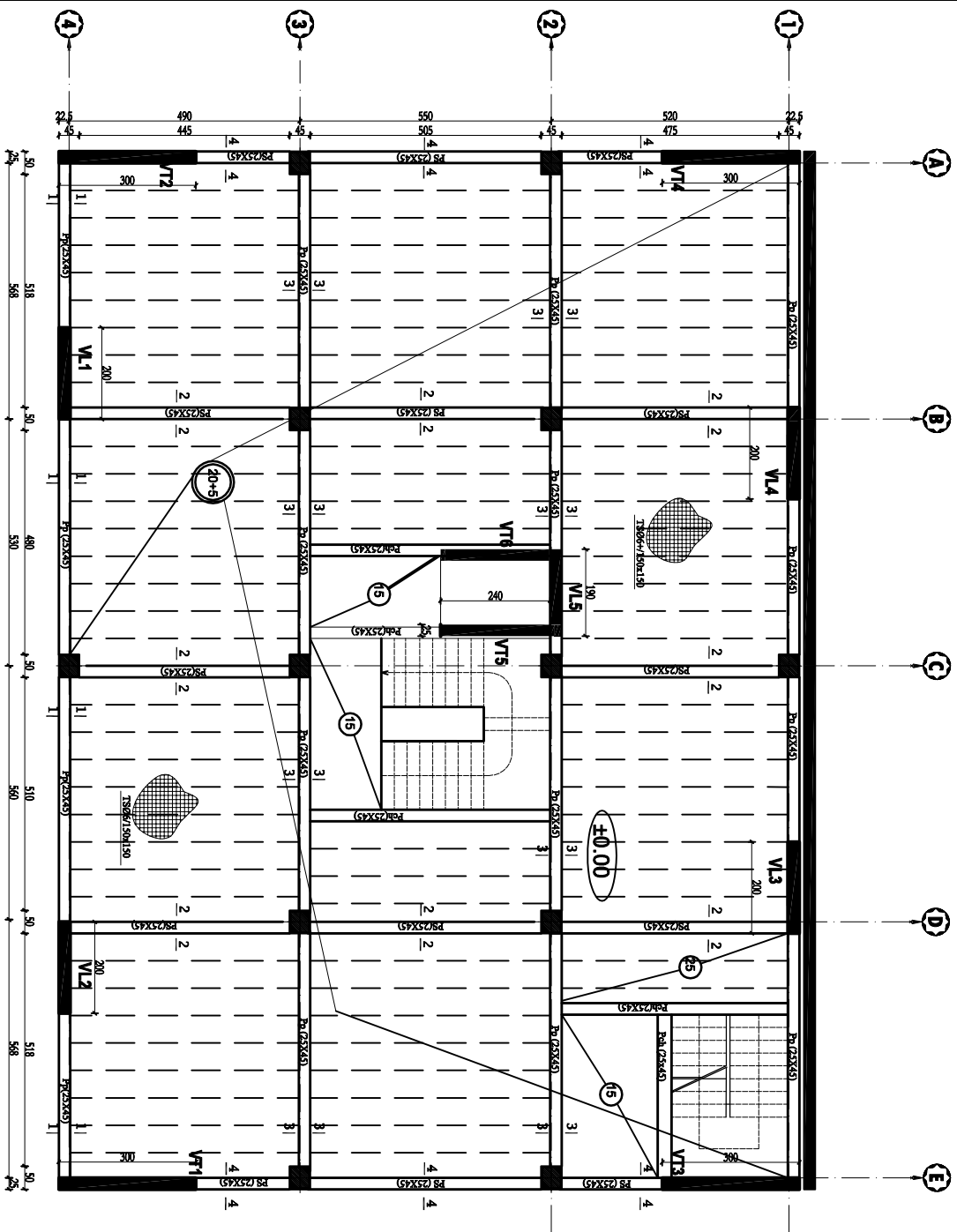
PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE DE BATIMENT EN S.S.O. (RDC+2 ETAGES EN PORTIQUES ET VOILES DE CONTREVENTEMENT) AVEC UTILISATION DU LOGICIEL "ETABS"

PLAN:
 PLAN DE COFFRAGE DU RADIER Niv. -3.06

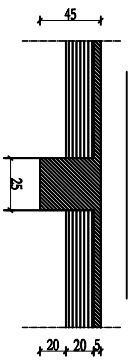
ECHELLE: 1/100
 1/50
 PLANCHE: 01

ETUDE PAR:
 MIMOUN KADA
 BASSAID Tihmane
 DIRIGE PAR:
 Mf MAGHLAT

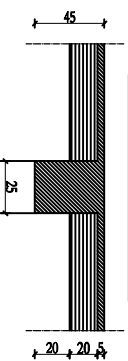
PROMOTION: 2021 - 2022



Coupe 1 - 1



COUPE 2-2



COUPE 3-3

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-TOUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE DE BATIMENT EN S.SOL-BOC-2 ETAGES EN PORTIQUES ET VOLES DE CONTRIBUTEMENT, AVEC L'UTILISATION DU LOGICIEL ETABS

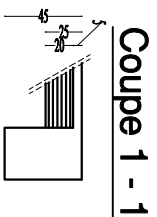
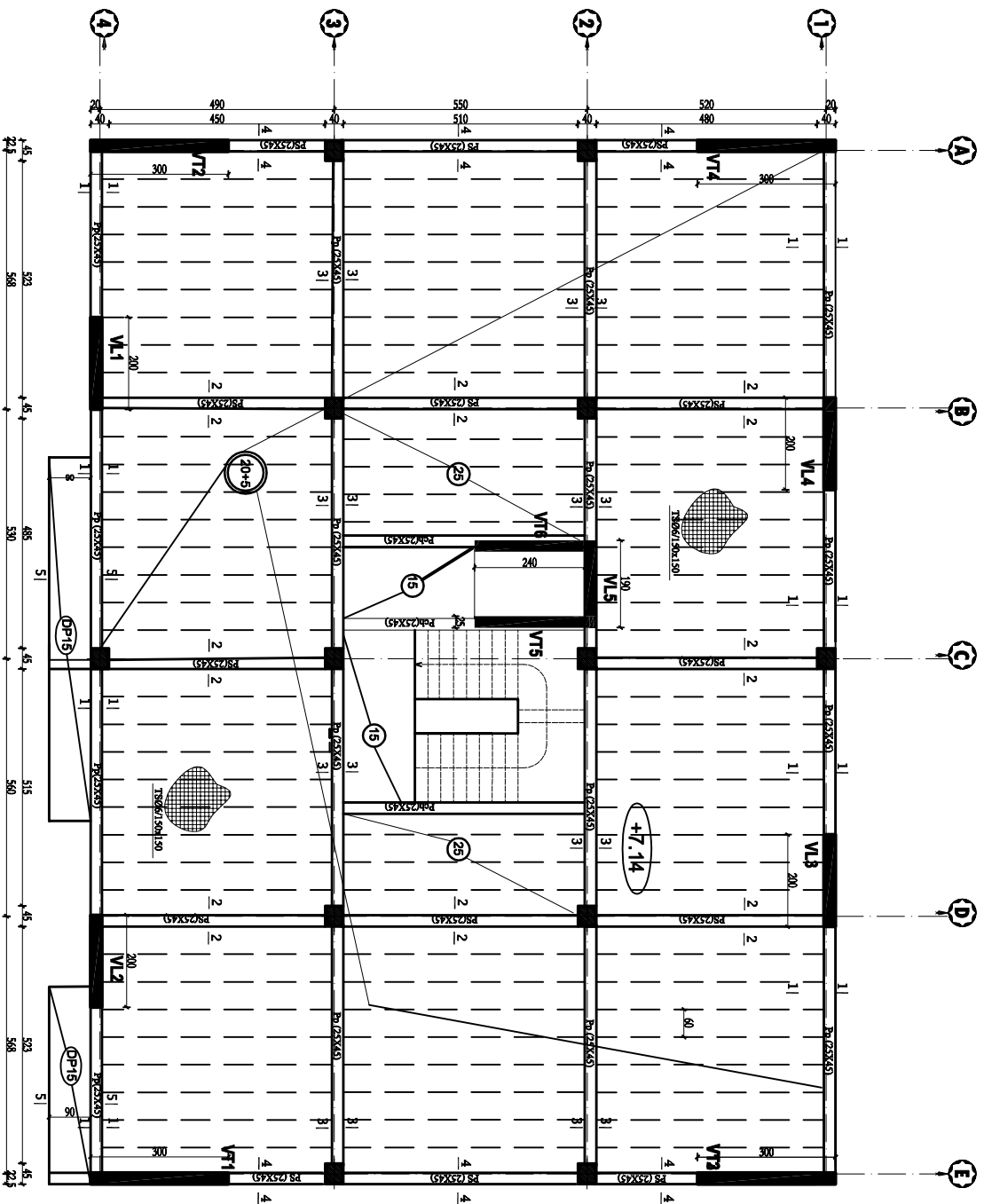
PLANS:
PLAN DE COFFRAGE DU SOUS-SOL (Niv ± 0.00)

ECHELLE: 1/100
1/25
PLANCHE: 02

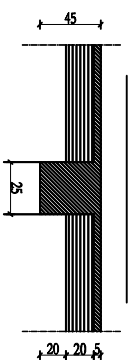
ETUDE PAR:
MIMOUN Katta
BASSAID Tihmane

DIRIGE PAR:
Mr MAGHLAT

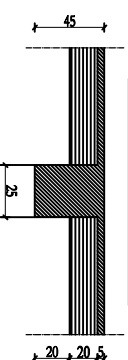
PROMOTION: 2021 - 2022



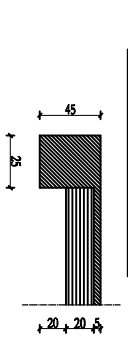
Coupe 1 - 1



COUPE 2-2

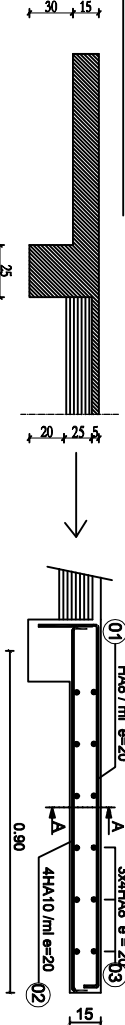


COUPE 3-3



COUPE 4-4

COUPE 5-5



Ferrillage de la coupe 5-5

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE DE BÂTIMENT EN S.S.O.-BOC-2 ETAGES EN
BOITIERES ET VOILES DE CONTRAINTEMENT, AVEC L'UTILISATION DU LOGICIEL ETABS

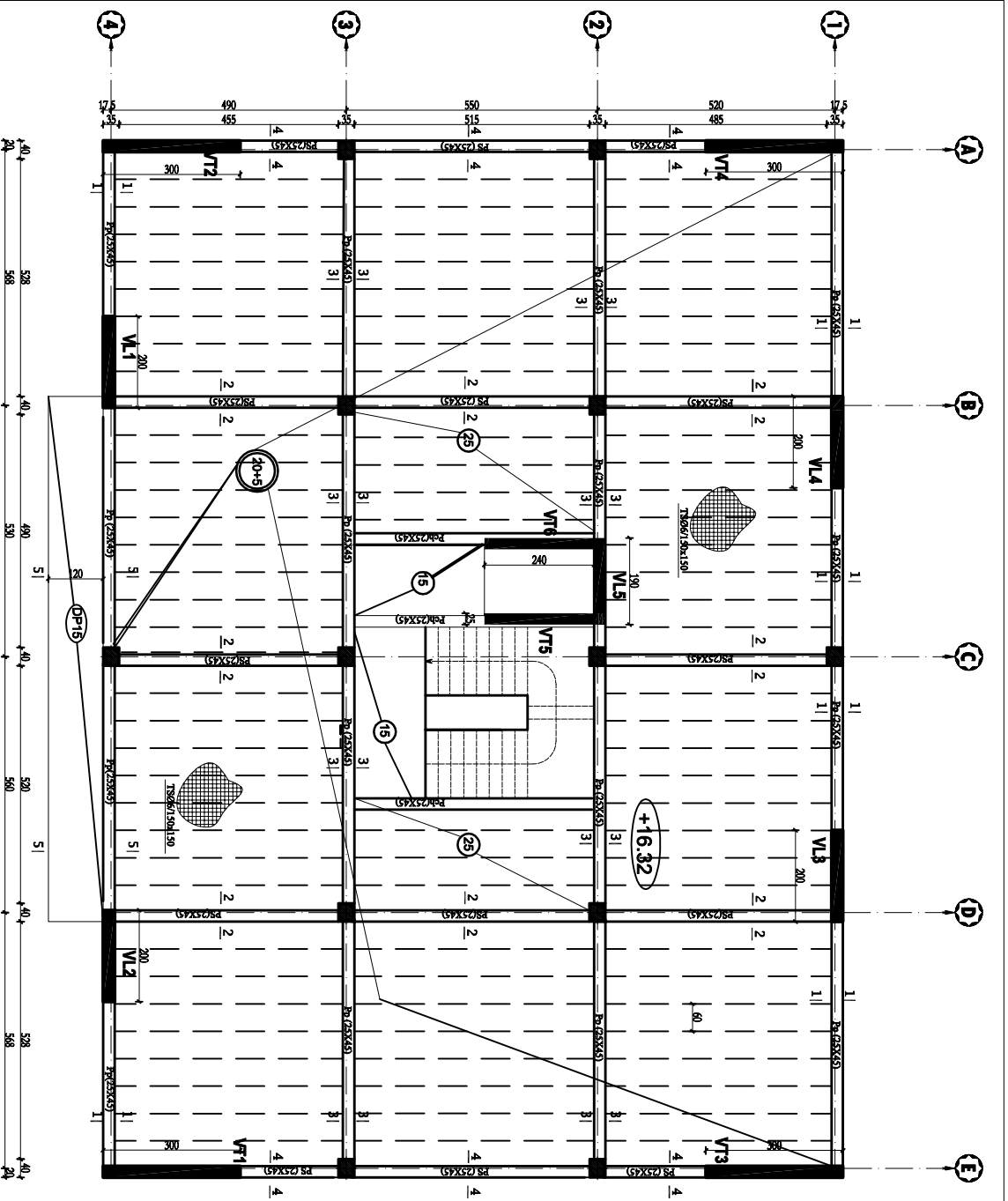
PLANS:
PLAN DE COFFRAGE DE L'ETAGE 1/2/3
(Niv +7.14/+10.20/+13.26)

