

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2021

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA**



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département Génie Civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**AYAD Adel**  
**IFRIK Ahmed Samir**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Génie Civil**  
Option : **Structure**

**Thème :**

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+12+SOUS SOL A USAGE  
MULTIPLE CONTREVENTÉ PAR DES VOILES  
PORTEURS EN BÉTON ARMÉ**

**Mémoire examiné par :**

Dr. MOUSSAOUI. F	MCB	UAMOB	Président
Mme. BOUMAIZA.M	MAA	UAMOB	Examinatrice
Dr. BOUAMRA.Y	MCB	UAMOB	Encadreur

**Année Universitaire 2020/2021**

## Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu le Clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*À nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*À notre promoteur Mr Bouamra youcef, pour nous avoir guidés pour la réalisation de cette étude et sa disponibilité à nous écouter à tout moment, et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté.*

*Ainsi que à Mr Adjad Mahmoud gérant de bureau d'étude Techno-Bat pour son aide et pour les conseils et les encouragements.*

*À Mr Rezgui Yakhlef ingénieure au bureau d'étude Techno-Bat, à qui nous sommes très reconnaissants pour ces remarques et ses conseils.*

*A tout le personnel du bureau d'étude Techno-Bat qui nous ont apporté leur aide et leur soutien,*

*Aux membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail.*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*AYAD & IFRIK*

## *Dédicaces*

*En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce travail à tous mes proches  
particulièrement :*

*À ma chère et tendre mère qui était patiente et qui m'a tout donné:  
Encouragement, soutiens et surtout amour. Que dieu le tout puissant la  
protège ;*

*À mon cher père, source de sacrifice et de soutenance, à celui qui m'a guidé  
vers la voie de la réussite et qui m'a donné le courage de poursuivre mes études  
jusqu'à ce jour là ;*

*À mes chères sœurs, Amina et Sara ;*

*À mon cher frère, Younes ;*

*À toute ma grande famille et voisins ;*

*À tous mes amis, Menad, Seddik, Marouane et Walid ;*

*À mon binôme Adel, qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail, merci  
pour ton sérieux.*

*À tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de  
ce travail.*

***Ahmed Samir***

## *Dédicaces*

*En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce travail à tous mes proches  
particulièrement :*

*À ma chère et tendre mère qui était patiente et qui m'a tout donné:  
Encouragement, soutiens et surtout amour. Que dieu le tout puissant la  
protège ;*

*À mon cher père, source de sacrifice et de soutenance, à celui qui m'a guidé  
vers la voie de la réussite et qui m'a donné le courage de poursuivre mes études  
jusqu'à ce jour là ;*

*À mes chères sœurs et frères, Ourdia, Djamal, Samia, Sofiane, Samir, Malika,  
Oussama, Ilyas et Nacar ;*

*À toute ma grande famille et voisins ;*

*À tous mes amis, Seddik, Walid et Mohamed el amine ;*

*À mon binôme Ahmed Samir, qui a contribué à la réalisation de ce modeste  
travail, merci pour ton sérieux.*

*À tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de  
ce travail.*

***Adel***



## *Résumé*

Le présent projet consiste à l'étude et le dimensionnement des éléments d'un bâtiment à contreventement par voiles en béton armé, composé d'un sous-sols, d'un rez-de-chaussée et de 12 étages à usage multiple, implanté dans la région de Bouira (Algérie), classé en Zone IIa selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

L'étude dynamique et le dimensionnement des différents éléments porteurs du bâtiment ont été faits conformément aux règles RPA99 version 2003.

Le logiciel ETABS.V9.7 a été utilisé pour étudier et analyser le comportement dynamique de la structure étudiée.

Le calcul du ferrailage et le dimensionnement de tous les éléments résistants ont été menés conformément aux règles (BAEL91 modifiée 99, CBA93).

## *Abstract*

This project involves designing and dimensioning elements of a residential and commercial building, composed of underground level, a ground floor and 12 floors, located in the region of Bouira (Algeria ), classified as Zone IIa according to the Algerian Seismic Regulation (RPA 99 version 2003).

Dynamic conditions and design of the various structural elements were accomplished according to RPA99 version 2003 rules.

The ETABS.V9.7 software was used to study and analyse the dynamic behaviour of the structure.

The calculation and the dimensioning of all resistant elements were assessed to be in compliance with the applicable rules (BAEL91 modified 99, CBA93).

## *المخلص*

يشتمل هذا المشروع دراسة و تصميم عناصر لمبنى سكني و تجاري، يتكون من طابق سفلي، طابق أرضي و 12 طابق. يقع في منطقة البويرة (الجزائر)، المصنفة في المنطقة الزلزالية IIa وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 نسخة 2003) .

الدراسة الديناميكية و تصميم مختلف العناصر الأساسية للمبنى تمت وفقا لقواعد RPA99 نسخة 2003.

تم استخدام البرنامج ETABS V9.7 لدراسة و تحليل السلوك الديناميكي للهيكل المدروس.

حساب تسليح و و تصميم كل العناصر المقاومة تم وفقا للمعايير المعمول بها ( BAEL91 المعدل 99 ) و CBA93 .

# SOMMAIRE

REMERCIEMENT.....	i
DEDICACE.....	ii
RESUME.....	iii
SOMMAIRE.....	iv
NOTATIONS,SYMBOLES.....	x
LISTE DES FIGURES.....	xii
LISTE DES TABLEAUX.....	xvi
INTRODUCTION GENERALE.....	1

## *CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

I.1 Présentation de l'ouvrage :.....	2
I.1.1 Implantation .....	2
I.1.2 Description .....	3
I.2 Conception de l'ouvrage .....	4
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	5
I.3.1 Le béton .....	5
I.3.2 L'acier de ferrailage .....	11
I.4 Sollicitations de calcul .....	13

## *CHAPITRE II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments*

II.1 Introduction .....	14
II.2 Pré dimensionnement des planchers .....	14
II.2.1 Plancher à corps creux .....	14
II.2.2 Plancher dalle pleine .....	16
II.3 Pré dimensionnement des poutres .....	17
II.3.1 Les poutres principales (sens porteur).....	17
II.3.2 Les poutres secondaires (sens non porteur).....	18
II.4 Pré dimensionnement des voiles .....	19
II.5 Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations .....	20
II.5.1 Plancher terrasse inaccessible (corps creux) .....	20
II.5.2 Plancher étage courant (corps creux) .....	21
II.5.3 Plancher étage courant en dalle pleine .....	21
II.5.4 Balcon .....	22
II.5.5 Mur extérieur (double cloison).....	22

II.5.6	Surcharges d'exploitation .....	22
II.6	Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux .....	23
II.6.1	La formule générale .....	23
II.6.2	Loi de dégression de charge .....	24
II.6.3	Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau .....	25
II.6.4	Vérification de la section de poteau vis-à-vis des conditions exigées par l'RPA99.....	29
II.6.5	Vérification du poteau au flambement .....	29

### *CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires*

III.1	Introduction .....	30
III.2	Etude de l'acrotère .....	30
III.2.1	Définition .....	30
III.2.2	Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère .....	30
III.2.3	Calcul des moments .....	31
III.2.4	Calcul des armatures longitudinales à L'ELU .....	32
III.2.5	Vérification au cisaillement .....	33
III.2.6	Vérification de Contrainte d'adhérence .....	33
III.2.7	Calcul des armatures de répartition .....	34
III.2.8	Vérification des espacements des barres .....	34
III.2.9	Vérification à L'ELS .....	34
III.3	Etude du balcon .....	37
III.3.1	Evaluation des charges .....	37
III.3.2	Calcul des sollicitations .....	37
III.3.3	Calcul des armatures longitudinales à L'ELU .....	38
III.3.4	Vérification à l'ELU .....	38
III.3.5	Calcul des armatures de répartition .....	39
III.3.6	Vérification des espacements des barres .....	39
III.3.7	Vérification à l'ELS .....	40
III.3.8	Vérification de la flèche .....	40
III.3.9	Calcul de l'ancrage .....	41
III.4	Etude des planchers .....	41
III.4.1	Introduction .....	41
III.4.2	Etude de plancher corps creux .....	42
III.4.3	Plancher en dalle pleine .....	52
III.5	Etude des escaliers .....	58

III.5.1	Introduction .....	58
III.5.2	Calcul de l'escalier de RDC .....	58
III.5.3	Calcul de l'escalier des étages courants .....	72
III.6	Etude de la rampe .....	83
III.6.1	Pré dimensionnement de la rampe .....	83
III.6.2	Evaluation des charges .....	83
III.6.3	Combinaison des charges .....	84
III.6.4	Calcul des moments et les efforts tranchants .....	84
III.6.5	Calcul du ferrailage longitudinal .....	85
III.6.6	Vérification à l'ELU .....	86
III.6.7	Armature de répartition .....	86
III.6.8	Vérification des espacements des barres .....	86
III.6.9	Vérification du poinçonnement .....	87
III.6.10	Vérification à l'ELS .....	88
III.6.11	Vérification de la flèche.....	88
III.6.12	Calcul de la flèche .....	88
III.6.13	Etude de la poutre de la rampe .....	90
III.7	Etude de la dalle machine.....	95
III.7.1	Pré dimensionnement de la dalle .....	95
III.7.2	Evaluation des charges et surcharges .....	95
III.7.3	Calcul des sollicitations .....	96
III.7.4	Calcul de ferrailage à l'ELU .....	98
III.7.5	Vérification à l'ELU .....	99
III.7.6	Vérification des contraintes à l'ELS .....	101
III.7.7	Vérification de la flèche .....	101

#### *CHAPITRE IV : Etude sismique*

IV.1	Introduction.....	103
IV.2	Objectifs de l'étude dynamique .....	103
IV.3	Modélisation de la structure.....	103
IV.4	Etapas de modélisation.....	103
IV.5	Caractéristiques géométriques de la structure.....	105
IV.5.1	Centre de masse .....	105
IV.5.2	Centre de rigidité .....	105
IV.5.3	Excentricité théorique.....	105
IV.5.4	Excentricité accidentelle.....	105

IV.6	Calcul de la période fondamentale.....	106
IV.7	Nombre de modes à considérer.....	106
IV.8	La disposition des voiles.....	107
IV.8.1	Caractéristique dynamique de la structure.....	108
IV.8.2	Vérification de l'effort normal réduit.....	109
IV.8.3	Caractéristique massique.....	109
IV.8.4	Schéma des modes de vibrations.....	110
IV.9	Etude sismique.....	111
IV.9.1	Introduction.....	111
IV.9.2	Justification du système de contreventement.....	111
IV.9.3	Méthodes de calcul de l'action sismique.....	112
IV.9.4	Choix de la méthode de calcul.....	113
IV.9.5	Méthode d'analyse modale spectrale.....	113
IV.9.6	Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalent.....	118
IV.9.7	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	119
IV.9.8	Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	119
IV.9.9	Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	121
IV.9.10	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	123
IV.9.11	Vérification vis-à-vis du renversement.....	125

### *CHAPITRE V : Etude des éléments principaux*

V.1	Introduction.....	127
V.2	Ferraillage des poteaux.....	127
V.2.1	Introduction.....	127
V.2.2	Combinaisons d'actions.....	128
V.2.3	Calcul des armatures.....	128
V.2.4	Calcul des armatures longitudinales.....	131
V.2.5	Calcul des armatures transversales.....	134
V.2.6	Vérification des poteaux à l'ELU.....	141
V.2.7	Vérification des poteaux à l'ELS.....	142
V.2.8	Justification à l'effort normal ultime.....	143
V.2.9	Schémas de ferraillage des poteaux.....	144
V.3	Ferraillage des poutres.....	145
V.3.1	Introduction.....	145
V.3.2	Recommandations du RPA99 version 2003.....	145

V.3.3	Les combinaisons de calcul.....	145
V.3.4	Ferraillage longitudinal des poutres .....	146
V.3.5	Calcul des armatures transversales .....	150
V.3.6	Vérification au cisaillement .....	150
V.3.7	Vérification de La flèche .....	151
V.3.8	Vérification des contraintes à l'ELS .....	151
V.4	Ferraillage des voiles.....	157
V.4.1	Introduction.....	157
V.4.2	Recommandations du RPA99/2003 .....	157
V.4.3	Combinaisons de calcul .....	159
V.4.4	Calcul du ferraillage des voiles.....	159
V.4.5	Vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement .....	168
V.4.6	Ferraillages des linteaux.....	171

### *CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure*

VI.1	Généralité.....	174
VI.2	Etude des fondations .....	174
VI.2.1	Introduction.....	174
VI.2.2	Différents types des fondations .....	174
VI.2.3	Etude de sol.....	175
VI.2.4	Choix du type de fondation.....	175
VI.2.5	Etude du radier.....	177
VI.2.6	Ferraillage du radier nervurée.....	185
VI.3	Étude de voile périphérique .....	197
VI.3.1	Introduction.....	197
VI.3.2	Préconisation du RPA 99 .....	197
VI.3.3	Dimensionnement du voile .....	197
VI.3.4	Détermination des sollicitations .....	198
VI.3.5	Ferraillage du voile .....	199
VI.3.6	Vérification de l'effort tranchant .....	200
VI.3.7	Vérification des contraintes à l'ELS.....	201

<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>202</b>
---------------------------------	------------

<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>203</b>
---------------------------	------------

<b>ANNEXE</b>	
---------------	--

## *Notation et symboles*

- A*** (ou ***As*** ou ***A<sub>l</sub>***) : Aire d'une section d'acier (longitudinal).
- At*** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
- B*** : Aire d'une section de béton.
- Es*** : Module de Young de l'acier.
- E<sub>ij</sub>*** : Module de Young instantané à l'âge de *j* jours.
- E<sub>vj</sub>*** : Module de Young diffère à l'âge de *j* jours.
- F*** : Force ou action en général.
- I*** : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS).
- M<sub>ser</sub>*** : Moment fléchissant de calcul de service.
- M<sub>u</sub>*** : Moment fléchissant de calcul ultime.
- N<sub>ser</sub>*** : Effort normal de calcul de service.
- N<sub>u</sub>*** : Effort normal de calcul ultime.
- G*** : Action permanente.
- Q*** : Action d'exploitation.
- V<sub>u</sub>*** : Effort tranchant de calcul ultime.
- a*** : Largeur d'un poteau ou d'un voile.
- b*** : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.
- b<sub>0</sub>*** : Largeur de l'âme d'une poutre.
- d*** (et ***d<sub>0</sub>***) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.
- e*** : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle.
- f<sub>e</sub>*** : Limite d'élasticité de l'acier.
- f<sub>cj</sub>*** : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de *j* jours.
- f<sub>tj</sub>*** : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de *j* jours.
- g*** : Charge permanente unitaire.
- h*** : Hauteur d'une poutre, d'une fondation.
- h<sub>0</sub>*** : Hauteur du talon d'une poutre.
- h<sub>1</sub>*** : Hauteur du hourdis d'une poutre.
- j*** : Nombre de jours de maturité du béton.
- L*** : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.
- L<sub>f</sub>*** : Longueur de flambement.
- n*** : Coefficient d'équivalence acier-béton.
- q*** : Charge permanente unitaire.
- S<sub>t</sub>*** : Espacement des armatures transversales.

$y_1$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.  
 $y_u$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.  
 $z$  (ou  $z_b$ ) : Bras de levier du couple de flexion.  
 $\alpha_u$  : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.  
 $\gamma_s$  : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).  
 $\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.  
 $\epsilon_{bcmax}$  : Déformations maximale du béton comprime (*epsilon*).  
 $\epsilon_{st}$  : Déformations des armatures tendues.  
 $\epsilon_{sc}$  : Déformations des armatures comprimées.  
 $\eta$  : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*).  
 $\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).  
 $\mu_{ser}$  : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).  
 $\mu_u$  : Moment ultime réduit à l'ELU.  
 $\nu$  : Coefficient de poisson (*nu*).  
 $\rho$  : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).  
 $\sigma$  : Contrainte normale (*sigma*).  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale du béton comprime.  
 $\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.  
 $\sigma_{sc}$  : Contrainte dans les aciers comprimés.  
 $\tau$  : Contrainte tangente (*tau*).  
 $\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle.  
 $\tau_s$  : Contrainte d'adhérence.  
 $\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence d'entraînement.  
 $\phi$  : Coefficient de fluage (*phi*).  
 $\Phi_l$  : Diamètre d'une armature longitudinale.  
 $\Phi_t$  : Diamètre d'une armature transversale.  
 $\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).



# ***LISTE DES FIGURES***

## ***CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux***

Figure I. 1 : Situation de projet. ....	2
Figure I. 2 : Vue en plan de la structure. ....	3
Figure I. 3 : Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELU.....	8
Figure I. 4 : Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS .....	9
Figure I. 5 : Diagramme des déformations limites de la section « règle des trois pivots ».....	10
Figure I. 6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	12

## ***CHAPITRE II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments***

Figure II. 1 : Dimension de plancher corps creux. ....	15
Figure II. 2 : Dimension du panneau le plus sollicité.....	16
Figure II. 3 : Dimensions à respecter par les poutres. ....	18
Figure II. 4 : Pré dimensionnement des voiles .....	19
Figure II. 5 : Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible. ....	20
Figure II. 6 : Détail de plancher corps creux étage courant. ....	21
Figure II. 7 : Section appliqué sur le poteau calculer.....	26
Figure II. 8: Coffrage des poteaux. ....	27

## ***CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires***

Figure III. 1 : Schéma de l'acrotère.....	30
Figure III. 2 : Section de calcul d'acrotère.....	31
Figure III. 3 : Ferrailage de l'acrotère.....	36
Figure III. 4 : Schéma statique du balcon.....	37
Figure III. 5 : Section de calcul de balcon.....	38
Figure III. 6 : Ferrailage de balcon.....	41
Figure III. 7 : Schéma isostatique de la poutrelle.....	43
Figure III. 8 : Section transversale de la poutrelle. ....	43
Figure III. 9 : Schéma statique de l'ensemble des poutrelles. ....	44
Figure III. 10 : Schéma de ferrailage des poutrelles. ....	51
Figure III. 11 : Schéma de ferrailage de la table de compression. ....	51
Figure III. 12 : Schéma de panneau le plus sollicité. ....	52
Figure III. 13 : Section de calcul de dalle. ....	54
Figure III. 14 : Ferrailage de la dalle pleine.....	57
Figure III. 15 : Escalier de RDC. ....	58

Figure III. 16 : Pré dimensionnement de paillasse (volée 01).....	59
Figure III. 17 : Schéma statique d'escalier à l'ELU (volée 01). ....	61
Figure III. 18 : Schéma statique d'escalier à l'ELS (volée 01). ....	61
Figure III. 19 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELU.....	61
Figure III. 20 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU.....	62
Figure III. 21 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELS.....	62
Figure III. 22 : Section de calcul de l'escalier. ....	63
Figure III. 23 : Schéma statique de la volée 02.....	69
Figure III. 24 : Section de calcul de la volée 02.....	69
Figure III. 25 : Ferrailage de l'escalier de RDC. ....	72
Figure III. 26 : Escalier des étages courants.....	72
Figure III. 27 : Pré dimensionnement de la paillasse. ....	73
Figure III. 28 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	74
Figure III. 29 : Schéma statique d'escalier à l'ELS. ....	74
Figure III. 30 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELU.....	75
Figure III. 31 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU.....	75
Figure III. 32 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELS.....	75
Figure III. 33 : Ferrailage de l'escalier des étages courants. ....	77
Figure III. 34 : Pré dimensionnement de la poutre palière.....	78
Figure III. 35 : Schéma statique de la poutre palière. ....	79
Figure III. 36 : Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELU.....	79
Figure III. 37 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU.....	79
Figure III. 38 : Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELS. ....	79
Figure III. 39 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	82
Figure III. 40 : Pré dimensionnement de la rampe.....	83
Figure III. 41 : Schéma statique de la rampe à l'ELU.....	84
Figure III. 42 : Diagramme de moment fléchissant de la rampe à l'ELU.....	84
Figure III. 43 : Diagramme de l'effort tranchant de la rampe à l'ELU.....	84
Figure III. 44 : Schéma statique de la rampe à l'ELS. ....	85
Figure III. 45 : Diagramme de moment fléchissant de la rampe à l'ELS. ....	85
Figure III. 46 : Section de calcul de la rampe. ....	85
Figure III. 47 : Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.....	87
Figure III. 48 : Schéma de ferrailage de la rampe.....	89
Figure III. 49 : Schéma statique de la poutre de la rampe.....	90
Figure III. 50 : Diagramme de moment fléchissant de la poutre de la rampe à l'ELU.....	91

Figure III. 51 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre de la rampe à l'ELU.....	91
Figure III. 52 : Diagramme de moment fléchissant de la poutre de la rampe à l'ELS.....	91
Figure III. 53 : Schéma de ferrailage de la poutre de la rampe.....	94
Figure III. 54 : Schéma de l'ascenseur.....	95
Figure III. 55 : Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.....	97
Figure III. 56 : Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	102

### *CHAPITRE IV : Etude sismique*

Figure IV. 1 : Modélisation de la structure (Vue en Plans).....	104
Figure IV. 2 : Modélisation de la structure (Vue en 3D). ....	104
Figure IV. 3 : disposition des voiles.....	107
Figure IV. 4 : Premier mode de vibration translation (y-y). ....	111
Figure IV. 5 : Deuxième mode de vibration translation (x-x).....	112
Figure IV. 6 : Troisième mode de vibration rotation (z-z).....	112
Figure IV. 7 : Spectre de réponse de calcul.....	116
Figure IV. 8 : Présentation de l'effet P- $\Delta$ sur la structure.....	125

### *CHAPITRE V : Etude des éléments principaux*

Figure V. 1 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	146
Figure V. 2 : Ferrailage de la poutre principale type 01 (Zone 01). ....	155
Figure V. 3 : Ferrailage de la poutre principale type 01 (Zone 02). ....	156
Figure V. 4 : Ferrailage de la poutre principale type 01 (Zone 03). ....	156
Figure V. 5 : Ferrailage de la poutre principale type 02 (Zone 01 et 02).....	156
Figure V. 6 : Ferrailage de la poutre principale type 02 (Zone 03). ....	157
Figure V. 7 : Ferrailage de la poutre secondaire type 01(Zone 01). ....	157
Figure V. 8 : Ferrailage de la poutre secondaire type 01 (Zone 02 et 03). ....	157
Figure V. 9 : Ferrailage de la poutre secondaire type 02 (Zone 01). ....	158
Figure V. 10 : Ferrailage de la poutre secondaire type 02 (Zone 02 et 03). ....	158
Figure V. 11 : Disposition des armatures verticales dans le voile. ....	160
Figure V. 12 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue. ....	163
Figure V. 13 : Schéma de ferrailage de voile type 01 zone I. ....	171
Figure V. 14 : Schéma de ferrailage de voile type 02 zone I. ....	171
Figure V. 15 : Schéma de ferrailage de voile type 03 zone I. ....	171
Figure V. 16 : Schéma de ferrailage de voile type 04 zone I. ....	172
Figure V. 17 : Schéma de ferrailage de voile type 05 zone III. ....	172

## *CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure*

Figure VI. 1 : les différents systèmes de fondation.....	177
Figure VI. 2 : Semelle isolée.....	178
Figure VI. 3 : Diagramme des contraintes. ....	182
Figure VI. 4 : Schéma de transmission des charges sous voiles.....	184
Figure VI. 5 : Schéma de transmission des charges sous poteaux.....	184
Figure VI. 6 : Plan de coffrage de radier nervurée.....	191
Figure VI. 7 : Diagramme de moment fléchissant de la nervure type 01 à l'ELU.....	192
Figure VI. 8 : Diagramme de l'effort tranchant de la nervure type 01 à l'ELU.....	192
Figure VI. 9 : Diagramme de moment fléchissant de la nervure type 01 à l'ELS.....	193
Figure VI. 10 : Diagramme de moment fléchissant de la nervure type 02 à l'ELU.....	194
Figure VI. 11 : Diagramme de l'effort tranchant de la nervure type 02 à l'ELU.....	194
Figure VI. 12 : Diagramme de moment fléchissant de la nervure type 02 à l'ELS.....	194
Figure VI. 13 : Schéma de ferrailage du radier en travée dans le sens X-X.....	198
Figure VI. 14 : Schéma de ferrailage du radier sur appui dans le sens X-X.....	198
Figure VI. 15 : Schéma de ferrailage du radier en travée et sur appui dans le sens Y-Y. ....	198
Figure VI. 16 : Voile périphérique.....	199
Figure VI. 17 : Ferrailage du voile périphérique.....	204

# *LISTE DES TABLEAUX*

## *CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

Tableau I. 1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$ .....	11
---	----

## *CHAPITRE II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments*

Tableau II. 1 : Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible.....	20
Tableau II. 2 : Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.....	21
Tableau II. 3 : Charges permanentes du plancher dalle pleine étage courant.....	21
Tableau II. 4 : Charges permanentes du balcon.....	22
Tableau II. 5 : Charges permanentes de mur extérieur en double cloison.....	22
Tableau II. 6 : Surcharge d'exploitation.....	22
Tableau II. 7 : Surfaces revenantes à chaque poteau.....	25
Tableau II. 8 : Descente de charge.....	28

## *CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires*

Tableau III. 1 : Tableau récapitulatif des charges appliqué sur la poutrelle.....	44
Tableau III. 2 : Les données de calcul des poutrelles.....	46
Tableau III. 3 : Tableau récapitulatif des moments aux appuis à l'ELU et à l'ELS.....	46
Tableau III. 4 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.....	46
Tableau III. 5 : Tableau récapitulatif des moments en travée à l'ELU et à l'ELS.....	46
Tableau III. 6 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des poutrelles en travée.....	47
Tableau III. 7 : Tableau récapitulatif des vérifications des poutrelles en travée à l'ELU.....	47
Tableau III. 8 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutrelle en travée à l'ELS.....	48
Tableau III. 9 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des poutrelles en appui.....	48
Tableau III. 10 : Tableau récapitulatif des vérifications des poutrelles en appui à l'ELU.....	48
Tableau III. 11 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutrelle en appui à l'ELS.....	50
Tableau III. 12 : Evaluation des charges et surcharges.....	53
Tableau III. 13 : Calcule des moments.....	53
Tableau III. 14 : Calcule de ferrailage à l'ELU.....	54
Tableau III. 15 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	56
Tableau III. 16 : Evaluation des charges de l'escalier.....	60
Tableau III. 17 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de volée 01 à l'ELU.....	63
Tableau III. 18 : Tableau récapitulatif des vérifications de volée 01 à l'ELU.....	63
Tableau III. 19 : Tableau récapitulatif des vérifications de volée 01 à l'ELS.....	64
Tableau III. 20 : Tableau récapitulatif des vérifications de volée 02 à l'ELS.....	71

Tableau III. 21 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures d'escalier à l'ELU.....	76
Tableau III. 22 : Tableau récapitulatif des vérifications d'escalier à l'ELU.....	76
Tableau III. 23 : Tableau récapitulatif des vérifications d'escalier à l'ELS. ....	77
Tableau III. 24 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière. ....	80
Tableau III. 25 : Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELU.....	80
Tableau III. 26 : Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELS. ....	81
Tableau III. 27 : Evaluation des charges de la rampe. ....	83
Tableau III. 28 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la rampe à l'ELU.....	86
Tableau III. 29 : Tableau récapitulatif des vérifications de la rampe à l'ELU.....	86
Tableau III. 30 : Tableau récapitulatif des vérifications de la rampe à l'ELS. ....	88
Tableau III. 31 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre de la rampe.....	92
Tableau III. 32 : Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre de la rampe à l'ELU....	92
Tableau III. 33 : Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre de la rampe à l'ELS. ....	93
Tableau III. 34 : Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine. ....	96
Tableau III. 35 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle machine.....	98
Tableau III. 36 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle. ....	99
Tableau III. 37 : Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS. ....	101

#### *CHAPITRE IV : Etude sismique*

Tableau IV. 1: Périodes et facteur de participation massique .....	108
Tableau IV. 2 : Vérification de l'effort normal réduit.....	109
Tableau IV. 3 : Excentricité théorique .....	109
Tableau IV. 4 : Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et les portiques .....	112
Tableau IV. 5 : Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques ..	112
Tableau IV. 6 : Valeur de pénalités.....	114
Tableau IV. 7 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens longitudinal .....	116
Tableau IV. 8 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens transversal .....	116
Tableau IV. 9 : Combinaisons des réponses modales .....	117
Tableau IV. 10 : Vérification de la résultante des forces sismiques .....	119
Tableau IV. 11 : Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	120
Tableau IV. 12 : Déplacement inter-étage dans le sens YY.....	121
Tableau IV. 13 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur .....	122
Tableau IV. 14 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ dans le sens XX.....	124
Tableau IV. 15 : Vérification de l'effet P- $\Delta$ dans le sens YY.....	124
Tableau IV. 16 : Moment de renversement.....	125