ECHELLE: 1/100
1/25
PLANCHE: 04

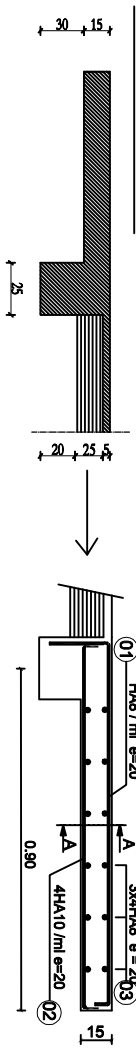
ETUDE PAR:
MIMOUD KATIA
BASSAID Tihmane

DIRIGE PAR:
Mr MACHILAT

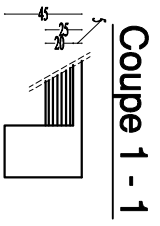
PROMOTION: 2021 - 2022



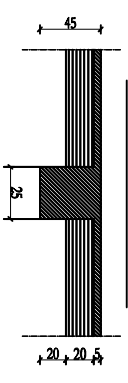
COUPE 5-5



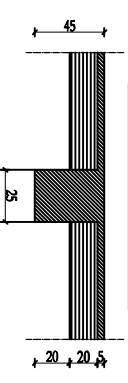
Ferrillage de la coupe 5-5



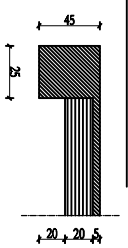
Coupe 1 - 1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 4-4

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-TOUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE DE BÂTIMENT EN S.SOL-BOC-2 ETAGES EN PORTIQUES ET VOILES DE CONTRIBUTEMENT, AVEC L'UTILISATION DU LOGICIEL ETABS

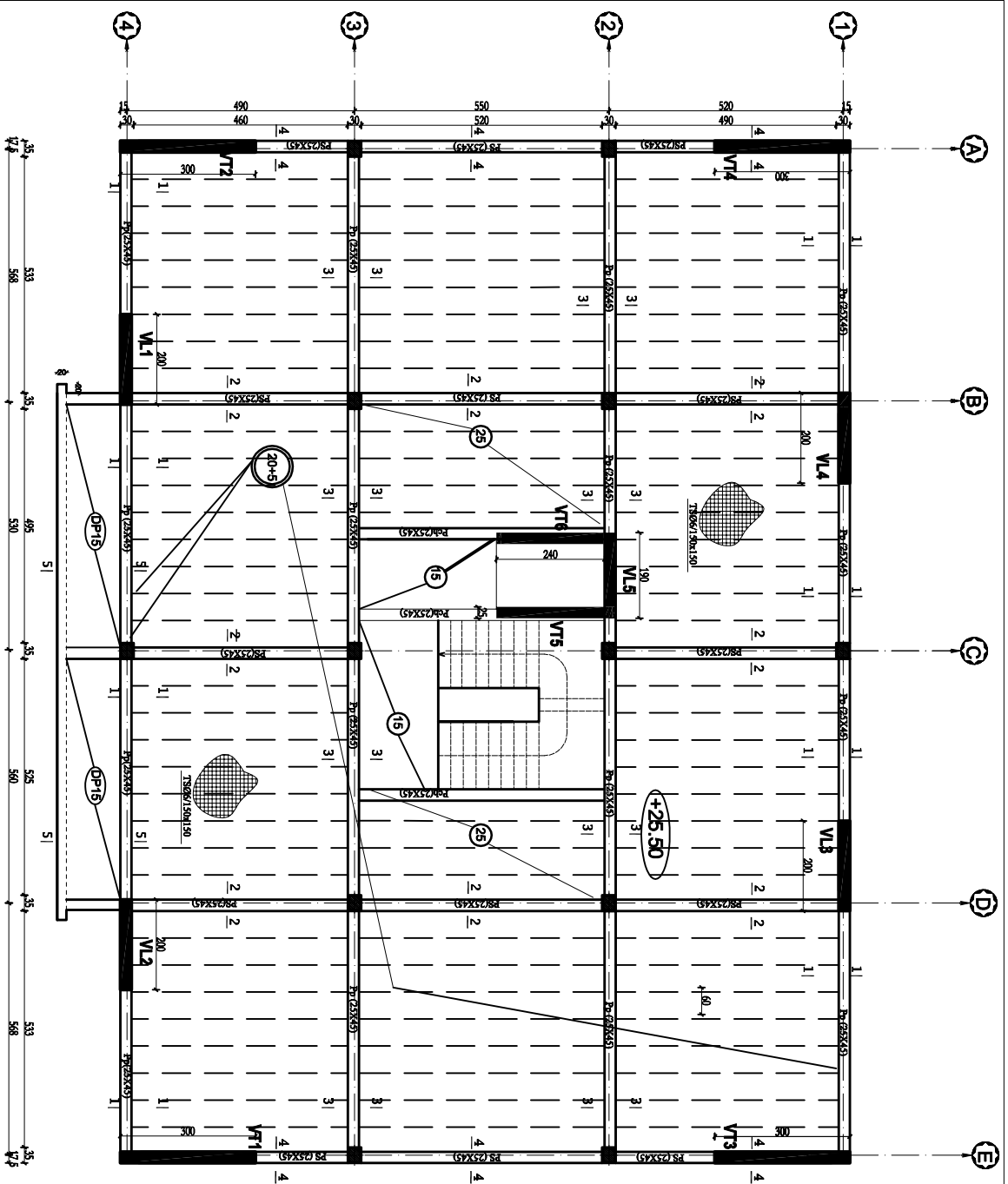
PLANS:
PLAN DE COFFRAGE DE L'ETAGE 4/5/6
(Niv +16.32/+19.38/+22.44)

ECHELLE: 1/100
1/25
PLANCHE: 05

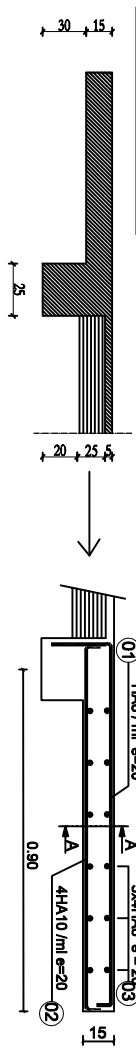
ETUDE PAR:
MIMOUN KATIA
BASSAID Tihmane

DIRIGE PAR:
Mr MACHILAT

PROMOTION: 2021 - 2022

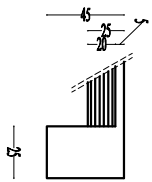


COUPE 5-5

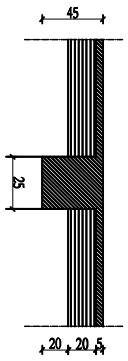


Ferrailage de la coupe 5-5

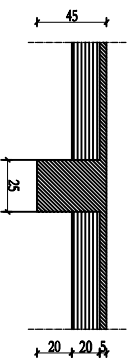
Coupe 1 - 1



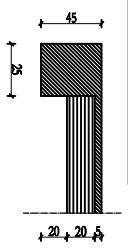
COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 4-4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET : ETUDE D'UNE STRUCTURE DE BATIMENT EN S.SOL-BOC-7 ETAGES EN PORTIQUES ET VOILES DE CONTRIBUTEMENT, AVEC L'UTILISATION DU LOGICIEL ETABS

PLANS:

PLAN DE COFFRAGE DE LA TERRASSE (Niv +25.50)

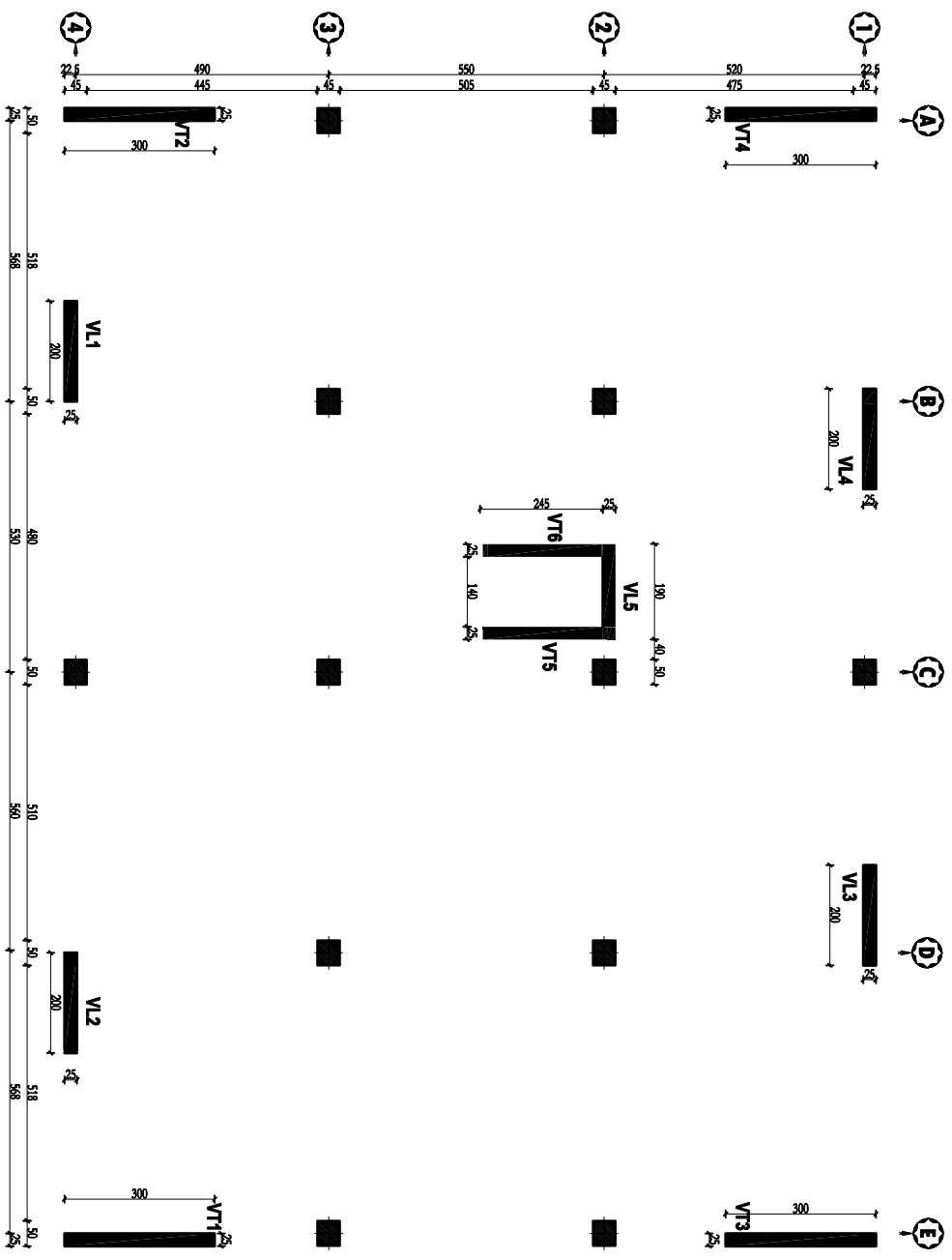
ECHELLE: 1/100
1/25

PLANCHE: 06

ETUDE PAR:
MIMOUN Kadia
BASSAID Tihmane

DIRIGE PAR:
Mr MACHILAT

PROMOTION: 2021 - 2022



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-TOUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE DE BATIMENT EN S.S.O.-R.C.C.-7 ETAGES EN
 POKTORES ET VOILES DE CONTRAINTEMENT, AVEC L'UTILISATION DU LOGICIEL ETABS