## *CHAPITRE V : Etude des éléments principaux*

Tableau V. 1 : caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans les différentes situations.....	128
Tableau V. 2 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle. ....	130
Tableau V. 3 : Ferrailage des poteaux en situation durable. ....	131
Tableau V. 4 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone. ....	133
Tableau V. 5 : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux. ....	134
Tableau V. 6 : Ferrailage transversal adopté pour les poteaux. ....	143
Tableau V. 7 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.....	143
Tableau V. 8 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS. ....	144
Tableau V. 9 : Ferrailage poutres principales. ....	148
Tableau V. 10 : Ferrailage poutres secondaires. ....	149
Tableau V. 11 : Vérification du cisaillement du béton. ....	153
Tableau V. 12 : Vérification de la flèche. ....	153
Tableau V. 13 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	154
Tableau V. 14 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	155
Tableau V. 15 : Ferrailage verticale du voile type 01. ....	165
Tableau V. 16 : Choix des barres du voile type 01. ....	166
Tableau V. 17 : Ferrailage verticale du voile type 02. ....	166
Tableau V. 18 : Choix des barres du voile type 02. ....	167
Tableau V. 19 : Ferrailage verticale du voile type 03. ....	167
Tableau V. 20 : Choix des barres du voile type 03. ....	168
Tableau V. 21 : Ferrailage verticale du voile type 04. ....	168
Tableau V. 22 : Choix des barres du voile type 04. ....	169
Tableau V. 23 : Ferrailage verticale du voile type 05(Trumeau de longueur 0,8 m).....	169
Tableau V. 24 : Choix des barres du voile type 05. ....	169
Tableau V. 25 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	170
Tableau V. 26 : Contraintes tangentielles dans les linteaux.....	173

## *CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure*

Tableau VI. 1 : Calcul des semelles filantes. ....	178
Tableau VI. 2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier.....	183
Tableau VI. 3 : Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA.....	187
Tableau VI. 4 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier. ....	189
Tableau VI. 5 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier. ....	189
Tableau VI. 6 : Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier. ....	190

Tableau VI. 7 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 1.....	192
Tableau VI. 8 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 2.....	193
Tableau VI. 9 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des nervures.....	195
Tableau VI. 10 : Tableau récapitulatif de vérification des nervures à l'ELU.....	195
Tableau VI. 11 : Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS.....	196
Tableau VI. 12 : Moment selon les deux sens.....	202
Tableau VI. 13 : Ferrailage du voile selon les deux sens.....	202
Tableau VI. 14 : Tableau récapitulatif de vérification de voile à l'ELS.....	203



---

# *Introduction générale*

---

# *Introduction générale*

La sismicité historique de l'Algérie montre que la grande partie du nord du pays, est située dans une zone exposée à des secousses sismiques d'intensité importantes, qui peuvent engendrer des dommages dans les constructions, pour cela l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...).

Les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage.

Dans le présent travail nous présenterons l'étude détaillée d'un bâtiment en R+12+Sous Sol avec un contreventement par voiles en béton armé, l'étude de ce projet est structurée en plusieurs parties :

- ✓ Le 1<sup>er</sup> chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ Le 2<sup>ème</sup> chapitre présente le pré dimensionnement des éléments (tel que les planchers, les poutres, les poteaux, et les voiles), ainsi que l'évaluation de charges.
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> chapitre présente le ferrailage des éléments non structuraux (les planchers, l'acrotère, et les escaliers).
- ✓ Le 4<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude sismique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.
- ✓ Le 5<sup>ème</sup> chapitre présente le calcul du ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- ✓ Pour le dernier chapitre, on présente l'étude des fondations suivie par l'étude du voile périphérique.

L'étude de notre projet est faite conformément aux règlements actuellement en vigueur dans notre pays :

- BAEL 91/version 99, CBA 93 (calcul des éléments en béton armé).
- RPA 99/version 2003 (règlements sismiques).
- DTR B.C2.2 (charges et surcharges applique sur la structure).

# *CHAPITRE I*

---

*Présentation de l'ouvrage et  
caractéristiques des matériaux*

---

## I.1 Présentation de l'ouvrage

### I.1.1 Implantation

Le projet que nous allons étudier consiste d'un bâtiment (R+12 avec sous-sol) à usage multiple (habitation, commercial), implanté à la wilaya de Bouira, classée comme une zone de moyenne sismicité. [1]

L'ouvrage appartient au groupe d'usage **1B** (bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes). [1] Composé de :

- Un sous-sol destiné à être comme un parking.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Un premier étage et un deuxième étage à usage administratif.
- Un troisième étage à usage commercial et administratif.
- Neuf étages à usage d'habitation.

Le site est considéré comme un site meuble (**S3**) selon le rapport de sol.

La contrainte admissible du sol :  $\overline{\sigma}_s = 2 \text{ bars.}$

Selon le RNV99 :

La wilaya de Bouira est classée comme suit :

- ✓ Catégorie de terrain : zone IV.
- ✓ Pour la neige : zone A.
- ✓ Pour le vent : zone II.

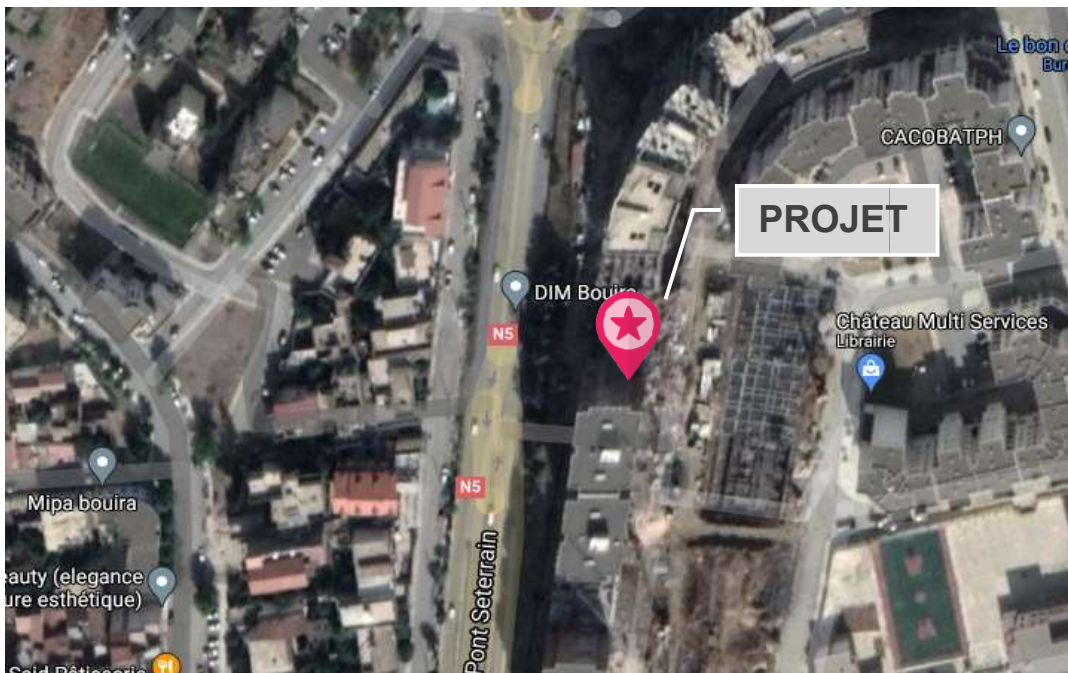


Figure I. 1: Situation de projet

### 1.1.2 Description

Le bâtiment est composé d'un sous-sol, un Rez de chaussée plus 12 étages supérieurs, La surface couverte par ce projet est de 394,2 m<sup>2</sup>, les dimensions de projet sont les suivantes :

- Longueur en plan .....20,29 m.
- Largeur en plan.....19,83 m.
- Hauteur du sous-sol.....3,40 m.
- Hauteur du RDC.....4,08 m.
- Hauteur du 1<sup>er</sup> étage.....3,40 m.
- Hauteur étage courant ..... 3,06 m.
- Hauteur totale.....44,19 m.

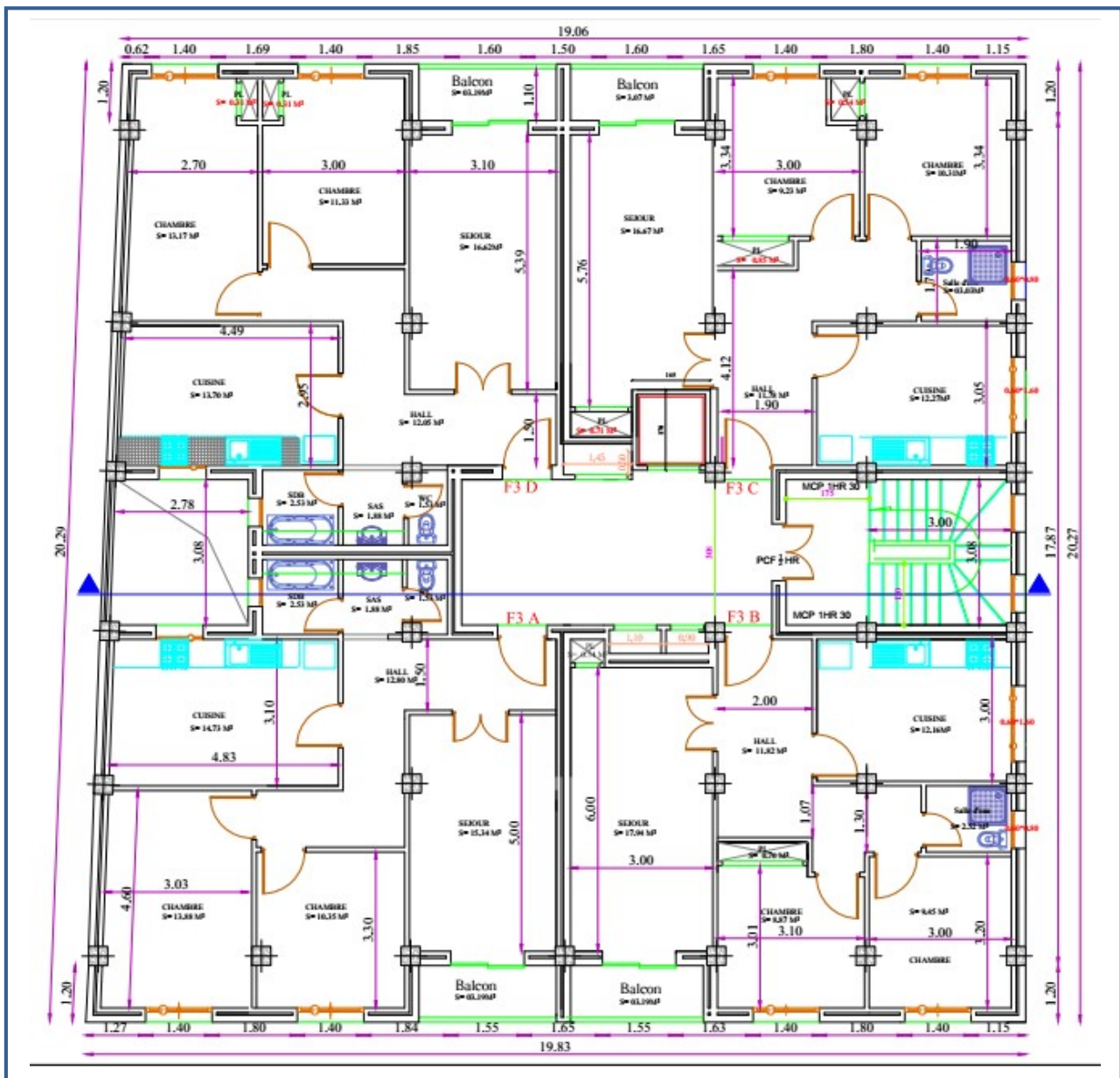


Figure I. 2 : Vue en plan d'étage courant

## **I.2 Conception de l'ouvrage**

### **a) Ossature**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

### **b) Planchers**

Nous avons opté dans ce projet pour deux types de plancher :

- Planchers en corps creux.
- Planchers en dalle pleine.

### **c) La rampe**

La circulation dans le parking est assurée par une rampe droite en dalle pleine.

### **d) Maçonnerie**

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en en double parois:
  - Parois externe en brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
  - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Parois interne en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur

### **e) Les escaliers**

On a un type d'escalier :

- L'escalier balancé : escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées.

### **f) Les ascenseurs**

Vu l'importance de cet ouvrage, la conception des ascenseurs est disponible pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

### **g) Revêtements**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers de bureau, les salles polyvalentes.
- Le plancher terrasse inaccessible sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

### **h) Les fondations**

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

## **I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux**

L'établissement d'un projet repose sur deux éléments indispensables à savoir :

- ✓ Le béton : qui est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$ .
- ✓ Les aciers : dont les caractéristiques doivent être conformes aux textes réglementaires.

### **I.3.1 Le béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa).

#### **I.3.1.1 Les constituants du béton**

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

- a) **Ciment** : Le ciment joue un rôle de liant entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et la température de cuisson du mélange.
- b) **L'eau** : L'eau doit être saine et dépourvue d'éléments corrosifs. Ainsi une attention particulière est à observer pour le dosage en eau qui doit respecter le rapport  $E / C \approx 0.45$ .
- c) **Granulats** : Les granulats comprennent les sables et les graviers :
  - **Sables** : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
  - **Graviers** : ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

### I.3.1.2 Dosage du béton

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

### I.3.1.3 Résistance mécanique du béton

#### a) Résistance du béton à la compression [2]

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée  $f_{c28}$  elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

✓ Pour des résistances :  $f_{c28} \leq 40$  MPa

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} f_{c28} \quad \text{si } J < 60 \text{ jours (I.1)} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } J > 60 \text{ jours (I.2)} \end{array} \right.$$

✓ Pour des résistances :  $f_{c28} > 40$  MPa

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{J}{1,4+0,95J} f_{c28} \quad \text{si } J \leq 28 \text{ jours (I.3)} \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } J > 28 \text{ jours (I.4)} \end{array} \right.$$

Dans notre étude nous allons choisir :  $f_{c28} = 25$  MPa

#### b) Résistance du béton à la traction [2]

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{ij}$ , est conventionnellement définie par les relations suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{(I.5)} \\ f_{ij} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \quad \text{(I.6)} \end{array} \right.$$

$$f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$$



### **I.3.1.4 Modules de déformation longitudinale**

#### **a) Module de déformation instantanée [2]**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (I.7)$$

$$E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

#### **b) Module de déformation différée**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par les formules suivantes : [2]

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 4400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa sans fumée de silice} \end{cases} \quad (I.8)$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

### **I.3.1.5 Module de déformation transversale**

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (I.10)$$

### **I.3.1.6 Coefficient de poisson**

On appelle coefficient de poisson  $\nu$  le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0,2$  : dans le cas d'état limite de service.