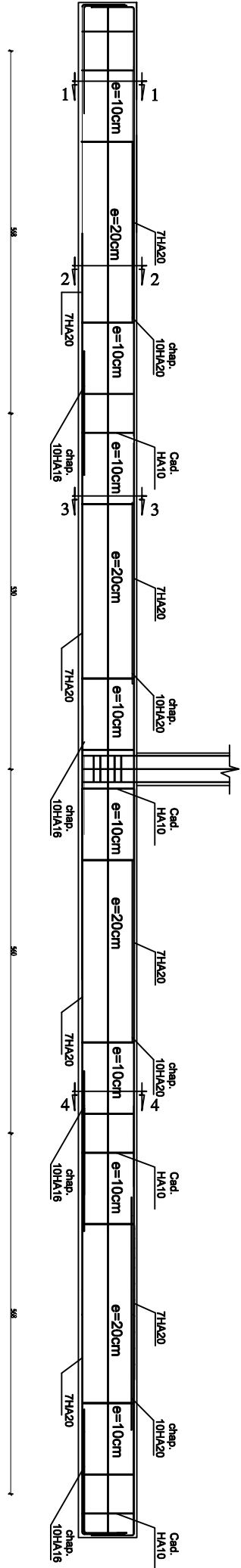
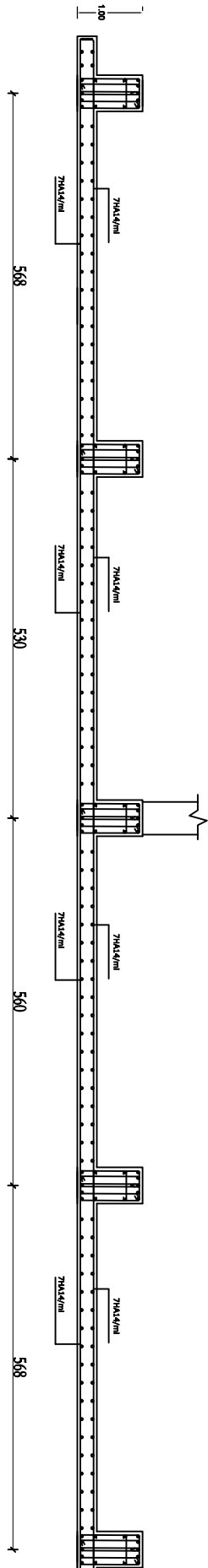
PLANS:
 PLAN DE COFFRAGE DES VOILES

ECHELLE: 1/100
 PLANCHE: 07

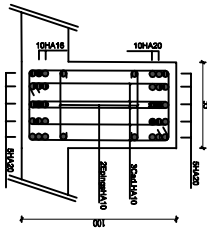
ETUDE PAR:
 MIMOUN Katta
 BASSAID Tihmane

DIRIGE PAR:
 Mr MAGHLAT

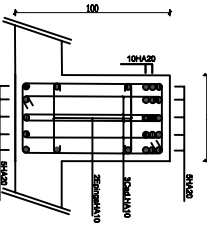
PROMOTION: 2021 - 2022



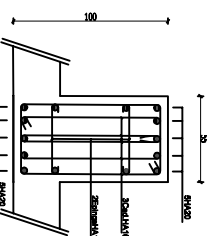
COUPE 1-1



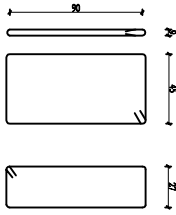
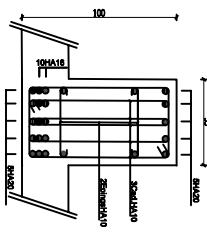
COUPE 2-2



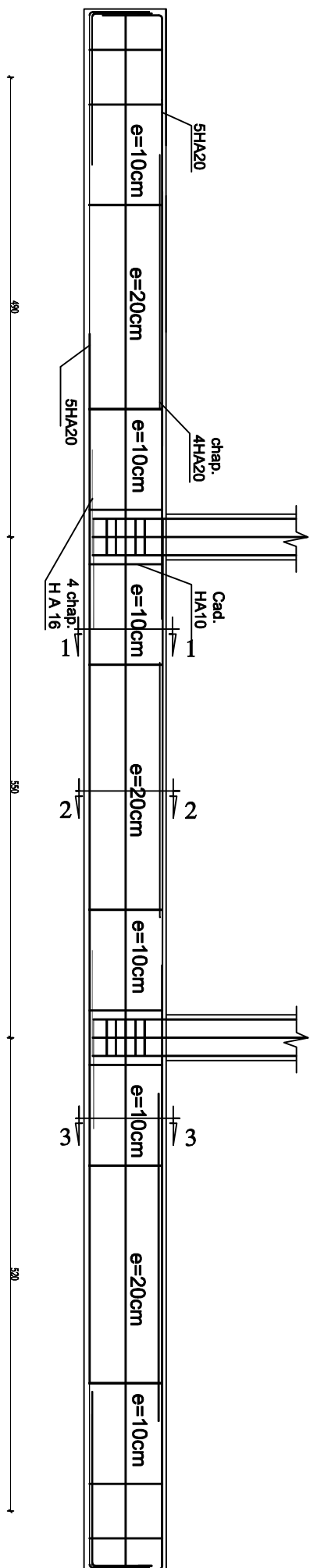
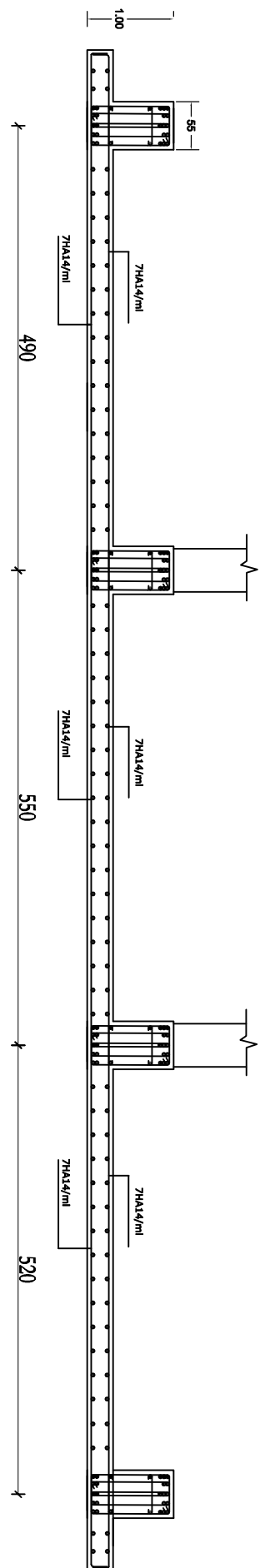
COUPE 3-3



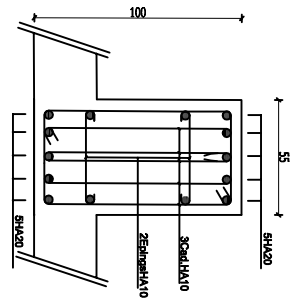
COUPE 4-4



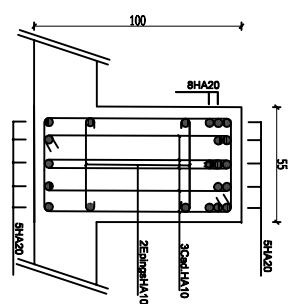
UNIVERSITAT POLITEHNICA VAHANGHAI DE TIZZI OUSOU	Facultat de Ingineria de Constructii Departamentul de Geodezie	Proiect de Plan de Ferestrigi despre ferestrigi suntent X-X	Proiect de Plan de Ferestrigi despre ferestrigi suntent X-X
Scara de proiectare 1:25		Scara de proiectare 1:25	
2021-2022		2021-2022	



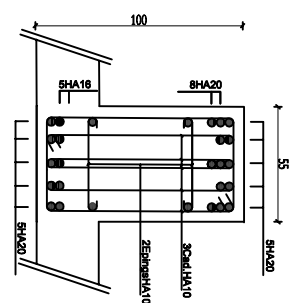
COUPE 1-1



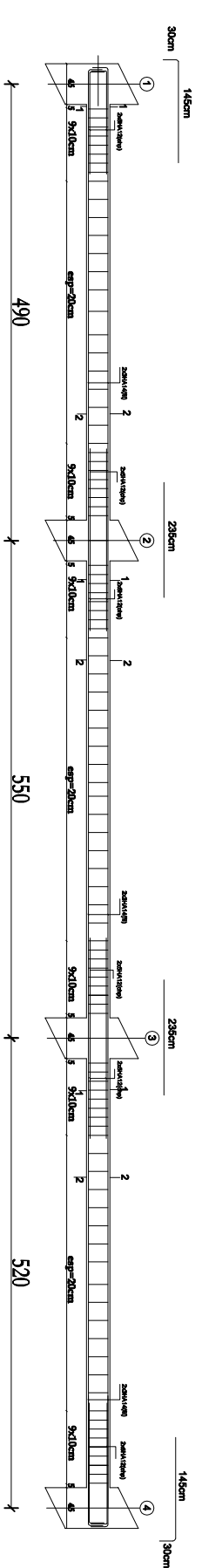
COUPE 2-2



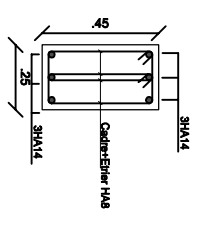
COUPE 3-3



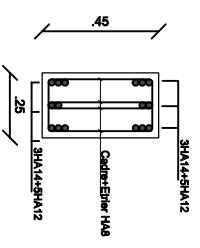
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI		Faculté du génie de la construction	
DE TIZI OUZOU		Département de génie civil	
Etudié par:		Planche: 09	
Néme MYROUN Kéala		Echelle: 1/25	
BESSAD Trinième		2021-2022	
Dirigé par:		Plan de ferrailage	
M. MACHUT-ELWAHD		des nervures	
		suivant Y-Y	



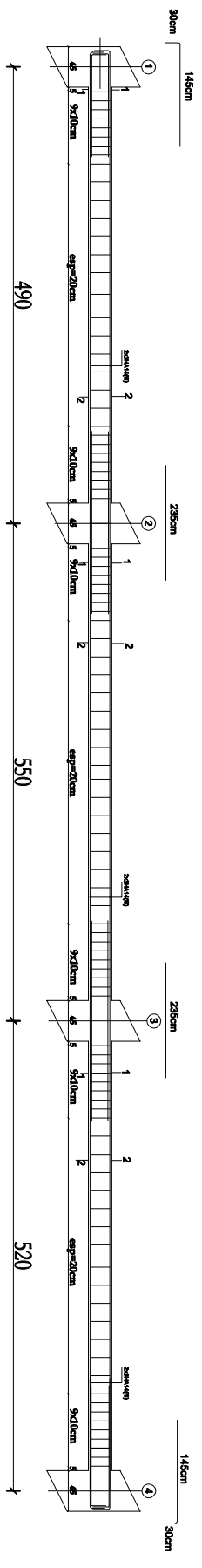
COUPE 2-2



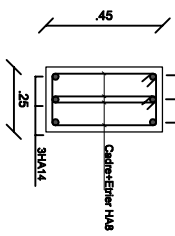
COUPE 1-1



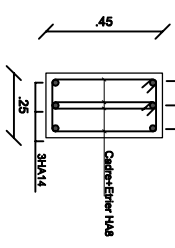
Poutres secondaires adhérees au voile



COUPE 2-2

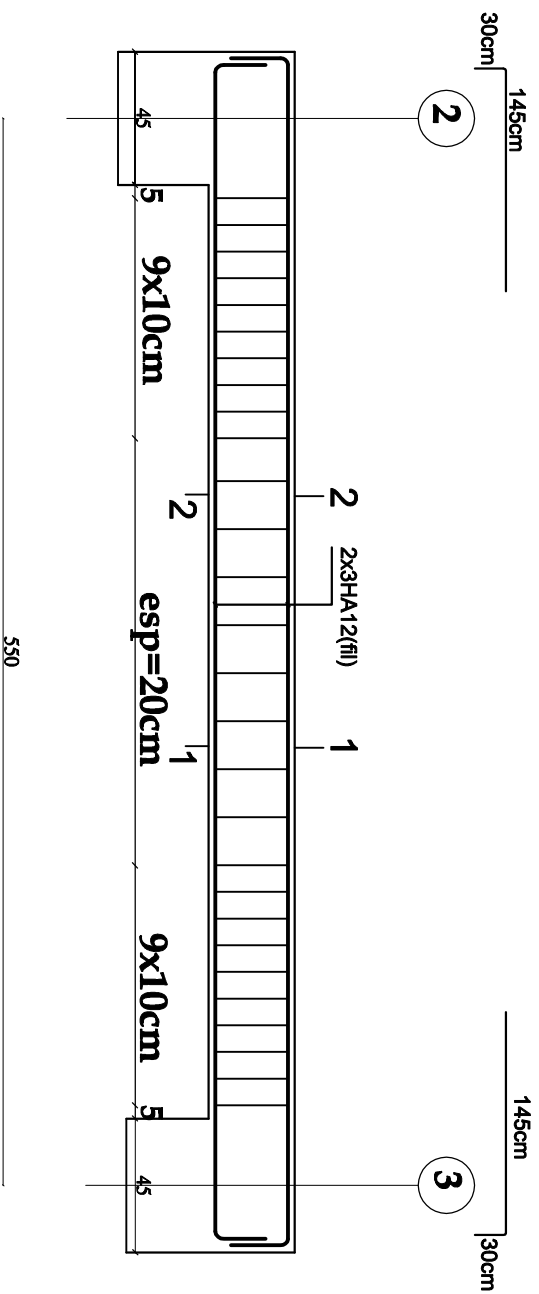


COUPE 1-1

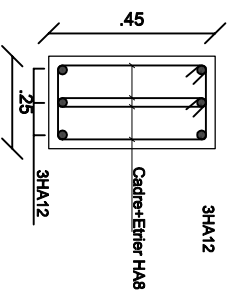


Poutres secondaires non-adherées au voile

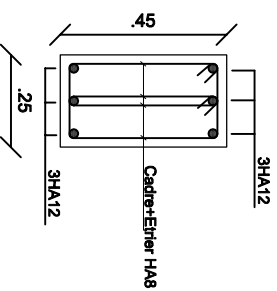
UNIVERSITÉ MOULOUA NAMWERA		Faculté du génie de la construction	
DE TIZI OUZOU		Département de génie civil	
Eludé par: Melle KIMOUKI Isela		planche:11	
DIRIGÉ par: BASSAID Trithame		Echelle:1/50	
des poutres secondaires		1/20	
N°: MKA/21-2022		2021-2022	



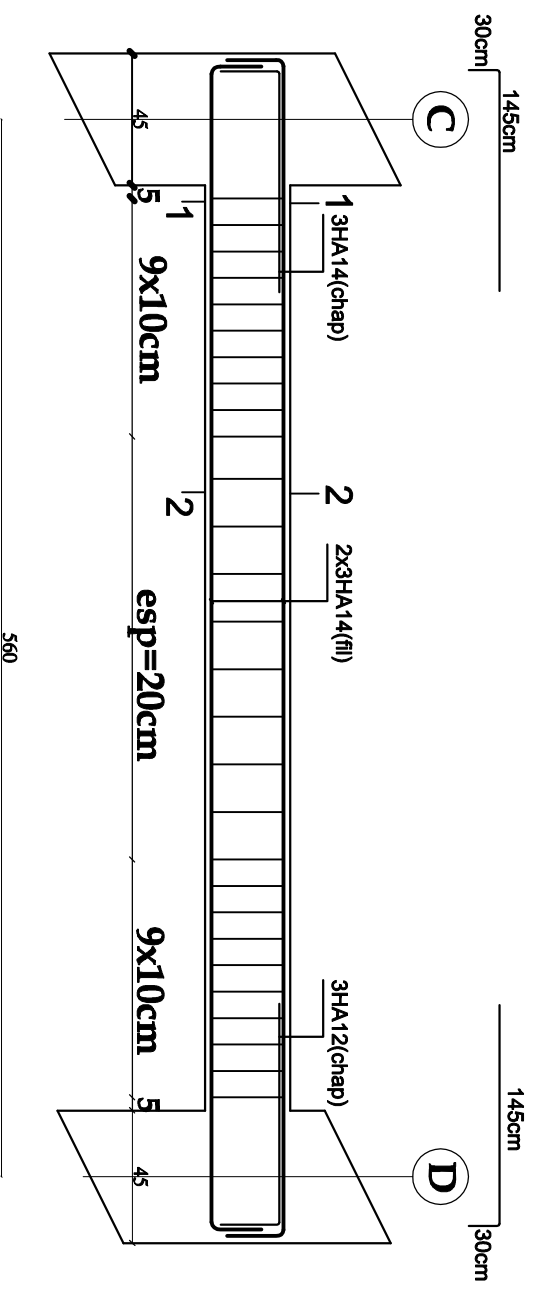
COUPE 1-1



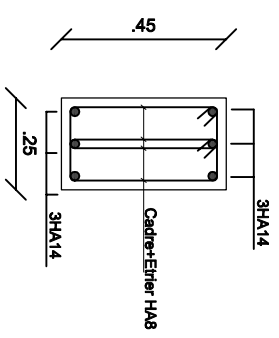
COUPE 2-2



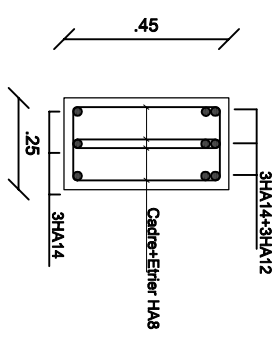
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle MIMOUN Kette BASSAID Trhiane		FERRAILLAGE DES POUTRES DE CHAINAGE	
Dirigé par: Mr. MAGHLAT-ELMAHDI		planche: 12 Echelle: 1/25 1/20	
		2021-2022	



COUPE 1-1

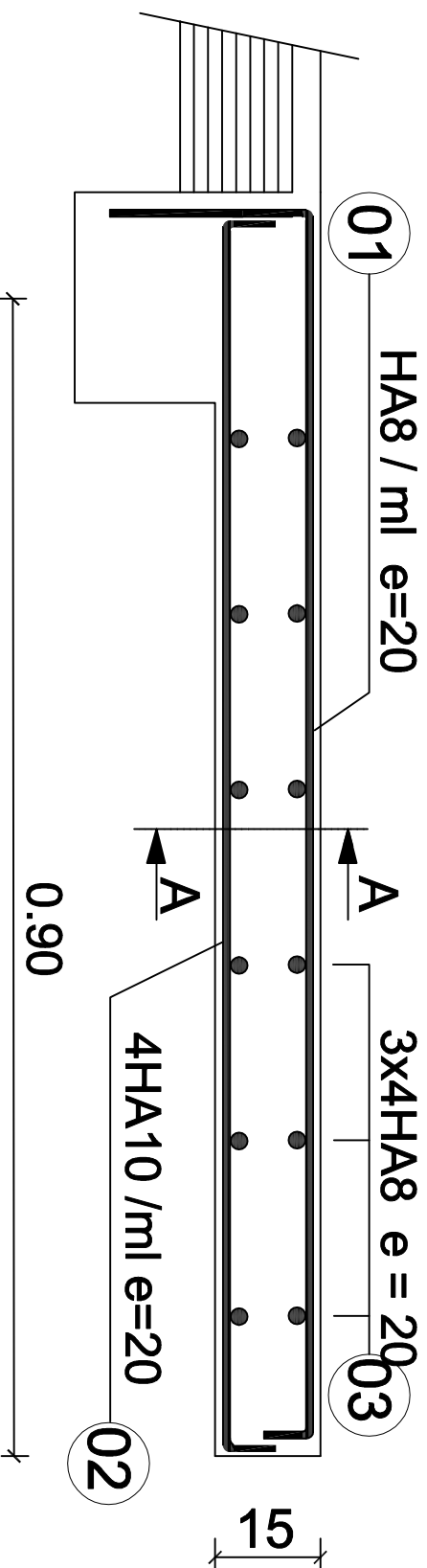


COUPE 2-2

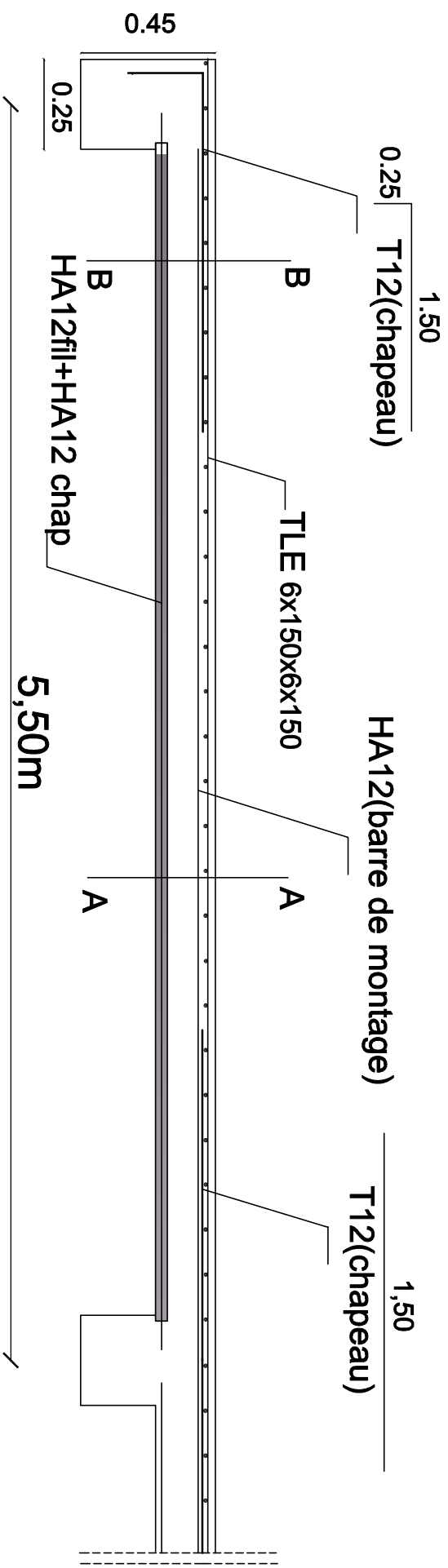


UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle MIMOUN Kadia BASSAID Tihlilane		FERRAILLAGE DES POUTRES planche:13	
Dirigé par: Mr MAGHLAT-ELMAHDI		Echelle:1/25 1/20	
		2021-2022	

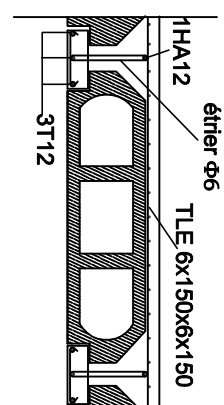
Ferrailage de la coupe 5-5



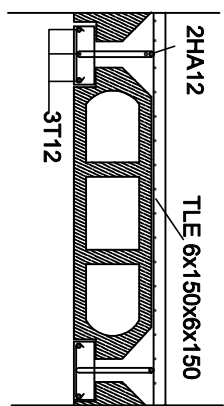
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle MIMOUN Kadia BASSAID Tihlane		planche: 14	
Dirigé par: Mr MAGHLAT-ELMAHDI		Echelle: 1/10	
PLAN DE FERRAILAGE DE LA POUTRE EN CONSOLE		2021-2022	



Coupe A-A

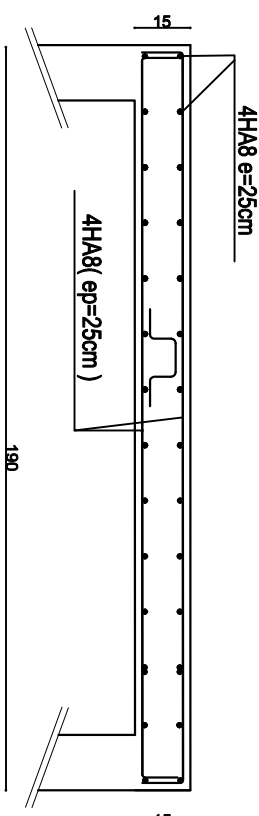


Coupe B-B



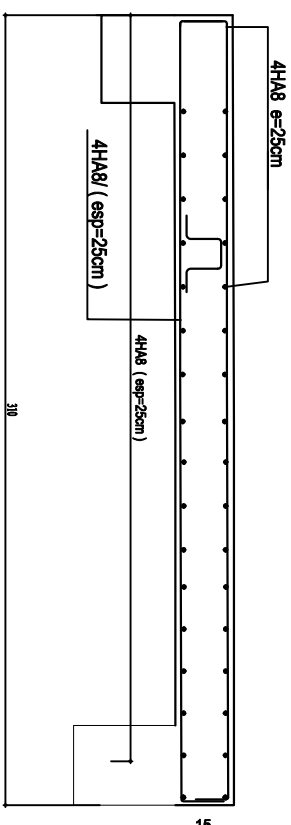
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle MIMOUN Kalia BASSAID Tihlmane		planche:15	
Dirigé par: Mr MAGHLAT-ELMAHDI		Echelle:1/20	
FERRAILLAGE DU PLANCHER		2021-2022	