$\nu \cong 0$  : dans le cas d'état limite ultime. [2]

### **I.3.1.7 Les contraintes limites de calcul**

#### **a) Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) [2]**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage (figure I.3).

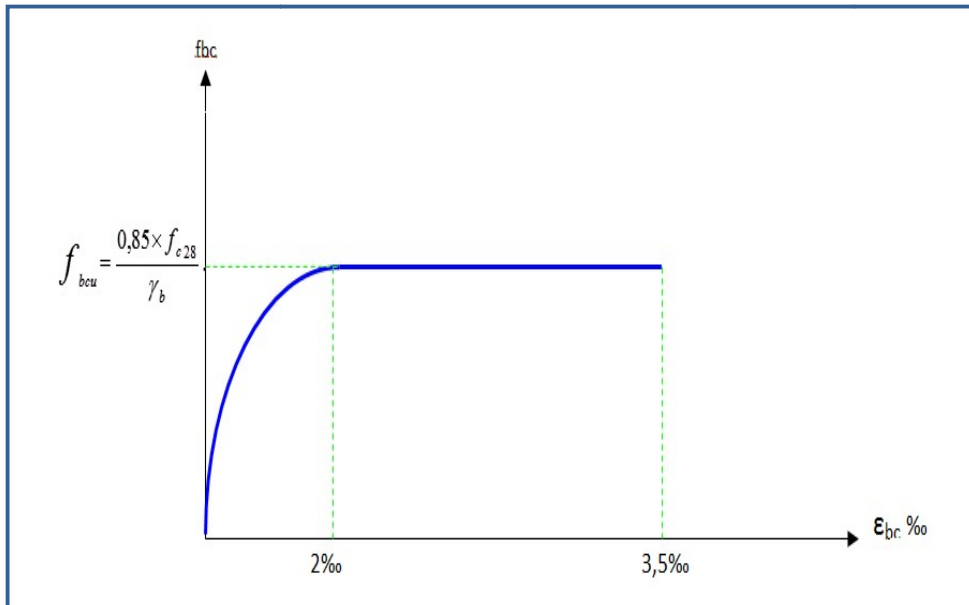


Figure I. 3 : Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELU

La contrainte limite du béton à l'ELU est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{\mu \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad (I.11)$$

Avec :

$\mu$  : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges, il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 1 \text{ si la durée est supérieure à 24h.} \\ \mu = 0,9 \text{ si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \\ \mu = 0,85 \text{ dans les autres cas.} \end{array} \right.$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ cas des situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas des situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

$\theta$  : Coefficient d'application en fonction de durée d'application de la charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ si la durée est supérieure à 24h.} \\ \theta = 0,9 \text{ si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \\ \theta = 0,85 \text{ si la durée est inférieure à 1h.} \end{array} \right.$$

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

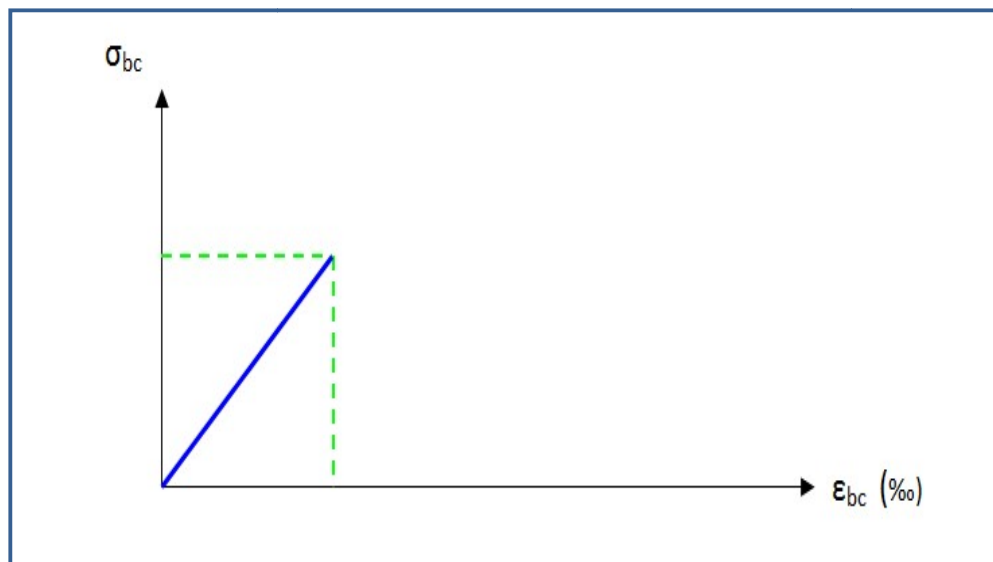
✓ Cas des situations durables :  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

✓ Cas des situations accidentelles :  $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

**b) Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) [2]**

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

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.



**Figure I. 4 : Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS**

La contrainte limite du béton à l'ELS est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad (I.12) \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**c) Contrainte de cisaillement du béton à l'ELU [2]**

✓ Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (I.13)$$

✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (I.14)$$

d) Diagramme des déformations limites de la section [2]

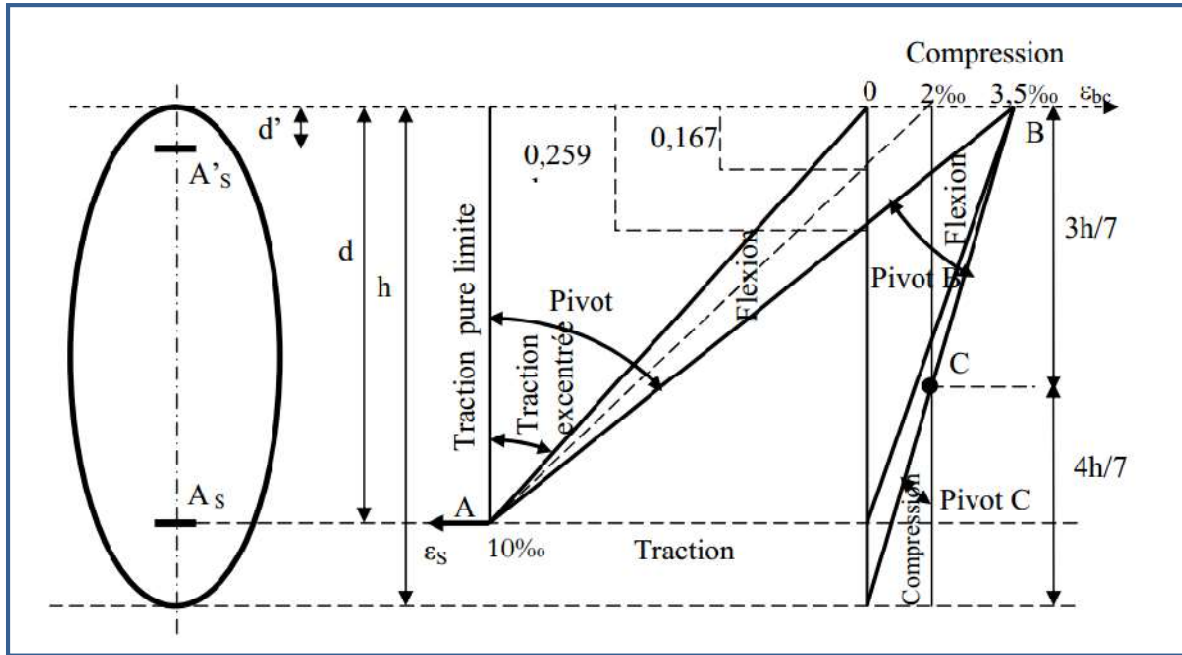


Figure I. 5 : Diagramme des déformations limites de la section « règle des trois pivots »

- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.
- **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.
- L'acier doit être reparti dans toute la section; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.
- **Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue  $\epsilon_{es} < 10\text{‰}$ , plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.
- **Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement  $\bar{\epsilon}_{bc} = 3,5\text{‰}$  de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec  $\epsilon_{es} = 10\text{‰}$  et  $\bar{\epsilon}_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ .
- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance  $y = \alpha \times AB$  de la fibre la plus comprimée avec  $\alpha \times AB = 3,5/(10+3,5) = 0,259$  ; la flexion simple ou composée avec  $0 \leq \alpha \leq 0,259$  admet le pivot A.
- Le cas particulier où  $\epsilon_{es} = 10\text{‰}$  et  $\bar{\epsilon}_{bc} = 2\text{‰}$  correspond à  $\alpha = 2/(10+2)$  donc :  $\alpha = 0,167$ .
- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter  $\epsilon_{bc}$  au delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer  $\sigma_s$  la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :  $\epsilon_{es} = 0$  ;  $\alpha = y/d$  varie de 0,259 à 1.
- La flexion simple ou composée avec armature tendues avec  $0,259 \leq \alpha \leq 1$  admet le pivot B.

- Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec  $1 \leq \alpha \leq h/d$  admet le pivot B.
- **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser  $\epsilon_{bc} = 2\%$ .

**En résumé**

- ✓ **Pivot A** : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- ✓ **Pivot B** : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- ✓ **Pivot C** : Compression simple ou composée.

**I.3.2 L'acier de ferrailage**

**I.3.2.1 Définition**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux type d'acier :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- ✓ Acier durs pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$  [2]

**I.3.2.2 Caractéristiques mécaniques**

*Tableau I. 1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie fe*

Type	Nuance	$F_c(\text{MPa})$	Emploi
<b>Ronds lisses</b>	$F_cE22$	215	Emploi courant.
	$F_cE24$	235	Epingle de levage des pièces préfabriquées
<b>Barres HA Type 1 et 2</b>	$F_cE40$	400	Emploi courant.
	$F_cE50$	500	
<b>Fils tréfiles HA Type 3</b>	$F_cTE40$	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	$F_cTE50$	500	
<b>Fils tréfiles lisses Type 4</b>	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

I.3.2.3 Contraintes limites

a) *Etat limite ultime*

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

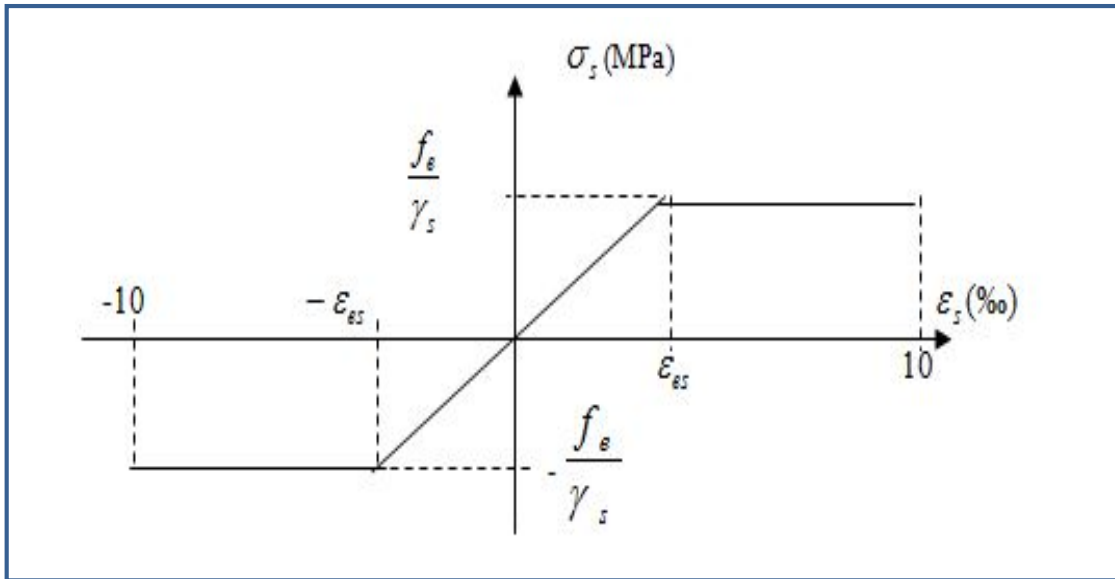


Figure I. 6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

Telle que :

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (I.15)$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (I.16)$$

Avec :

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situation durable.} \end{array} \right.$$

b) *Etat limite de service* [2]

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} \leq f_e \text{ pas de limitation.} \\ \text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min [(2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}] \\ \text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min [0,5f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}] \end{array} \right\} \quad (I.17)$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 : \text{pour des rondes lisse (RL)} \\ \eta = 1,6 : \text{pour les hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm (HA)} \end{array} \right.$$

#### **I.4 Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul à l'ELU sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : [2]

$$1,35 G + 1,5 Q \quad (\text{I.18})$$

Les sollicitations de calcul à l'ELS sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G + Q \quad (\text{I.19})$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \quad (\text{I.20}) \\ 0,8G \pm E \quad (\text{I.21}) \\ G + Q \pm 1,2 E \quad (\text{I.22}) \end{array} \right.$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

E : effort sismique.

# ***CHAPITRE II***

---

***Descente des charges et  
pré dimensionnement des éléments***

---



## **II.1 Introduction**

L'étude du pré dimensionnement nous permet de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du **RPA99/V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

## **II.2 Pré dimensionnement des planchers**

Notre structure comporte deux types de planchers :

- ✓ Les planchers en corps creux à usage multiples.
- ✓ Les planchers dalles pleines (balcon et plancher sous sol).