COUPE f-f:

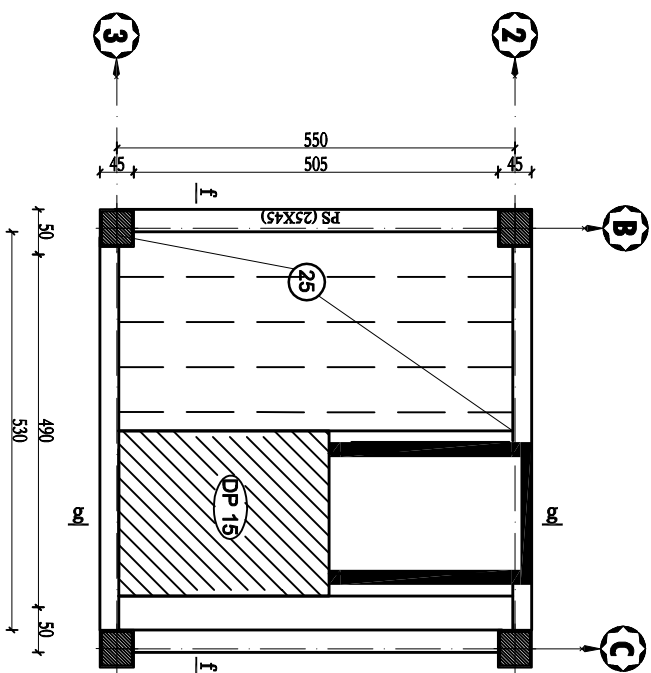


SENS X-X

COUPE g-g:



SENS Y-Y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Etude par:
Melle MINOUN Karla
BASSAD Tinhirane

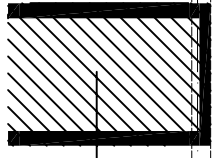
Dirigé par:
Mr MAGHLAT-ELMAHDI

**FERRAILLAGE
DE LA DALLE
PLEINE**

planche: 16

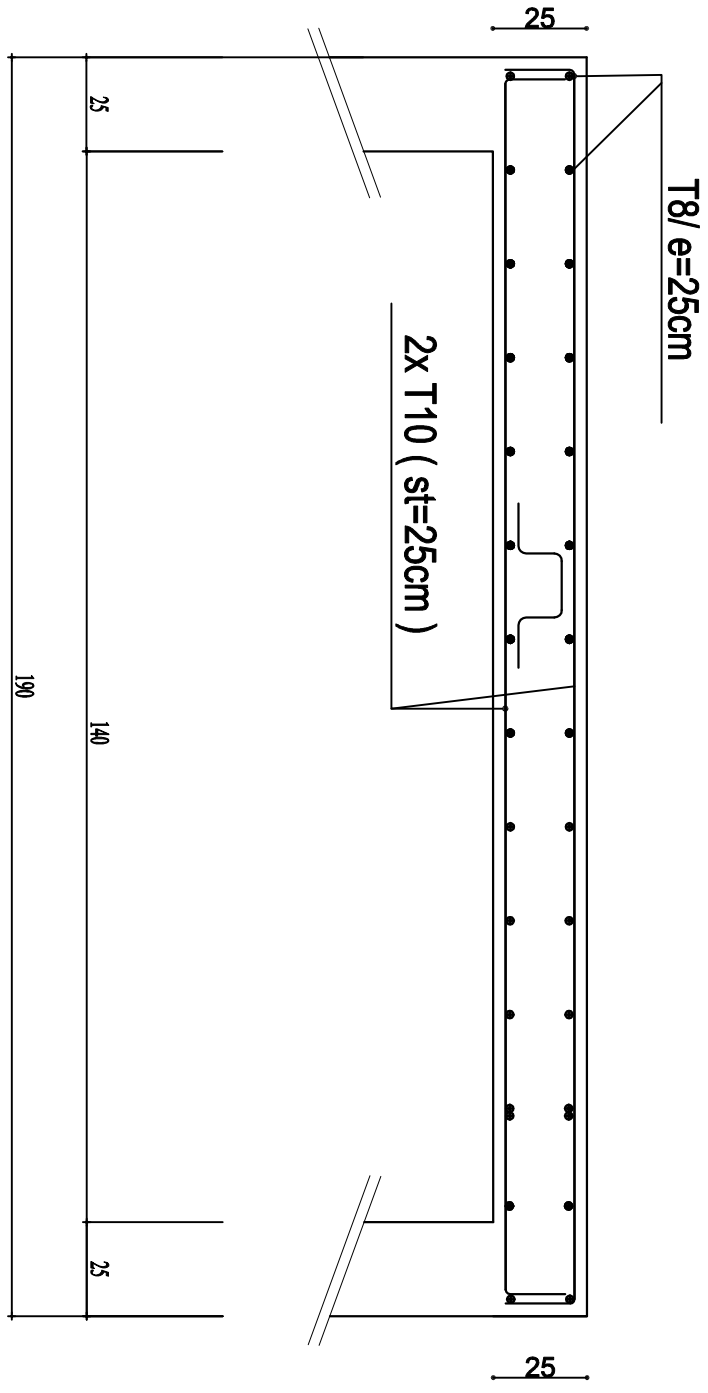
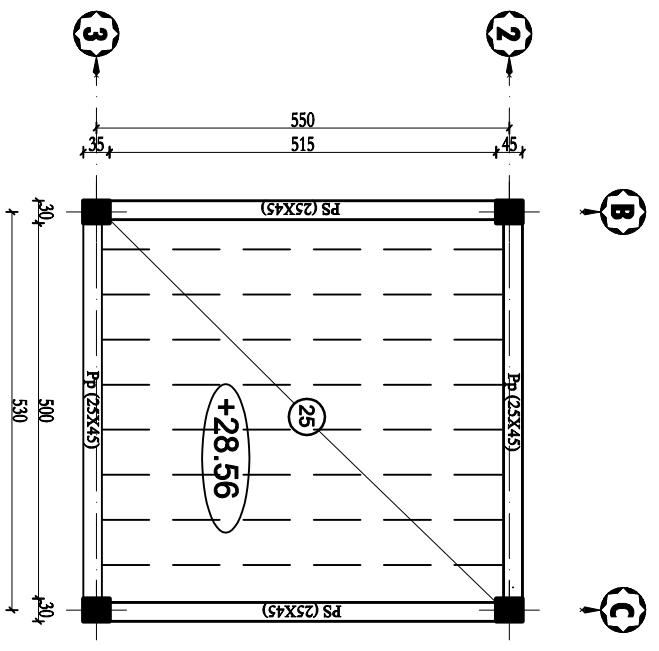
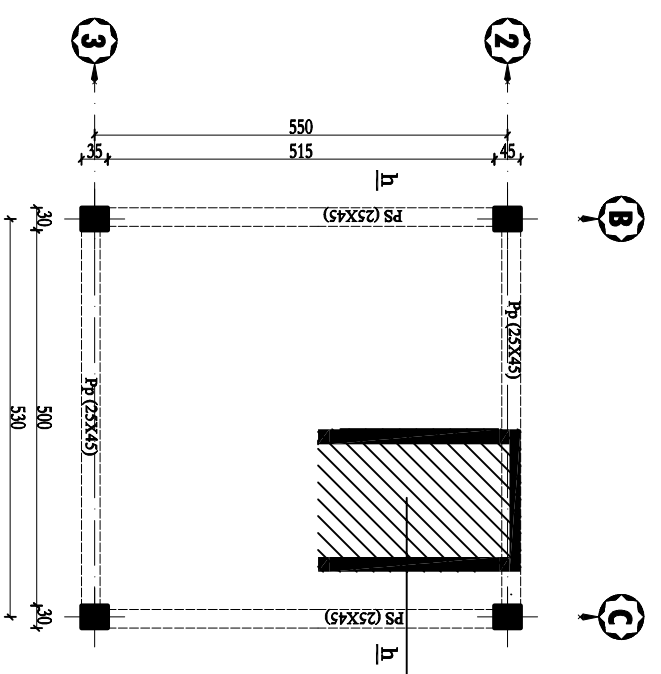
Echelle: 1/100
1/20