### **II.2.1 Plancher à corps creux**

Les nombreux types existants sont généralement constitués de deux éléments préfabriqués, le système porteur formé par des poutrelles et le remplissage constitué par des corps creux (hourdis) d'où l'appellation de plancher à corps creux. Ces dalles ont un point commun qui est la dalle de compression. On pose à un intervalle régulier des poutrelles de béton armé (coulées sur place ou préfabriquées), On remplit l'intervalle par des entrevous en béton et après la pose des armatures de répartition (treillis soudés), on procède au bétonnage de la partie supérieure « table de compression de 4 à 5 cm » Les poutrelles sont mises en place parallèlement à la plus petite portée (sens poutres secondaires).

#### **II.2.1.1 Résistance au feu**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

$e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

Soit :  $e = 11\text{cm}$

$e = 17,5\text{ cm}$  pour un coupe-feu de quatre heures.

#### **II.2.1.2 Condition 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. [3]

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

#### **II.2.1.3 Résistance à la flexion**

La résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e > \frac{\text{Min}(L_{x.\text{max}}, L_{y.\text{max}})}{22,5}$$

On a :  $L_{x,max} = 3,76$  m

Donc :  $e > \frac{376}{22,5} = 16,71$  cm Soit :  $e = 20$  cm

$$e = \max \{11, 15, 20\} \text{ (cm)}$$

Avec : ht = (16+4) : d = 16cm (hauteur du corps creux)

e = 4 cm (hauteur de la dalle de compression).

#### II.2.1.4 Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite : [2]

On prend  $L_n = 65$  cm la distance entre axes des poutrelles.

$$\text{Et : } b_1 = \text{Min} \left( \frac{L_n}{2} ; \frac{L_{x,max}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right)$$

$h_0$  : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

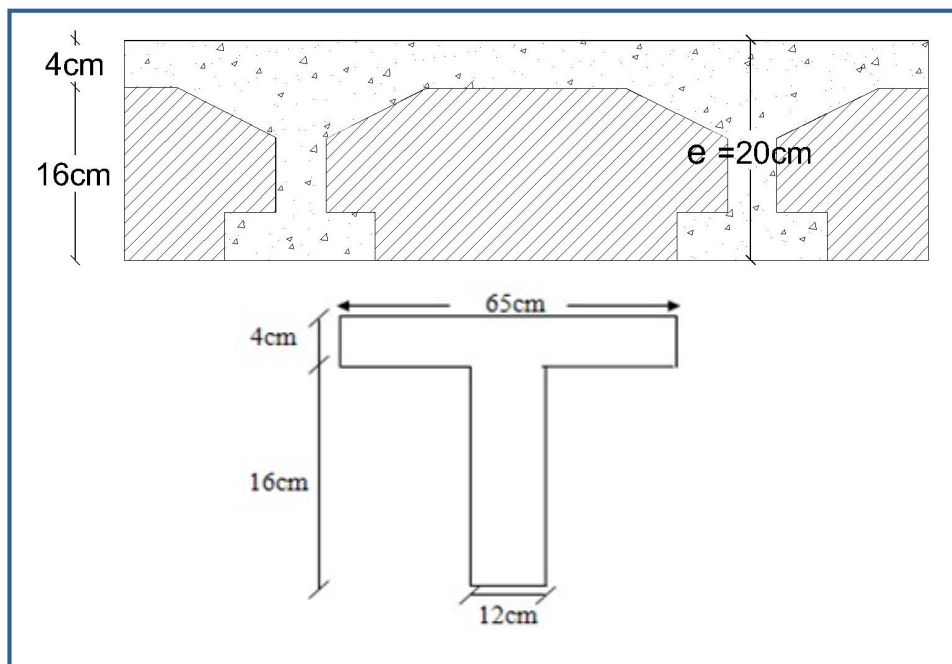
$L_{x,max}$  : la portée maximale de la poutrelle = 3,81 m.

$$\text{D'où } b_1 = \text{Min} (32,5 ; 37,6 ; [24,32])$$

$$\text{Donc } 24 < b_1 < 32$$

On prend  $b_1 = 26,5$  cm.

$$\text{Donc : } b_0 = L_n - 2b_1 = 12 \text{ cm.}$$



**Figure II. 1 : Dimension de plancher corps creux**

## II.2.2 Plancher dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan, elles reposent sur deux, trois ou quatre appuis.

### II.2.2.1 Plancher sous sol

Afin d'avoir une bonne isolation entre le sous sol « parking » et l'étage supérieur « RDC » et en plus des exigences de la protection civile on adopte pour un plancher en dalle pleine.

En plus des conditions de coupe-feu et d'isolation phonique l'épaisseur est déterminée comme suit : [2]

La dalle reposant sur 02 appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

La dalle reposant sur 03 ou 04 appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

$L_x$  : la petite portée du panneau le plus sollicité.

$L_x = 3,81 = 381 \text{ cm}$ .

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies \frac{381}{50} \leq e \leq \frac{381}{40}$$

$$7,62 \text{ cm} \leq e \leq 9,525 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la dalle pleine est :  $e = 15 \text{ cm}$

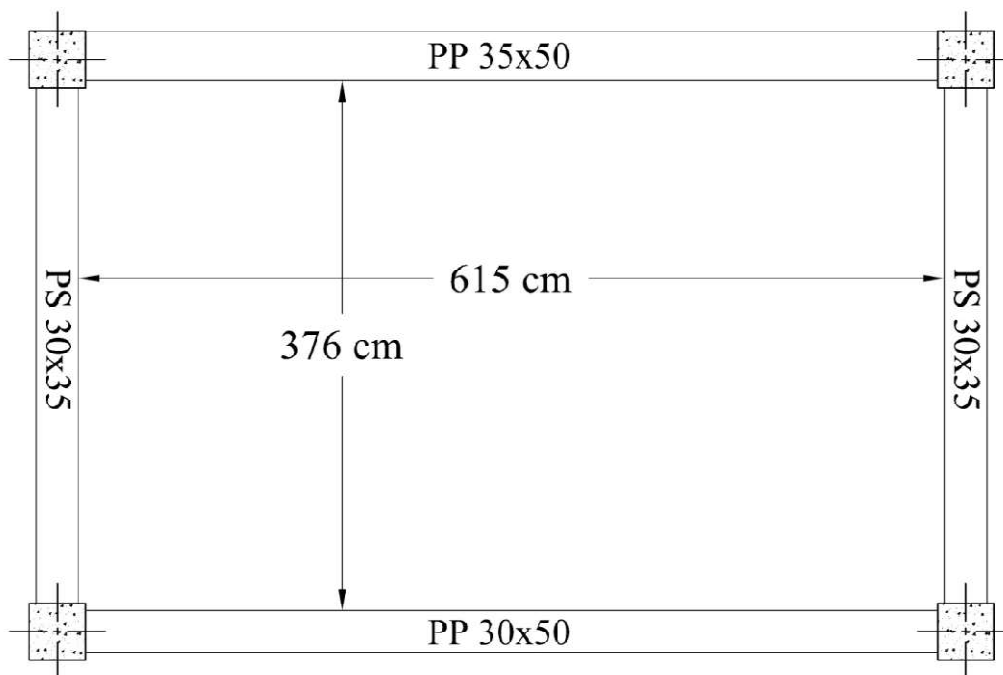


Figure II. 2 : Dimension du la dalle la plus sollicité

### II.2.2.2 Pré dimensionnement des balcons [2]

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encadrée dans une extrémité et libre dans l'autre.

La portée du balcon est de 1,2 m.

Selon le **BAEL91** :

- condition de flèche :

$$e > \frac{L_{max}}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

- condition de sécurité :

$$e \geq 5 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $e = 15 \text{ cm}$

### II.3 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, leur rôle est de transmettre les charges verticales ramenées par les planchers aux poteaux.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par le **BAEL 91révisée 99** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**. [1]

Selon BAEL91/99 :	{	$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$ $0,3 h < b < 0,8 h$	Avec :	{	$L$ : travée de la poutre. $h$ : Hauteur de la poutre. $b$ : Largeur de la poutre.
Selon RPA 99 /2003 :	{	$b \geq 20 \text{ cm}$ $h \geq 30 \text{ cm}$ $\frac{h}{b} \leq 4$			

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types de poutres :

#### II.3.1 Les poutres principales (sens porteur)

On a :  $L_{max} = 6,09 \text{ m}$

Donc  $\frac{609}{15} < h < \frac{609}{10} \quad \Rightarrow \quad 40,6 \text{ cm} < h < 60,9 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h = 50 \text{ cm}$

Et  $0,3 \times 50 < b < 0,8 \times 50 \quad \Rightarrow \quad 15 \text{ cm} < b < 40 \text{ cm} \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/2003 : [1]

- ✓  $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- ✓  $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
- ✓  $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1,67 < 4$  Les conditions du **RPA99/2003** sont vérifiées.

Donc on opte des poutres principales de section : **(30x50) cm**

**II.3.2 Les poutres secondaires (sens non porteur)**

On a :  $L_{max} = 3,66 \text{ m}$

Donc  $\frac{366}{15} < h < \frac{366}{10} \implies 24,4 \text{ cm} < h < 36,6 \text{ cm}$  On prend :  $h = 35 \text{ cm}$

Et  $0,3 \times 35 < b < 0,8 \times 35 \implies 10,5 \text{ cm} < b < 28 \text{ cm}$  On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/2003 : [1]

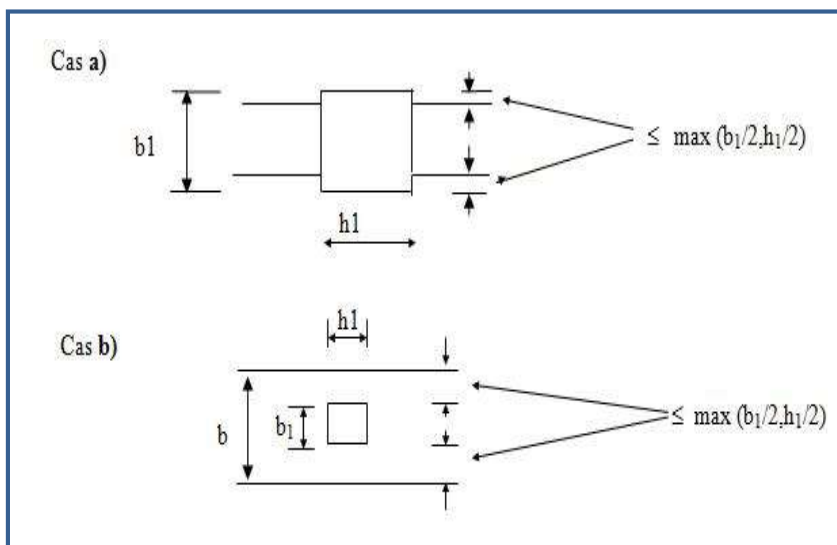
- ✓  $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- ✓  $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
- ✓  $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4$  Les conditions du **RPA99/2003** sont vérifiées.

Donc on opte des poutres principales de section : **(30x35) cm**

**Remarque :** Pour les poutres de rive la condition de largeur des poutres n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la largeur des poutres principales et secondaires (de rive).

$$b_1 - b \leq \max\left(b_1/2 ; h_1/2\right) = 70/2 = 35 \text{ cm}$$

On prendre :  **$b = 35 \text{ cm}$**



**Figure II. 3 : Dimensions à respecter par les poutres**

## II.4 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :  $L$  : porté du voile.

$a$  : épaisseur du voile

Le RPA 99 / version 2003 (§7.7.1), exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. [1]

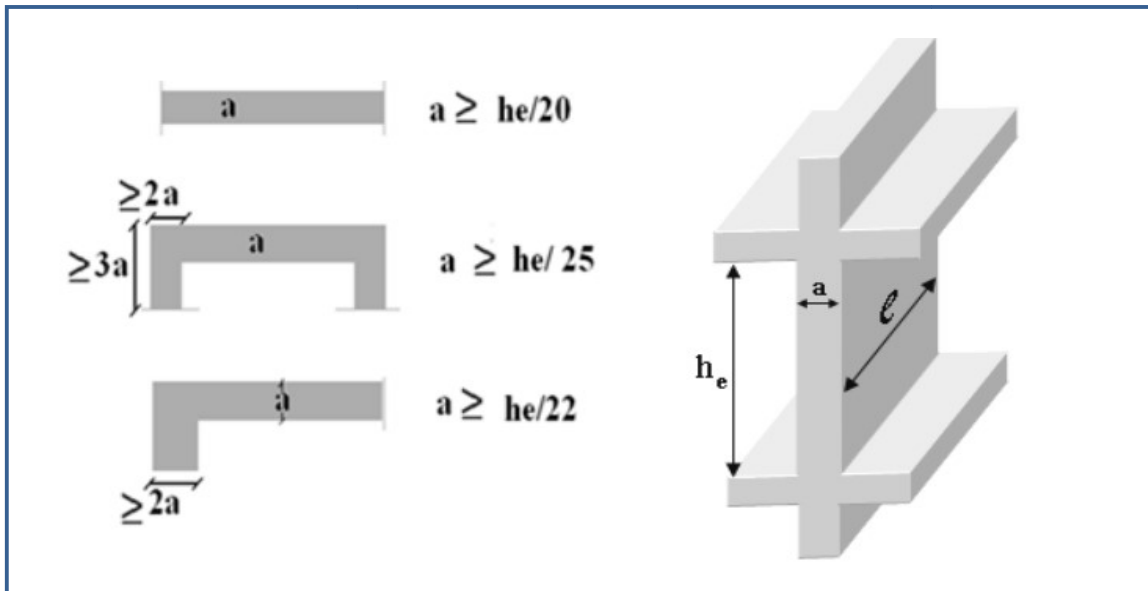


Figure II. 4 : Pré dimensionnement des voiles

- Pour les voiles à abouts libres :  $a \geq \text{Max} \left[ \frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right]$
- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :  $a \geq \text{Max} \left[ \frac{h_e}{25}, 15 \text{ cm} \right]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :  $a \geq \text{Max} \left[ \frac{h_e}{22}, 15 \text{ cm} \right]$

Pour notre cas, on va utiliser le premier type (cas le plus défavorable) avec :

$$h_e = 3,78 \text{ m.}$$

$$\text{Et } a \geq \text{Max} \left( \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right)$$

$$\text{Donc : } a \geq \text{Max} \left( \frac{378}{20}; 15 \text{ cm} \right) = 18,9 \text{ cm.}$$

Alors on adopte pour tous les niveaux un voile de :  $a = 20 \text{ cm}$

## **II.5 Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations**

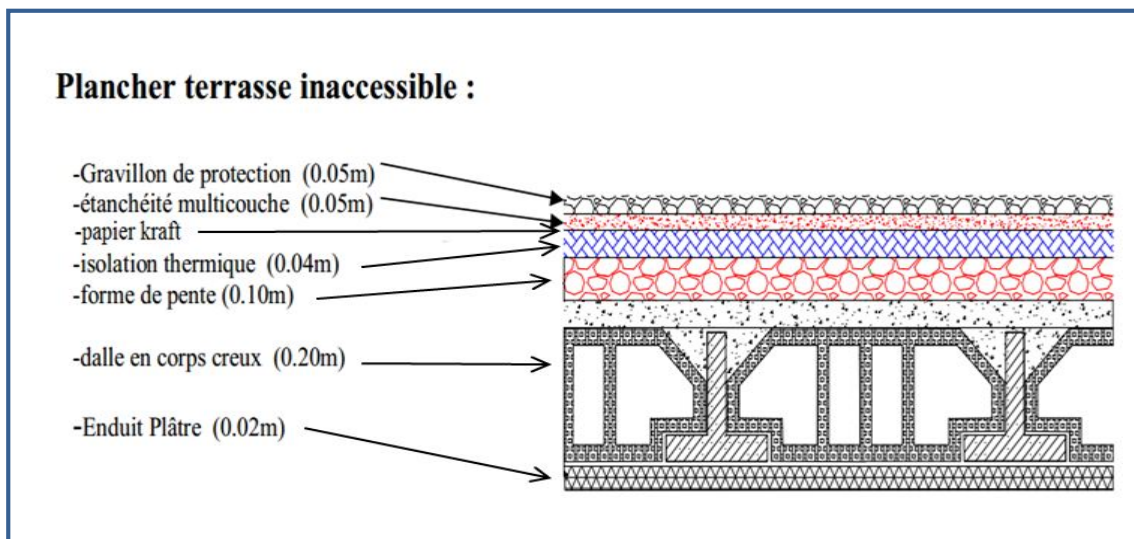
L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

### **II.5.1 Plancher terrasse inaccessible (corps creux)**

La terrasse est une zone inaccessible et réalisée en plancher corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

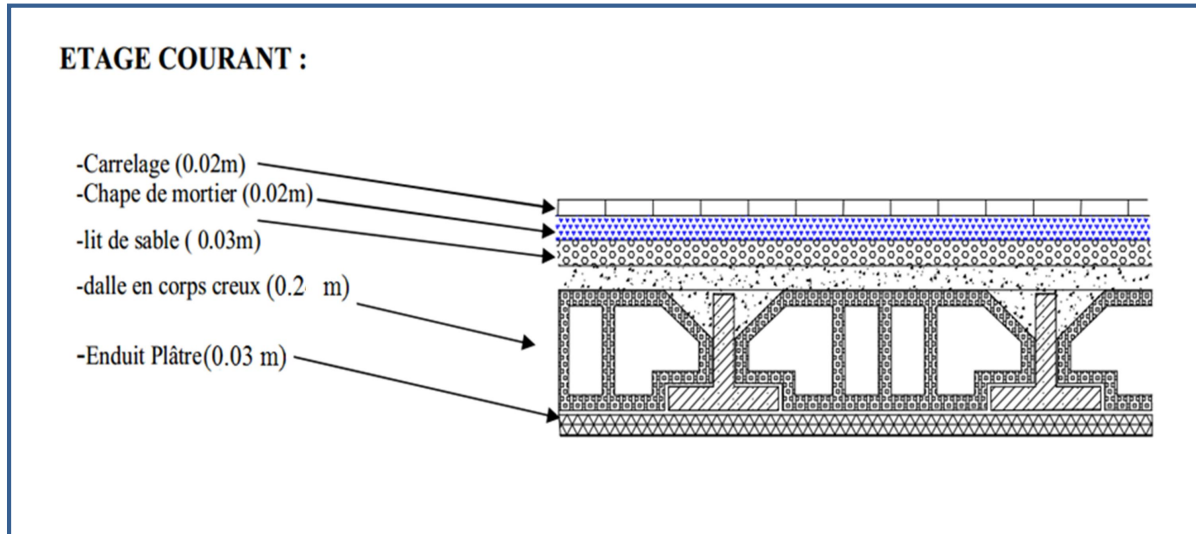


*Figure II. 5 : Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible*

*Tableau II. 1 : Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible*

<b>Eléments constituants</b>	<b>Masse volumique (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Masse surfacique (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Gravillon de protection.	16	0,05	0,8
Couche de papier kraft	/	2 feuilles	0,5
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Forme de pente 1%	22	0,1	2,2
Dalle en corps creux	/	16+4	2,8
Enduit plâtre	10	0,03	0,3
<b>Total</b>			<b>6,88</b>

**II.5.2 Plancher étage courant (corps creux)**



*Figure II. 6 : Détail de plancher corps creux étage courant*

*Tableau II. 2 : Charges permanentes du plancher corps creux étage courant*

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage.	22	0,02	0,44
Lit de sable.	18	0,03	0,54
Chape de ciment.	20	0,02	0,4
Plancher corps creux.	/	16+4	2,8
Enduit en plâtre.	10	0,03	0,30
Cloison de séparation.	/	/	1
<b>Total</b>			<b>5,48</b>

**II.5.3 Plancher étage courant en dalle pleine**

*Tableau II. 3 : Charges permanentes du plancher dalle pleine étage courant*

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage.	22	0,02	0,44
Lit de sable.	18	0,03	0,54
Chape de ciment.	20	0,02	0,4
Plancher dalle pleine.	25	15	3,75
Enduit en plâtre.	10	0,03	0,30
Cloison de séparation.	/	/	1
<b>Total</b>			<b>6,43</b>



**II.5.4 Balcon**

*Tableau II. 4 : Charges permanentes du balcon*

<b>Eléments constituants</b>	<b>Masse volumique (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Masse surfacique (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Carrelage.	22	0,02	0,44
Lit de sable.	18	0,03	0,54
Chape de ciment.	20	0,02	0,4
Plancher dalle pleine.	25	15	3,75
Enduit de ciment.	18	0,03	0,54
Garde corps.	/	/	1
<b>Total</b>			<b>6,67</b>

**II.5.5 Mur extérieur (double cloison)**

*Tableau II. 5 : Charges permanentes de mur extérieur en double cloison*

<b>Eléments constituants</b>	<b>Masse volumique (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Masse surfacique (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Enduit extérieur en ciment.	18	0,02	0,36
Briques creuses.	/	0,15	1,30
Briques creuses.	/	0,10	0,90
Enduit intérieur en ciment.	18	0,02	0,36
<b>Total</b>			<b>2,92</b>

**II.5.6 Surcharges d'exploitation**

*Tableau II. 6 : Surcharge d'exploitation*

<b>Désignation</b>	<b>Masse surfacique (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Terrasse inaccessible.	1,00
Étage courant.	1,50
Balcon.	3,5
Bureaux.	2,50
Parc de stationnement.	2,50
Commerce.	2,50

## II.6 Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de 1 cm sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

### II.6.1 La formule générale

On a :

$$N_u \leq \alpha \left[ \beta_r \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right]$$

On prend A la section minimale d'acier imposé par l'ARP qui égale à 0,8%B<sub>r</sub> en zone IIa.

Donc :

$$B_r \geq \frac{k N_u}{\frac{\alpha f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{0,8\alpha f_e}{100\gamma_s}}$$

Tel que :

$$\left. \begin{array}{l} k = 1,10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ k = 1,2 \text{ et} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{tj} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right\} \text{ Si plus de la majeure partie des charges sont} \\ \text{appliquée avant 28 jours.}$$

B<sub>r</sub>: Section réduite du poteau (en cm<sup>2</sup>).

f<sub>c28</sub>: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

Pour notre cas on a f<sub>c2</sub> = 25 MPa.

γ<sub>b</sub>: Coefficient de sécurité dans le béton, γ<sub>b</sub> = 1,5

f<sub>e</sub>: Limite d'élasticité de l'acier, f<sub>e</sub> = 400MPa

γ<sub>s</sub>: Coefficient de sécurité dans l'acier, γ<sub>s</sub> = 1,15

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui définit comme suite :

Si  $\lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

Si  $50 < \lambda < 70 : \beta = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$

Et :  $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$  avec « a » : est le plus petit coté

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à  $\lambda = 35$ , (pour avoir une stabilité vis à vis le flambement).

D'où :  $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2$

Donc :  $\alpha = \frac{0,85}{\beta} = 0,71$

D'où :  $B_r \geq \frac{1 \times N_u \times 10}{\frac{0,71 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,8 \times 0,71 \times 400}{100 \times 1,15}} = 0,66 N_u \text{ cm}^2$  (avec  $N_u$  en kN)

On adopte des poteaux carrée donc nous avons :

$$a = b = 2 + \sqrt{B_r}$$

**II.6.2 Loi de dégression de charge**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage jusqu'à 0,5Q sauf le dernier et l'avant-dernier niveau. [2]

Sous toiture..... Q<sub>0</sub>

Sous dernier étage..... Q<sub>0</sub> + Q<sub>1</sub>

Sous étage immédiatement -Etage (2) : Q<sub>0</sub>+ 0,9 Q<sub>1</sub>+0,8 Q<sub>1</sub>

-Etage (3) : Q<sub>0</sub>+0,9 Q<sub>1</sub>+0,8 Q<sub>1</sub> +0,7 Q<sub>1</sub>

-Etage (4) : Q<sub>0</sub>+0,9 Q<sub>1</sub>+0,8 Q<sub>1</sub> +0,7 Q<sub>1</sub>+0,6 Q<sub>1</sub>

-Etage (5) : Q<sub>0</sub>+0,9Q<sub>1</sub>+0,8Q<sub>1</sub> +0,7Q<sub>1</sub>+0,6Q<sub>1</sub>+0,5Q<sub>1</sub>

.....

- Etage (n) : Q<sub>0</sub>+0,9Q<sub>1</sub>+0,8Q<sub>1</sub>+0,7Q<sub>1</sub>+0,6Q<sub>1</sub>+0,5Q<sub>1</sub>+...+0,5Q<sub>1</sub> [2]

**II.6.3 Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau**

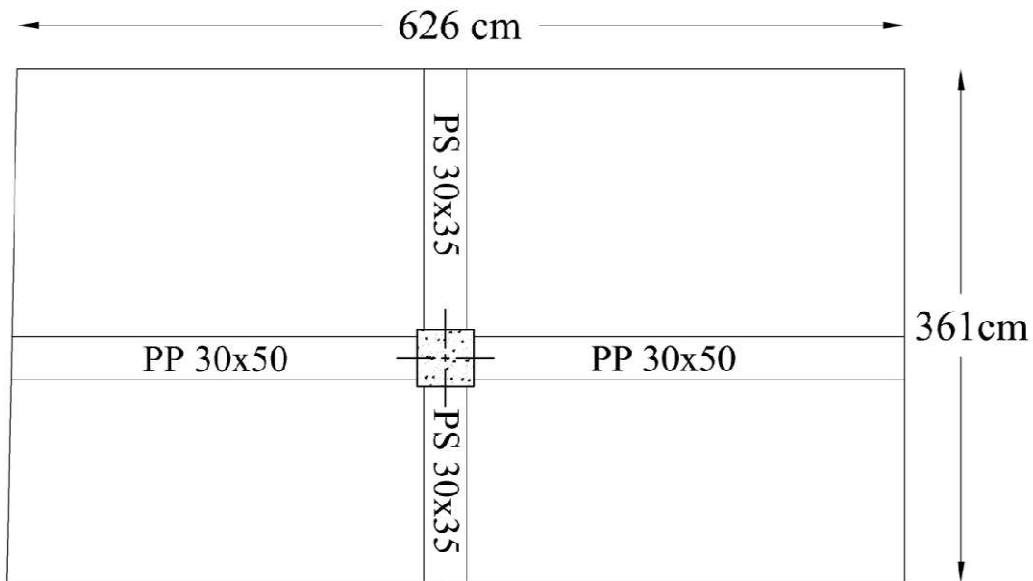
- ✓ Pour tenir compte du problème de continuité on doit majorer la surface de 15% pour les poteaux centraux et de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas d'une poutre comportant au moins 3 travées (dans le cas des poteaux de rives on n'a pas besoin de majorer la surface).
- ✓ Pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres on doit majorer la charge surfacique au niveau des planchers terrasses et étage courant de 10 %. [2]

*Tableau II. 7 : Surfaces revenantes à chaque poteau*

<b>Poteau central</b>	Surface (m <sup>2</sup> )	Surface majorée (m <sup>2</sup> )	<b>Poteau de rive</b>	Surface (m <sup>2</sup> )	<b>Poteau d'angle</b>	Surface (m <sup>2</sup> )
<b>C-2</b>	22,21	24,43	<b>A-2</b>	11,84	<b>A-1</b>	6,19
<b>C-3</b>	21,22	23,34	<b>A-3</b>	11,19	<b>A-6</b>	10,83
<b>C-4</b>	20,67	22,74	<b>A-4</b>	10,80	<b>G-1</b>	5,74
<b>C-5</b>	22,63	<b>24,90</b>	<b>A-5</b>	11,70	<b>G-6</b>	6,14
<b>E-2</b>	16,50	19,98	<b>B-1</b>	10,62	/	/
<b>E-3</b>	15,91	18,30	<b>C-1</b>	10,29	/	/
<b>E-4</b>	15,68	18,03	<b>C-6</b>	21,31	/	/
<b>E-5</b>	17,32	19,92	<b>D-1</b>	10,37	/	/
<b>F-2</b>	10,87	11,96	<b>E-1</b>	10,20	/	/
<b>F-3</b>	10,48	11,53	<b>E-6</b>	16,48	/	/
<b>F-4</b>	10,33	11,36	<b>F-1</b>	10,16	/	/
<b>F-5</b>	11,41	12,55	<b>F-6</b>	10,85	/	/
/	/	/	<b>G-2</b>	6,14	/	/
/	/	/	<b>G-3</b>	5,93	/	/
/	/	/	<b>G-4</b>	5,84	/	/
/	/	/	<b>G-5</b>	6,45	/	/

Donc : Le poteau le plus sollicité est (**C-5**) à une surface : **S = 24,90 m<sup>2</sup>**

- Comme il est recommandé par le RPA que les poteaux aient la même section pour chaque niveau, donc on dimensionne tous les poteaux par cette section (S<sub>maj</sub>).