2021-2022

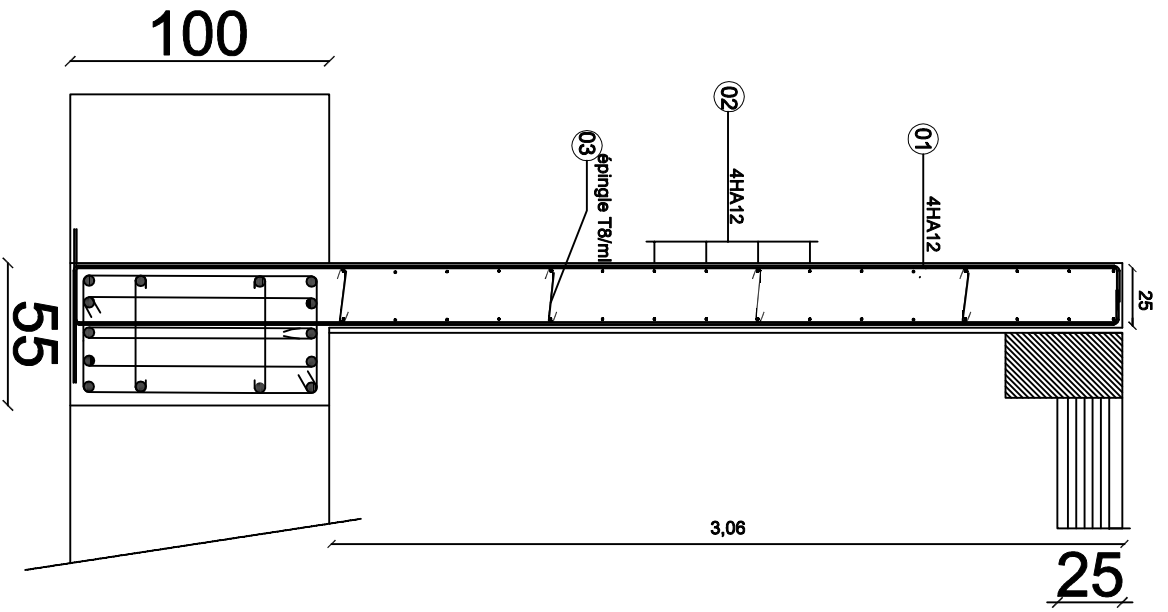


Dalle pleine pour la
salle machine

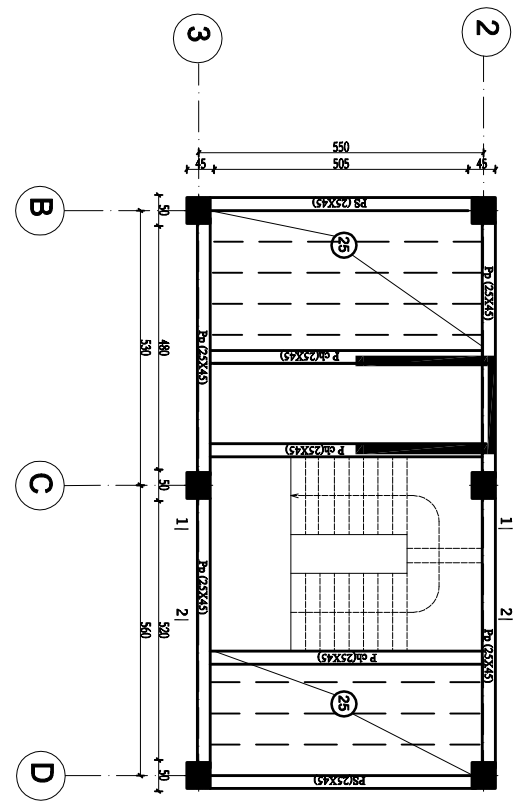
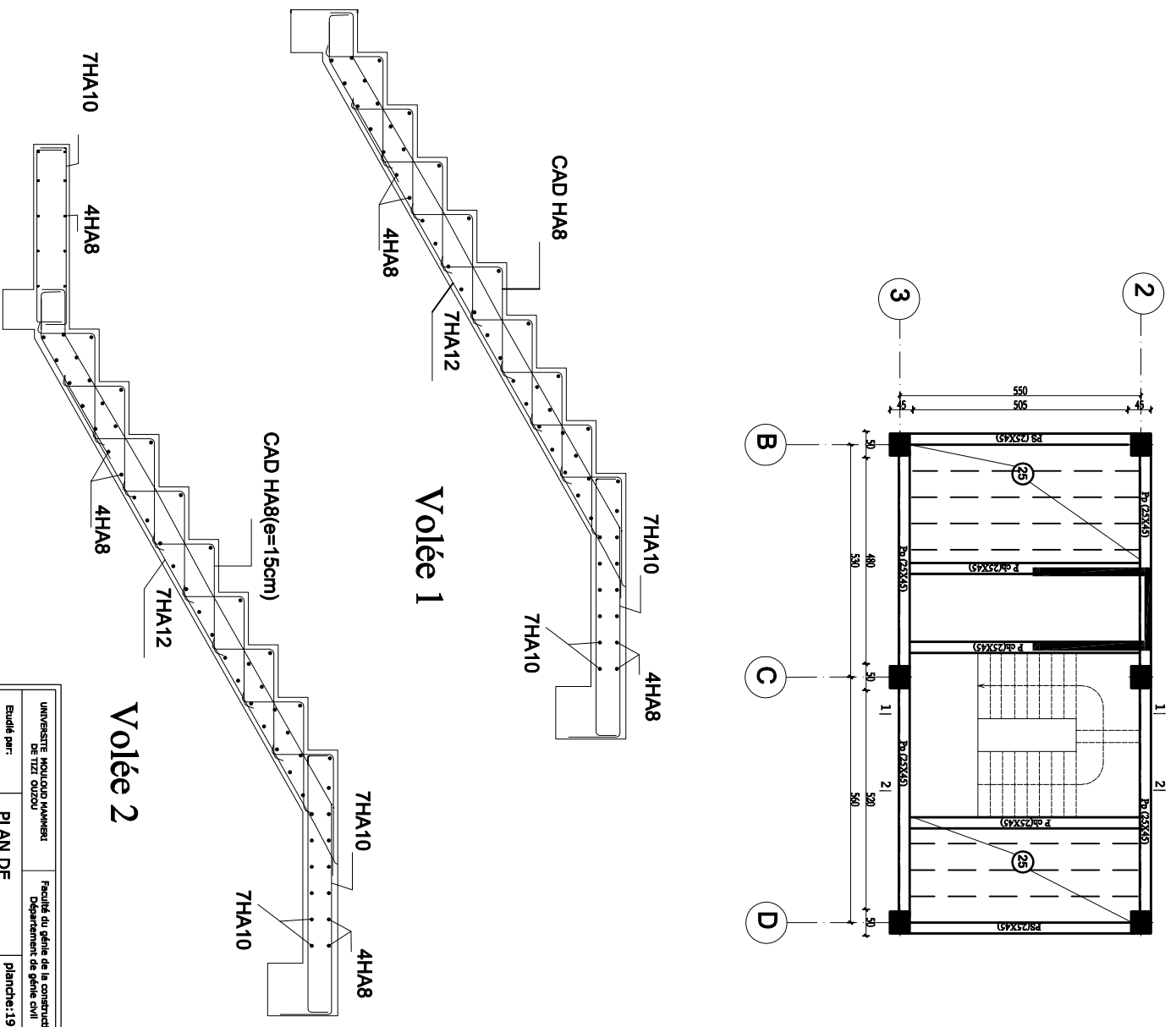
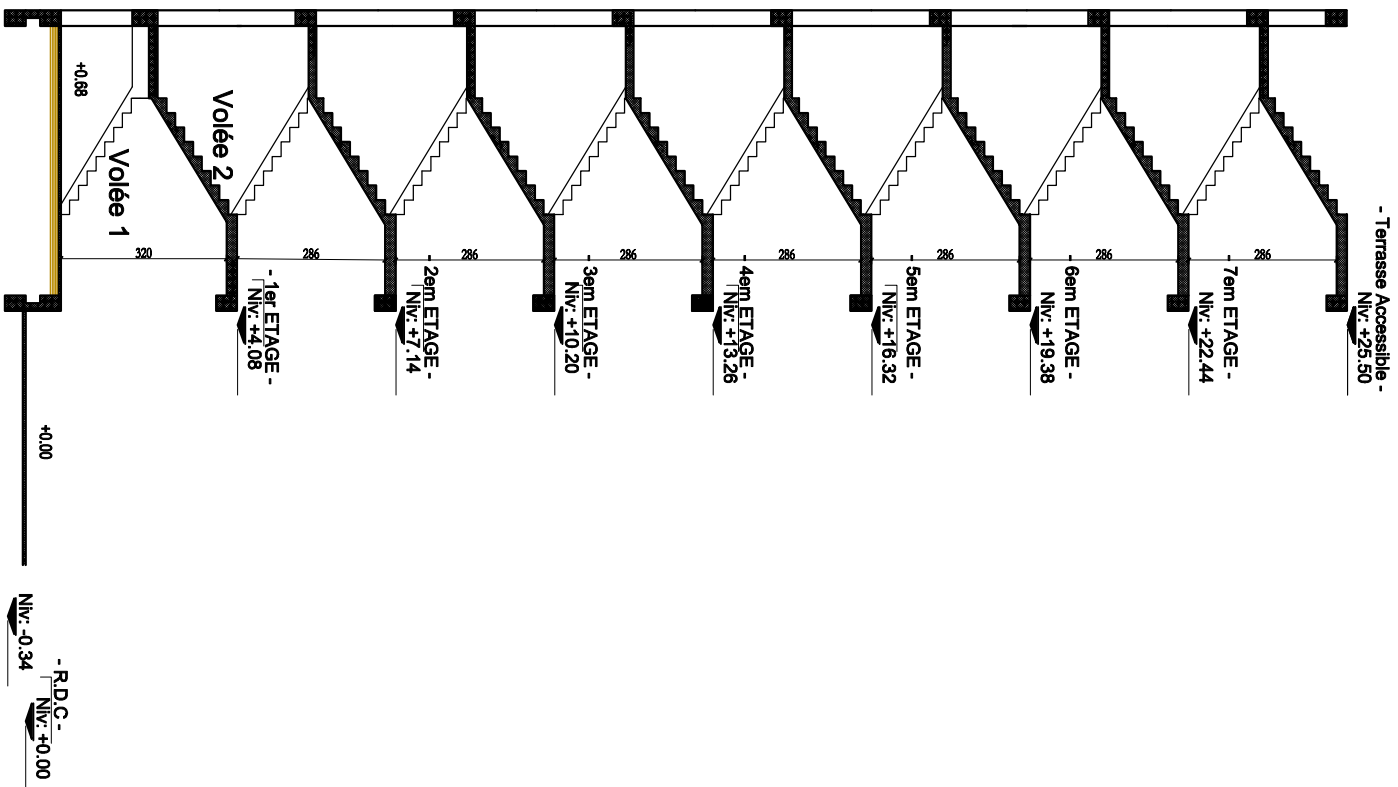
COUPE h-h:



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Meïla MITMOUJ Kattia BASSAÏD Tihiane		DALLE SALLE MACHINE	
Dirigé par: MR MACHLAT-ELMAHDI			
		planche:17	
		Echelle:1/100	
		1/20	
		2021-2022	

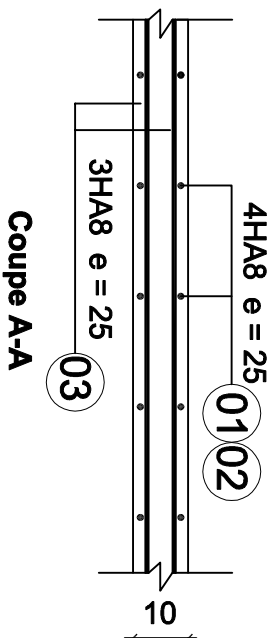
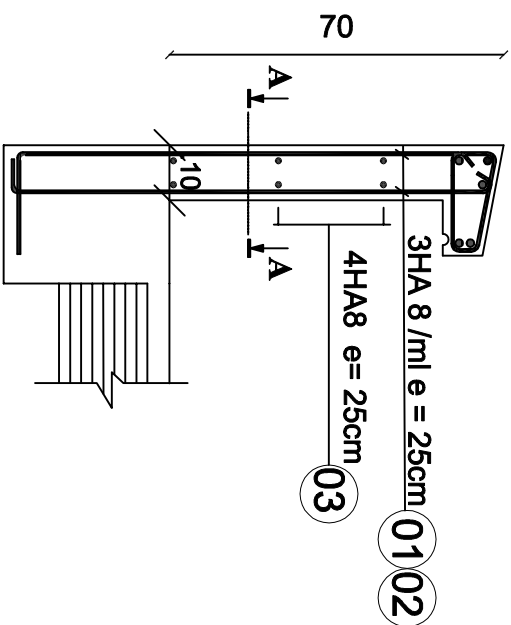


UNIVERSITE MOULOUA MAMMER DE TIZ OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etabli par: Melle KIRKOUY Kella BASSALO Tikhmane		planche:21	
Dirigé par: Mr MOULOUA EDHAROU		Echelle:1/20	
		2021-2022	
FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE			



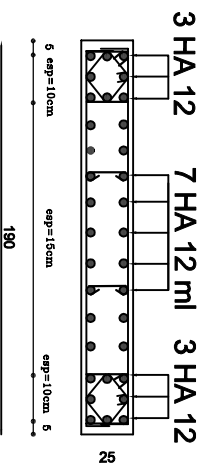
UNIVERSITÉ MOULOUA YAMMARI		Faculté du génie de la construction	
DE TIZI OUZOU		Département de génie civil	
Etudié par: Melle KIMOUJ Isma		planche:19	
BASSAÏD THAHAME		Echelle:1/100	
DIRIGÉ par: M. MARIOUT-ELMARI		1/25	
		2021-2022	

PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

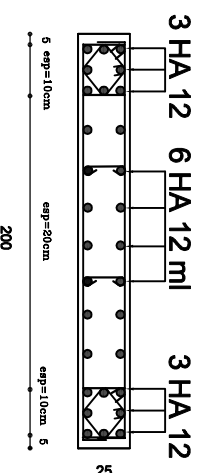


UNIVERSITE MOULOUA MAMBEA DE TSI OZOZO		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle KIKOUIN Kela BASSAUD Thinhame		planche:20	
Dirigé par: M. MAMOUAN ECHAMBOZ		Echelle:1/10	
		2021-2022	
PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE			

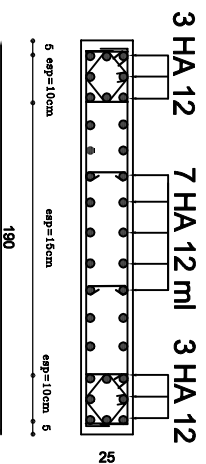
Ferrailage voile de 1,9 m zone I



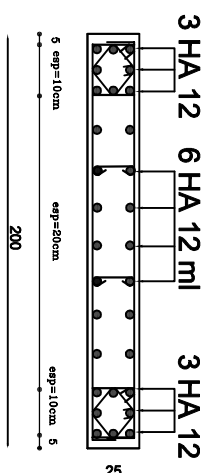
Ferrailage voile de 2 m zone I



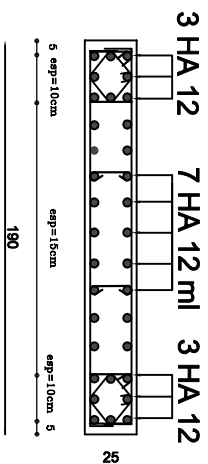
Ferrailage voile de 1,9 m zone II



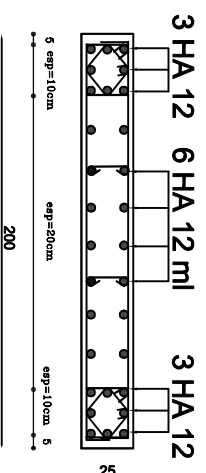
Ferrailage voile de 2 m zone II



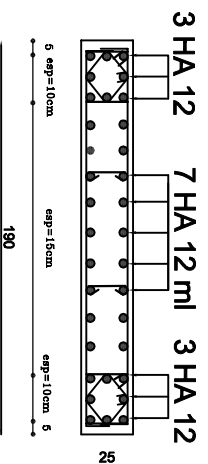
Ferrailage voile de 1,9 m zone III



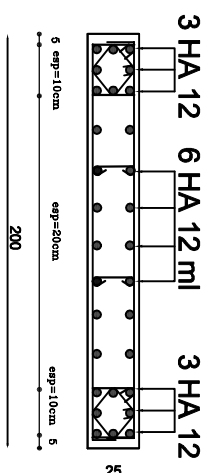
Ferrailage voile de 2 m zone III



Ferrailage voile de 1,9 m zone IV

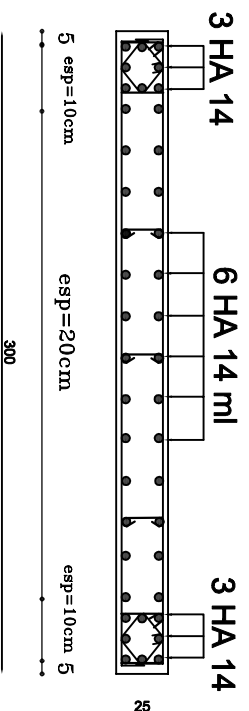


Ferrailage voile de 2 m zone IV

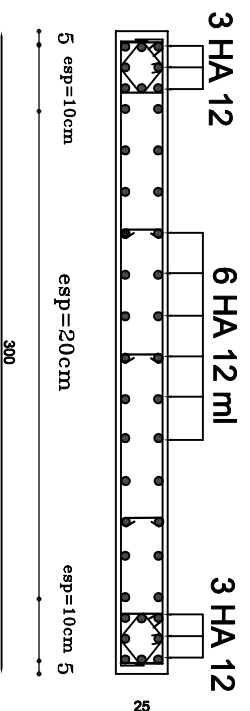


UNIVERSITE MOULOUA NAMWARI		Faculté du génie de la construction	
DE TIZ OUZOU		Département de génie civil	
Etudié par: Melle KIMOUKI Isela BASSALO Thelmine		Ferrailage des voiles sens X-X	
Dirigé par: Mr MANDIAT-ELMAHDI		planche:23 Echelle:1/25	
		2021-2022	

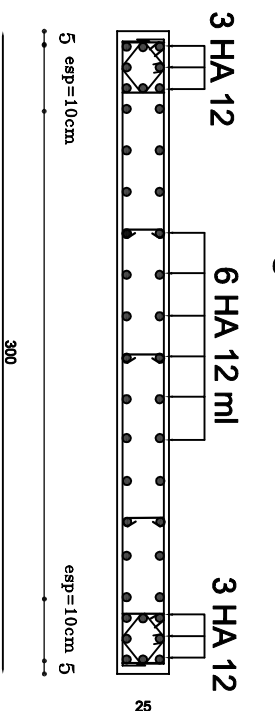
Ferrailage voile de 3 m zone I



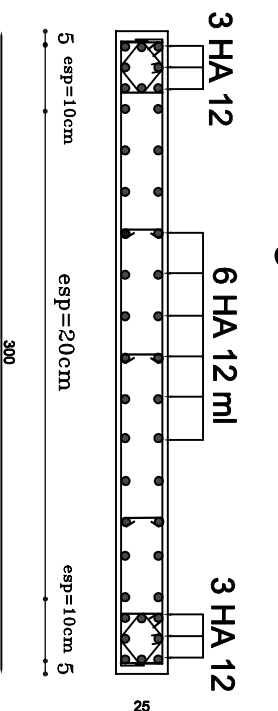
Ferrailage voile de 3 m zone II



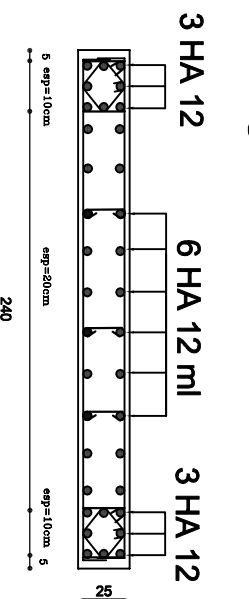
Ferrailage voile de 3 m zone III



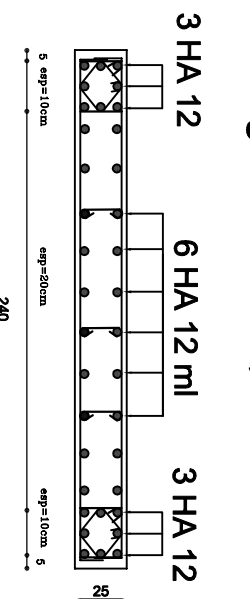
Ferrailage voile de 3 m zone IV



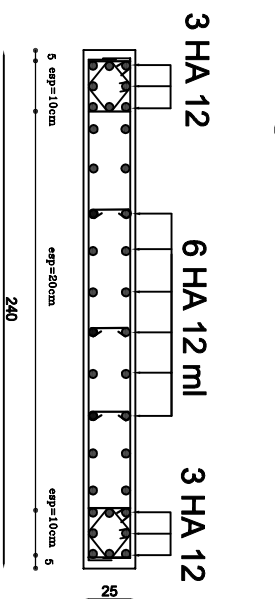
Ferrailage voile de 2,4 m zone I



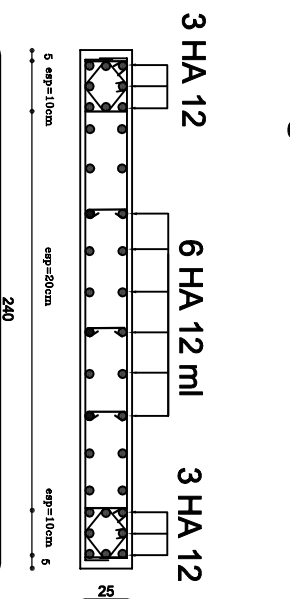
Ferrailage voile de 2,4 m zone II



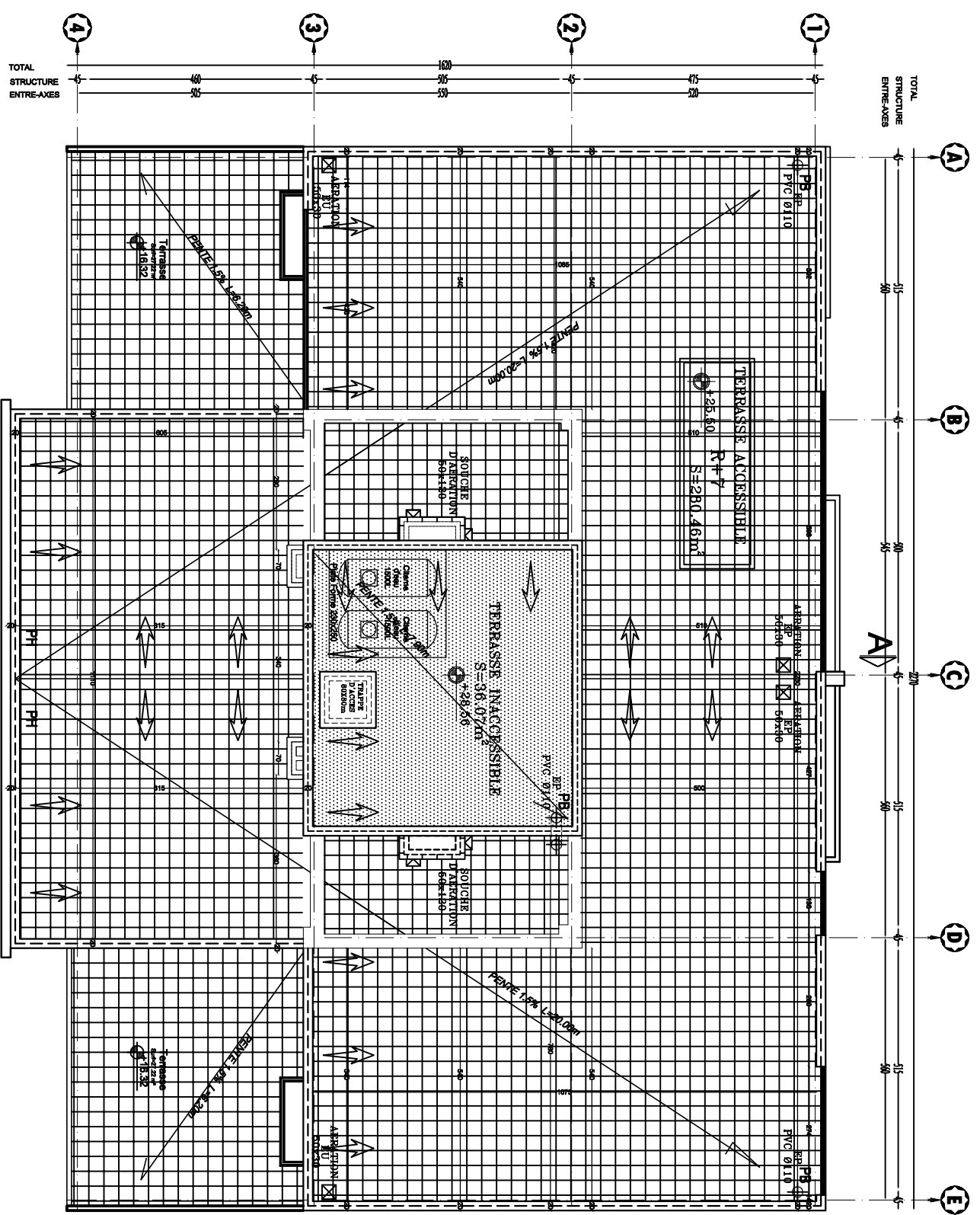
Ferrailage voile de 2,4 m zone III



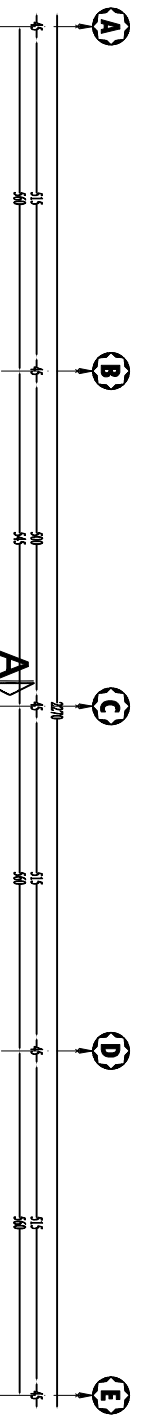
Ferrailage voile de 2,4 m zone IV



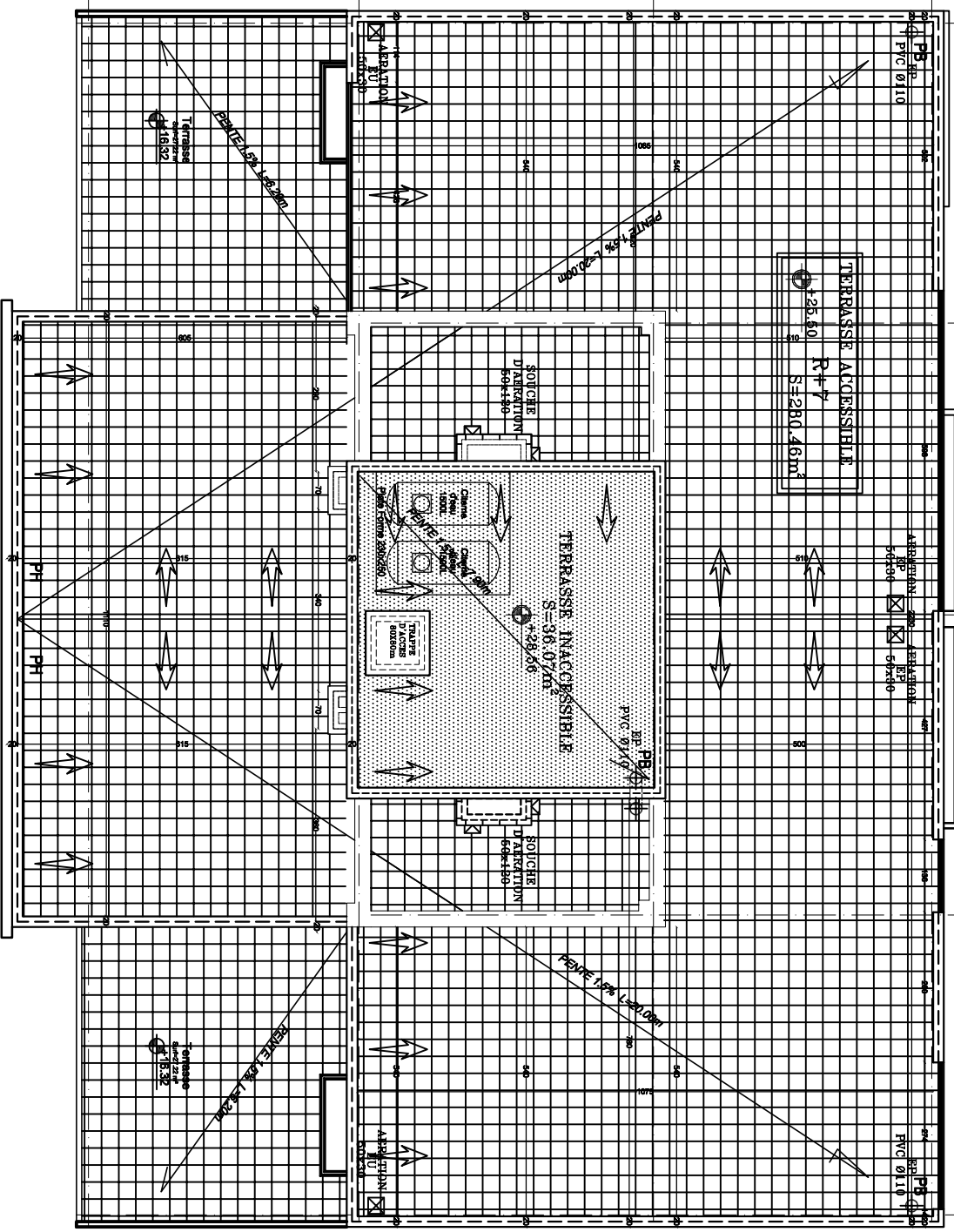
UNIVERSITE MOULOUA NAMKOU		Faculté du génie de la construction	
DE TSI OUZOU		Département de génie civil	
Etudié par: Melle KIMOU Iena BASSALO Thinhame		Ferrailage des Voiles sens Y-Y	
DIRIGÉ par: Mr MANDIA-ELMARI		planche:22	
		Echelle:1/25	
		2021-2022	