**Figure II. 7 :** Section appliqué sur le poteau calculer

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

#### Charge Permanente

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente

S: surface offerte.

#### Charge d'exploitation

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression des charges)

S : surface offerte.

#### Calcul de la charge limite ultime $N_{ul}$

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

L'article 7.4.1 du **RPA99/V2003** exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

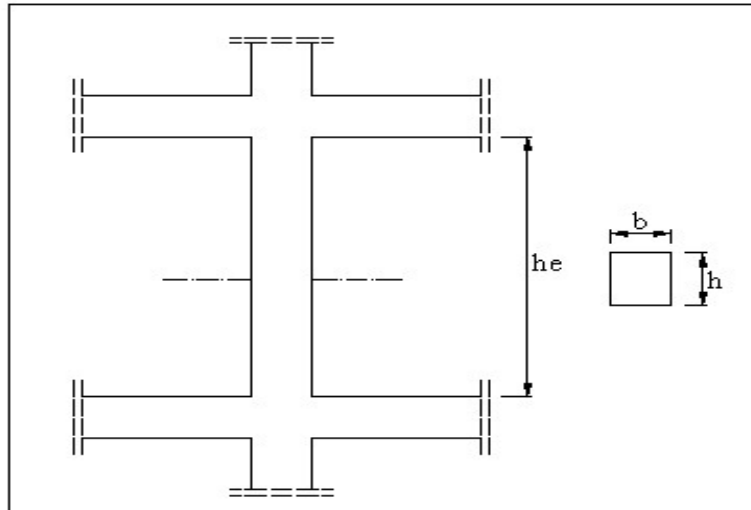
Pour la zone **IIa** on a : [1]

- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq h_c/20$
- ✓  $1/4 < b/h < 4$

Et d'autre part, **ART 7.4.3.1 du RPA 99** outre les vérifications prescrit par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante : [1]

$$v = \frac{N_u}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

$B_c$  : l'air brut de la section de béton.



**Figure II. 8:** Coffrage des poteaux

Les résultats des efforts revenants aux poteaux et les sections de ce dernier et la vérification du **RPA** sont représentées dans le tableau suivant :

*Tableau II. 8 : Descente de charge*

Niveau	$G_{\text{plancher}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$G_{\text{planmaj}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN)	$S_d^{\text{influence}}$ (m <sup>2</sup> )	$N_U$ (KN/m <sup>2</sup> )	$N_{\text{cum}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$N_{\text{cum}} \times S$	Br (cm) <sup>2</sup>	a (cm)	Bc (a×a) cm <sup>2</sup>	$V$ ≤ 0,30
<b>Terrasse</b>	6,88	7,57	1	24,9	11,72	-	-	-	-	-	-
<b>12</b>	5,48	6,03	1,5	24,9	10,39	11,72	291,82	192,60	15,88	<b>(40×40)</b>	0,073
<b>11</b>	5,48	6,03	1,35	24,9	10,17	22,11	550,54	363,36	21,06	<b>(40×40)</b>	0,14
<b>10</b>	5,48	6,03	1,2	24,9	9,94	32,28	803,66	530,42	25,03	<b>(45×45)</b>	0,16
<b>09</b>	5,48	6,03	1,05	24,9	9,72	42,22	1051,18	693,78	28,34	<b>(45×45)</b>	0,21
<b>08</b>	5,48	6,03	0,9	24,9	9,49	51,93	1293,09	853,44	31,21	<b>(50×50)</b>	0,21
<b>07</b>	5,48	6,03	0,75	24,9	9,27	61,42	1529,42	1009,41	33,77	<b>(50×50)</b>	0,24
<b>06</b>	5,48	6,03	0,75	24,9	9,27	70,69	1760,12	1161,68	36,08	<b>(55×55)</b>	0,23
<b>05</b>	5,48	6,03	0,75	24,9	9,27	79,95	1990,83	1313,95	38,25	<b>(55×55)</b>	0,26
<b>04</b>	5,48	6,03	0,75	24,9	9,27	89,22	2221,54	1466,22	40,29	<b>(60×60)</b>	0,25
<b>03</b>	5,48	6,03	1,25	24,9	10,02	98,48	2452,25	1618,49	42,23	<b>(60×60)</b>	0,27
<b>02</b>	5,48	6,03	1,25	24,9	10,02	108,50	2701,64	1783,08	44,23	<b>(65×65)</b>	0,26
<b>01</b>	5,48	6,03	1,25	24,9	10,02	118,52	2951,02	1947,68	46,13	<b>(65×65)</b>	0,28
<b>RDC</b>	6,43	7,07	1,25	24,9	11,2	128,53	3200,41	2112,27	47,96	<b>(70×70)</b>	0,26
<b>S/SOL</b>	-	-	-	-	-	139,95	3484,76	2299,94	49,96	<b>(70×70)</b>	0,28

### II.6.4 Vérification de la section de poteau vis-à-vis des conditions exigées par l'ARP99

L'article (7.4.1) de RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux pour la zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12,8 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées.

### II.6.5 Vérification du poteau au flambement

Les poteaux les plus défavorable ce sont les poteaux de façade (de rive) du niveau RDC parce qu'ils sont les plus élancée (voir plan d'architecture).

#### ✓ Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{70 \times 70^3}{12} = 2000,83 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

#### ✓ Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{2000,83 \times 10^3}{70 \times 70}} = 20,21 \text{ cm.}$$

#### ✓ Elancement mécanique

$$\text{On a : } l_f = k \times h_0$$

Avec :

-  $l_f$  : longueur de flambement.

-  $h_0 = 7,48$  m (la longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives).

-  $k = 0,7$  : Pour le poteau central d'un bâtiment à étage multiple encré directement dans les fondations ou assemblé a des poutres de plancher.

$$\lambda = \frac{0,7 \times 748}{20,21} = 25,91 < 70 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



# ***CHAPITRE III***

---

*Etude des éléments secondaires*

---

### III.1 Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments, des éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement et des éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Pour les éléments secondaires leur étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

### III.2 Etude de l'acrotère

#### III.2.1 Définition

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.

#### III.2.2 Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère

✓ Surface de l'acrotère :

$$S = \left( \frac{0,05 \times 0,05}{2} \right) + (0,05 \times 0,05) + (0,55 \times 0,10) = 0,059 \text{ m}^2$$

✓ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,059 = 1,48 \text{ kN/ml}$$

✓ Revêtement en ciment ( $e = 2\text{cm}$ ) :

$$G_r = 18 \times 0,02 (0,55 + 0,10 + 0,071 + 0,05 + 0,05 + 0,45)$$

$$G_r = 0,46 \text{ kN/ml}$$

$$G_{totale} = G_r + G = 1,94 \text{ kN/ml}$$

✓ Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml} = 1 \times 1 \text{ ml}$

$Q = 1 \text{ kN}$  (Surcharge due à la main courante)

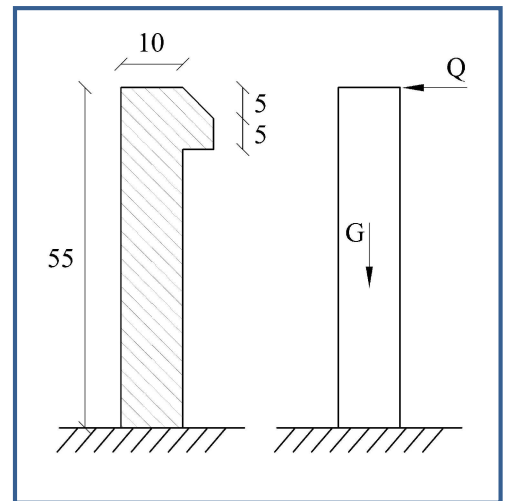


Figure III. 1 : Schéma de l'acrotère

L'acrotère est soumis à son poids propres plus une charge horizontale égale au maximum entre la main courante et la force sismique.

D'après le RPA99/2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : [1]

$$F_p = 4C_p \times A \times W_p$$

Avec :

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

$C_p$ : facteur de force horizontale = 0,8

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère 1,94 kN/ml

$A$  : coefficient d'accélération de la zone A = 0,20

D'où  $F_p = 4 \times 0,8 \times 1,94 \times 0,2 = 1,24 \text{ kN}$

On a  $F_p > Q = 1 \text{ kN}$  donc on prend  $F_p$  comme charge horizontale au lieu de main courante.

Charge permanente :  $G = 1,94 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1,24 \text{ kN/ml}$

### III.2.3 Calcul des moments

$$N_u = 1,35 \times G = 2,62 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times H = 1,02 \text{ kN.m}$$

$$N_{ser} = G = 1,94 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 0,68 \text{ kN.m}$$

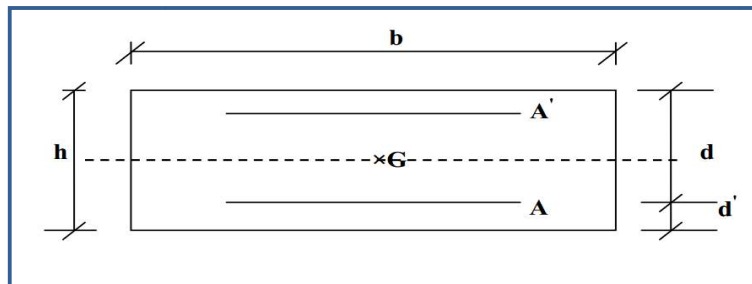


Figure III. 2 : Section de calcul d'acrotère

Avec :

$h$  : Epaisseur de la section : 10 cm

$b$  : Largeur de la section : 100 cm

$c$  et  $c'$ : Enrobage : 2 cm

$d = h - c$  : Hauteur utile = 8 cm

### III.2.4 Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion composée pour la section  $b = 100 \text{ cm}$  et  $d = 8 \text{ cm}$

#### a) Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,02}{2,62} = 38,93 \text{ cm}$$

$$e \notin [A_s, A'_s] = [-3, +3] \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_1$ ) qui égale à :

$$M_1 = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,1 \text{ kN.m}$$

#### b) Moment réduit ( $\mu_u$ ) :

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = \frac{1,1 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,012$$

#### ✓ Calcul de $\mu_l$ :

On a :  $f_e E 400$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1,15} = 1,739 \text{ ‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668$$

$$\text{donc : } \mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$$

$$\mu_u = 0,012 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ( $A_s' = 0$ )

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha.d.b.f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,015 \times 100 \times 8 \times 14,17}{348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,39 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0,39 - \frac{2,62 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,32 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non fragilité [2]**

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t2}$  : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c2} = 2,1 \text{ MPa}$$

Donc :  $A_{min} \geq 0,97 \text{ cm}^2$

Donc on adopte  $A_s = 5 \times HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de :  $20 \text{ cm}$ .

**III.2.5 Vérification au cisaillement [2]**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Donc :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$

Et :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$V_u$ : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1,5Q = 1,86 \text{ kN/ml}$$

Donc :  $\tau_u = \frac{1,86 \times 10}{100 \times 8} = 0,023 \text{ MPa}$

D'où  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  **condition vérifiée.**

Donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

**III.2.6 Vérification de Contrainte d'adhérence [2]**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a  $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1,5$  on prend  $\bar{\Psi}_s = 1,5$

D'où  $\bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\text{on a : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues .

Donc :

$$\sum U_i = 5 \times 2 \times \pi \times R = 125,66 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \text{ condition vérifier}$$

### III.2.7 Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_t = 4 \times HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec espacement de  $20 \text{ cm.}$

### III.2.8 Vérification des espacements des barres

#### a) Armature principale

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

avec h: hauteur de la section = 10 cm

#### b) Armature transversal

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

### III.2.9 Vérification à L'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} \gamma_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\eta = 15$  ; c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

Pour une section partiellement comprimée on a :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 35,05 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{4} = 2,5 \text{ cm}$  : il y a de forte chance que la section soit partiellement comprimée

$$C = \frac{h}{2} - e$$

D'où  $C = -30,05 \text{ cm}$

$$y_{ser} = C + y_2$$

$y_2$  est définie par l'équation du 3<sup>ème</sup> degré suivante :

$$y_2^3 + Py_2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3C^2 - \frac{90A_1}{b}(C - C') + \frac{90A_2}{b}(d - C) = -2623,05 \text{ cm}^2$$

Et :

$$q = -2C^3 - \frac{90A_1}{b}(C - C')^2 - \frac{90A_2}{b}(d - C)^2 = 50999,86 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -7,27 \cdot 10^7 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$  donc :

$$y_{2,1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{2,2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{2,3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 59,14 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = 2,98 \text{ rad}$$

Donc :  $y_{2,1} = 32,28 \text{ cm}$

$$y_{2,2} = -59,05 \text{ cm}$$

$$y_{2,3} = 26,77 \text{ cm}$$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{2,i} + C < d$$

La 1<sup>ère</sup> solution vérifie la relation :

$$0 < 32,28 - 30,05 = 2,23 < 8$$

D'où  $y_2 = 32,28 \text{ cm}$

Et  $y_{ser} = 2,23 \text{ cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie**

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + nA_2(d - y_{ser})^2 + nA_1(y_{ser} - C')^2 = 1623,13 \text{ cm}^4$$

Alors :