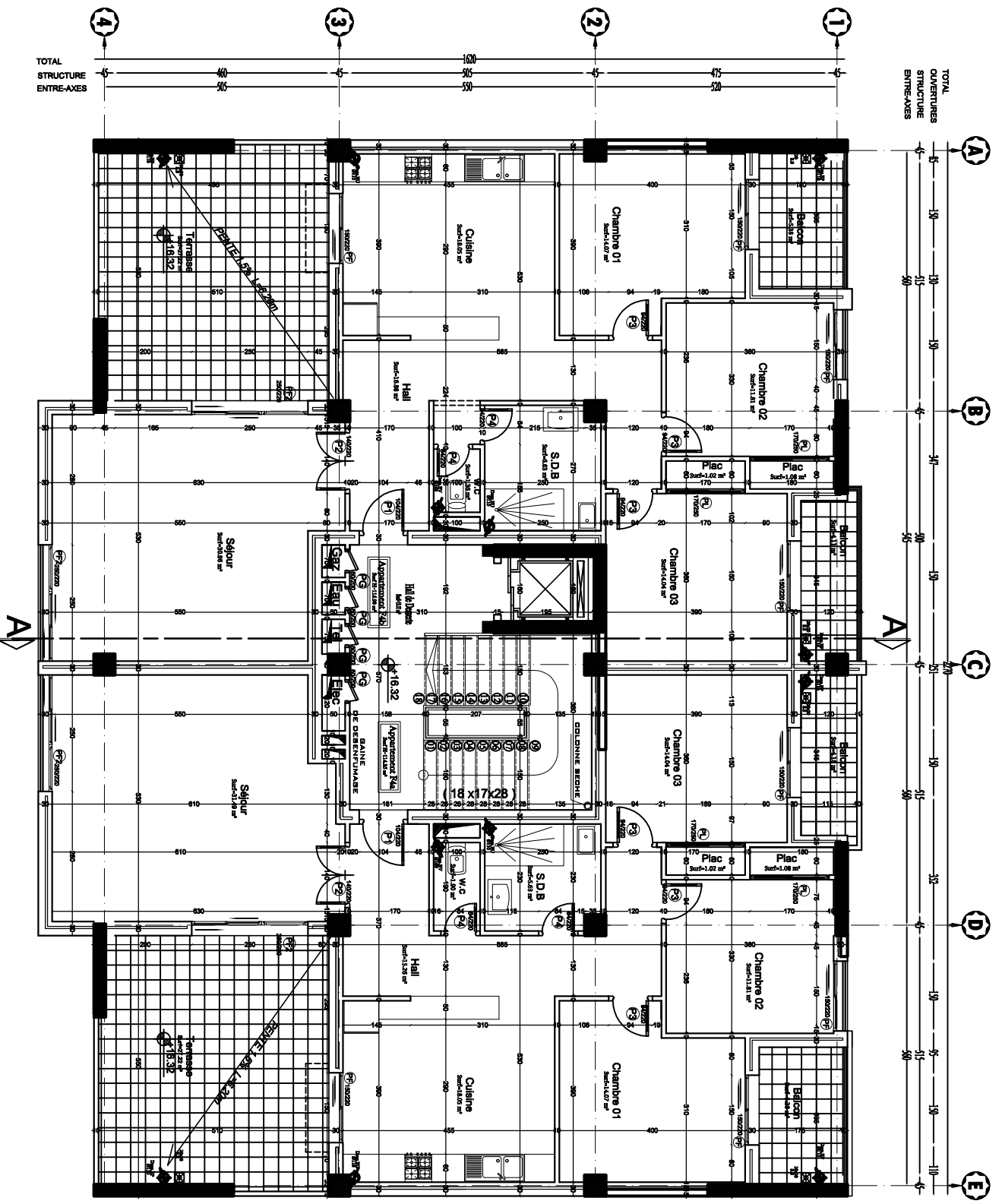
TOTAL
STRUCTURE
ENTRE-AXES



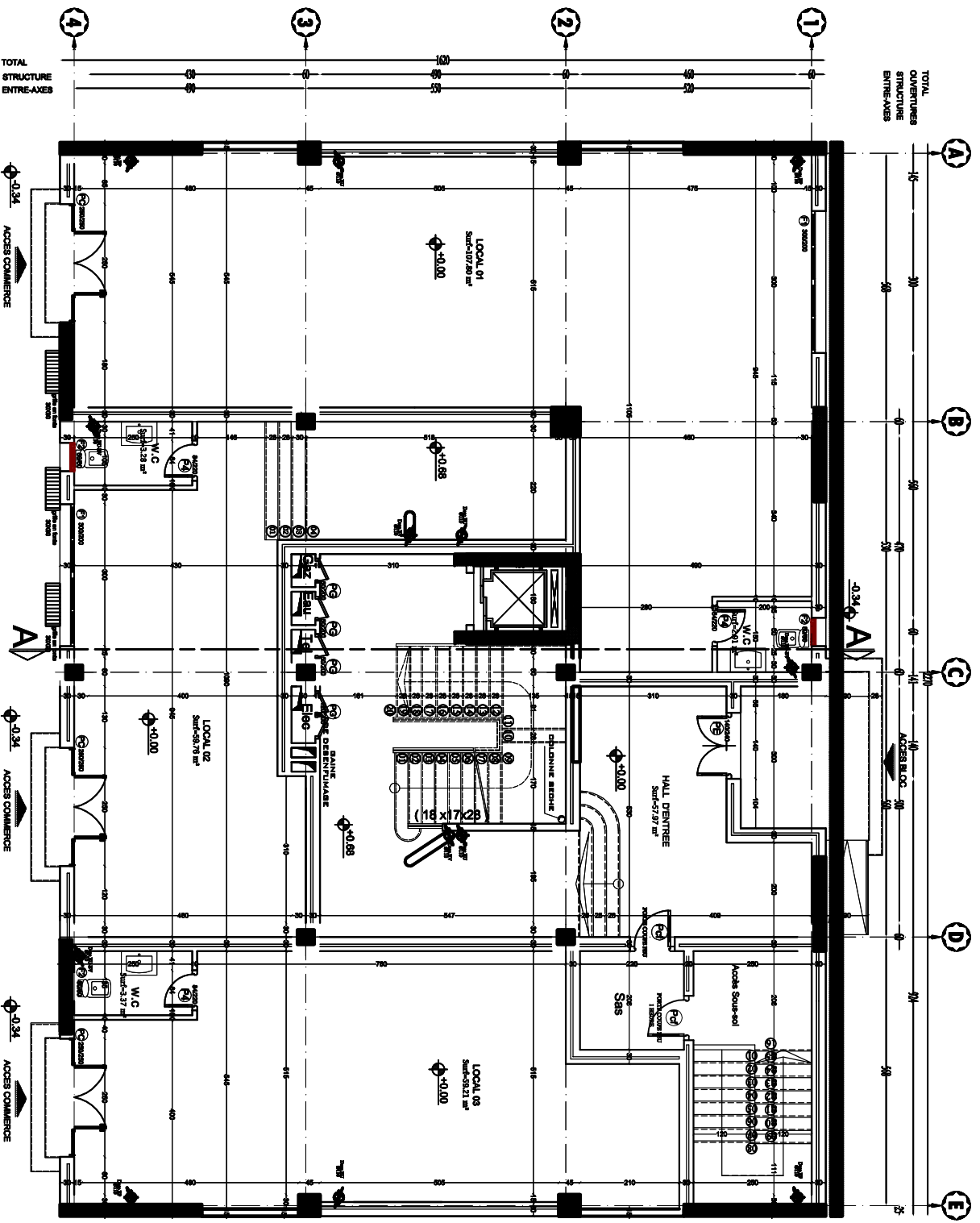
TOTAL
STRUCTURE
ENTRE-AXES



PLAN DE TOITURE

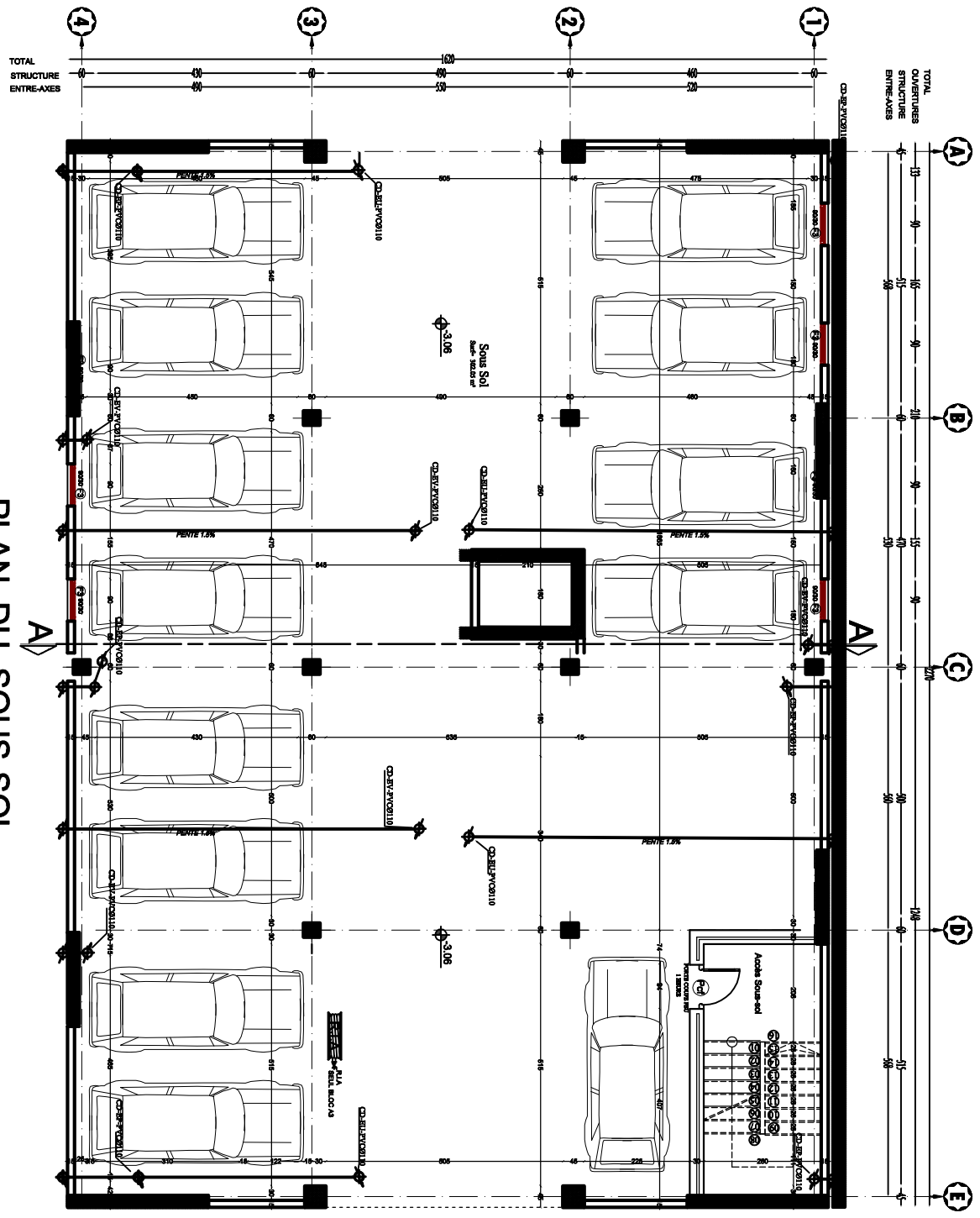


PLAN DU 5^{eme} ETAGE



PLAN DU RDC

PLAN DU SOUS-SOL



TOTAL
STRUCTURE
ENTRE-AXES

TOTAL
COUVERTURES
STRUCTURE
ENTRE-AXES

A)

A)