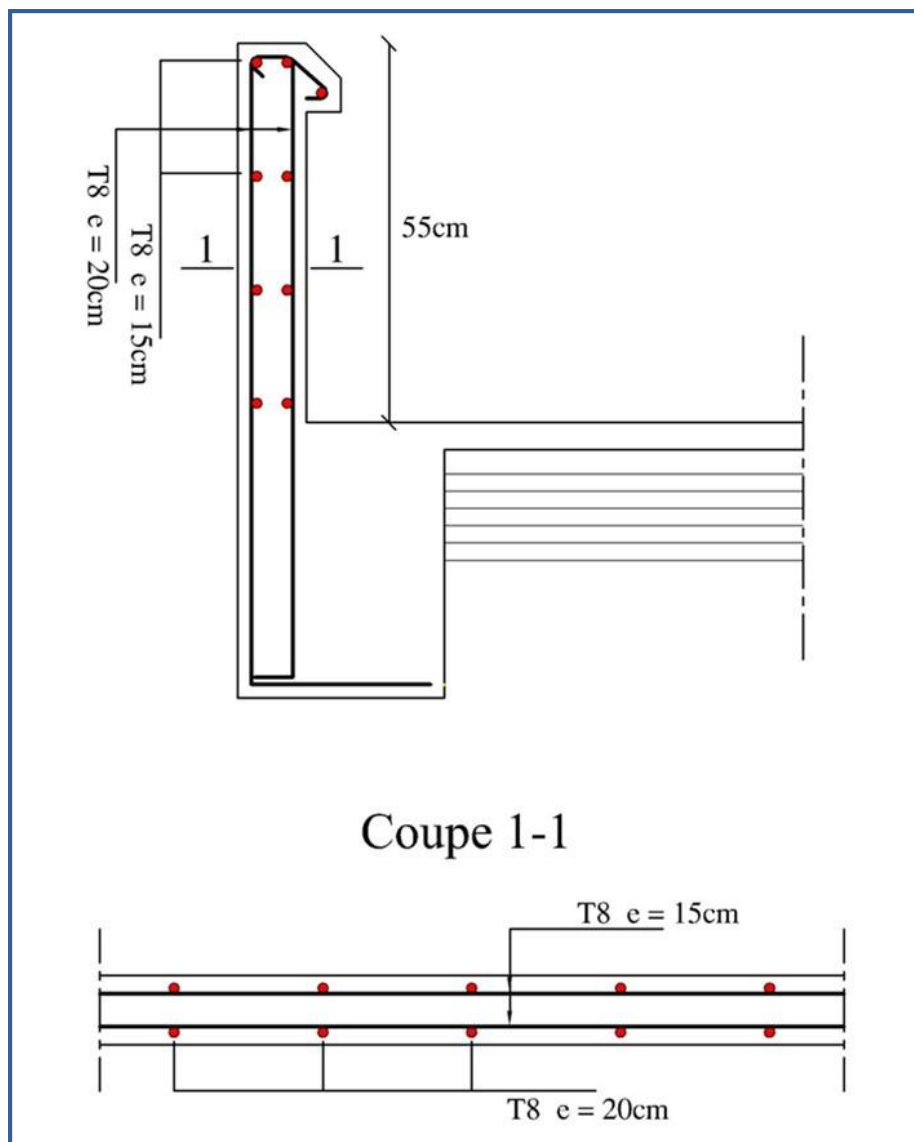
$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 33,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

$\sigma_{st} > 0 \Rightarrow$  Donc la section effectivement partiellement comprimée

✓ **Conclusion**

On prend comme valeur de section des armatures inférieur ( $A_2 = 2,51 \text{ cm}^2$ ) pour des raisons pratique et car Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieur ( $A_1 = 2,51 \text{ cm}^2$ ).



**Figure III. 3 : Ferrailage de l'acrotère**



### III.3 Etude du balcon

Le balcon est assimilé à une console en dalle pleine ayant une extrémité encastrée dans les poutres donc le calcul ce fait a la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

#### III.3.1 Evaluation des charges

Poids propre :  $G = 5,67 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Force concentrée due au poids de garde corps métallique :  $P = 1 \text{ kN/ml}$

L'épaisseur de la console :  $e = 15\text{cm}$  et  $d = 13,5 \text{ cm}$

Portée :  $L = 1,20 \text{ m}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,91 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9,17 \text{ kN/ml}$$

#### III.3.2 Calcul des sollicitations

✓ à ELU :

$$M_u = 1,35 pl + \frac{q_u l^2}{2} = 1,35 \times 1 \times 1,2 + \frac{12,91 \times 1,2^2}{2} = 10,92 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 1,35 p + q_u l = 1,35 \times 1 + 12,91 \times 1,2 = 16,84 \text{ kN}$$

✓ à ELS:

$$M_{ser} = pl + \frac{q_{ser} l^2}{2} = 1 \times 1,2 + \frac{9,17 \times 1,2^2}{2} = 7,8 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = p + q_{ser} l = 1 + 9,17 \times 1,2 = 12 \text{ kN}$$

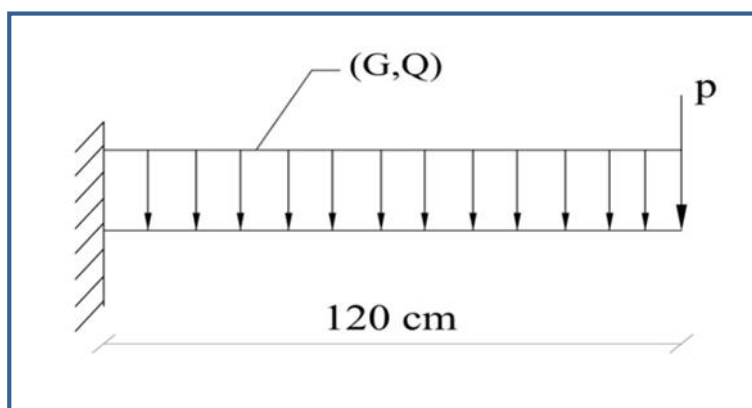


Figure III. 4 : Schéma statique du balcon

### III.3.3 Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 0,15 \text{ m}$  ;  $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$  ;  $d' = C' = 1,5 \text{ cm}$ .

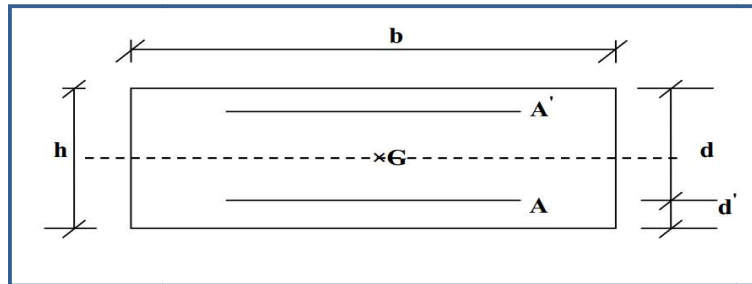


Figure III. 5 : Section de calcul de balcon

#### III.3.3.1 Moments ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = 0,042 < \mu_l = 0,392$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

#### III.3.3.2 Section d'armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,054$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha.d.b.f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,054 \times 100 \times 1,5 \times 14,17}{348} = 2,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,37 \text{ cm}^2$$

#### III.3.3.3 Condition de non fragilité

La section minimale est :

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 5 \times HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml$  avec espacement de :  $20 \text{ cm}$ .

### III.3.4 Vérification à l'ELU

#### III.3.4.1 Contrainte de cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$V_u$  : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 16,84 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{16,84 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,125 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  **condition vérifié.**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

### III.3.4.2 Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1,5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc : D'où

$$\sum U_i = 5 \times 2 \times \pi \times R = 157,08 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où } \tau_{su} = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

### III.3.5 Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 5 \times HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de :  $20 \text{ cm.}$

### III.3.6 Vérification des espacements des barres

a) *Armature principale*

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) *Armature transversal*

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III.3.7 Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 3,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2 = 7322,87 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3,66 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 160,73 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

✓ **Conclusion** : Ferrailage adopté.

### III.3.8 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,125 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0,125 > 0,1) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0029 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; L = 1,2 \text{ m} ; A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 7,8 \text{ kN.m} ; M_{0,ser} = 7,8 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.3.9 Calcul de l'ancrage [2]

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = 2,84 \text{ MPa}$$

$L_s = \frac{1}{4} \times \frac{400}{2,84} = 35,21 \text{ cm} > b = 35 \text{ cm} \Rightarrow$  donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin de chaque armature longitudinale.

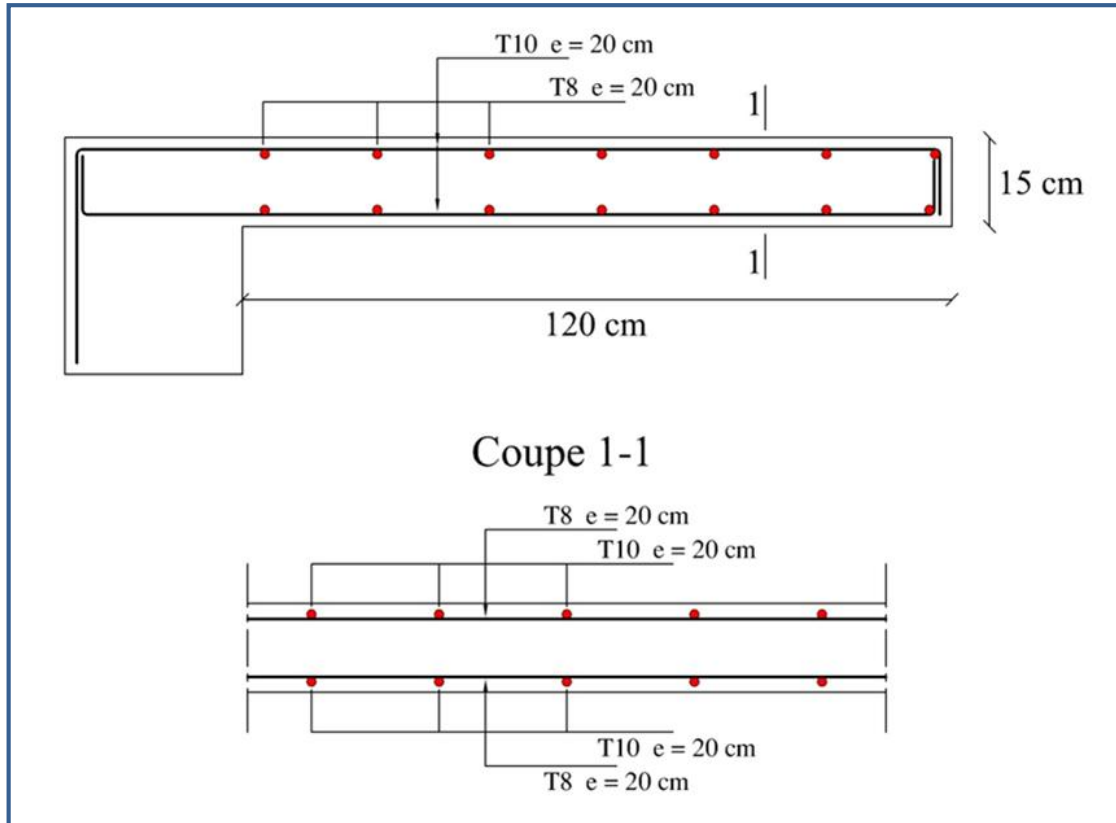


Figure III. 6 : Ferrailage de balcon

### III.4 Etude des planchers :

#### III.4.1 Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

Dans notre projet on a des planchers à corps creux, ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions  $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ , le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur. Et des dalles pleine d'épaisseur  $e = 15\text{cm}$ .

### III.4.2 Etude de plancher corps creux

#### III.4.2.1 Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

##### 1) Première étape avant le coulage de la table de compression

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Poids du corps creux.
- ✓ Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

##### a) Evaluation des charges et surcharges

###### ✓ Charges permanentes

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

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

La charge permanente : **G = 0,74 kN/ml**

###### ✓ Charges d'exploitation

$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \times 0,65 \text{ m}$

La surcharge d'exploitation : **Q = 0,65 kN/ml**

###### ✓ Combinaison de charges

**ELU** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,97 \text{ kN/ml}$ .

**ELS** :  $q_{ser} = G + Q = 1,39 \text{ kN/ml}$ .

##### b) Calcul des moments

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 1,97 \times \frac{3,76^2}{8} = 3,48 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{l^2}{8} = 1,39 \times \frac{3,76^2}{8} = 2,46 \text{ kN.m}$$

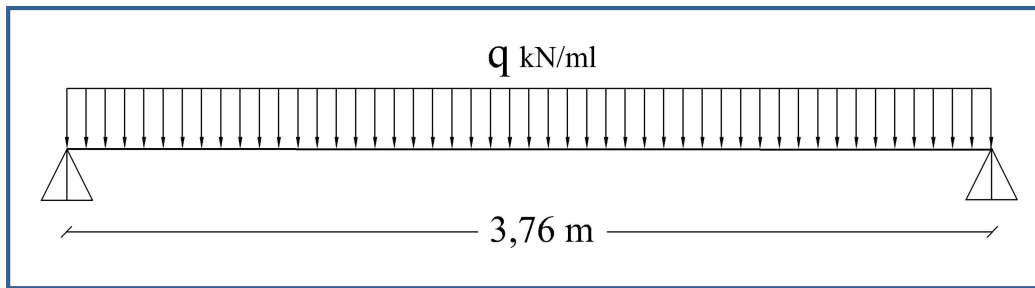


Figure III. 7 : Schéma isostatique de la poutrelle

**c) Calcul des armatures à l'ELU**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU

$b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 \times h = 3,6 \text{ cm}$  ;  $h = 4 \text{ cm}$ .  $f_{bu} = 25 \text{ MPa}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,48 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,036^2 \times 14,17} = 1,58$$

$\mu_{lu} = 0,392$  donc on a :  $\mu_{bu} > \mu_{lu}$

Alors  $A's \neq 0 \Rightarrow$  la section est doublement armée.

Comme la section du béton est trop faible, il est donc nécessaire de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant durcissement de la table de compression.

Les étaitements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \leq \mu_{lu}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{0,12 \times 0,036^2 \times 14,17 \times 10^3} \leq 0,392 \Rightarrow M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} \leq 0,864 \Rightarrow l \leq 1,87 \text{ m}$$

Donc on doit prévoir un étaieement verticale chaque 1,87 m au maximum.

**2) Deuxième étape après le coulage de la table de compression**

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille hyper statiquement.

✓ **Dimension de la poutrelle**

$h = 20 \text{ cm}$ , hauteur de la poutrelle.

$h_0 = 4 \text{ cm}$ , hauteur de la dalle de compression.

$b_0 = 12 \text{ cm}$ , largeur de la nervure.

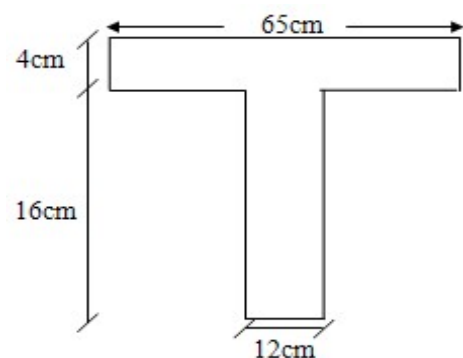
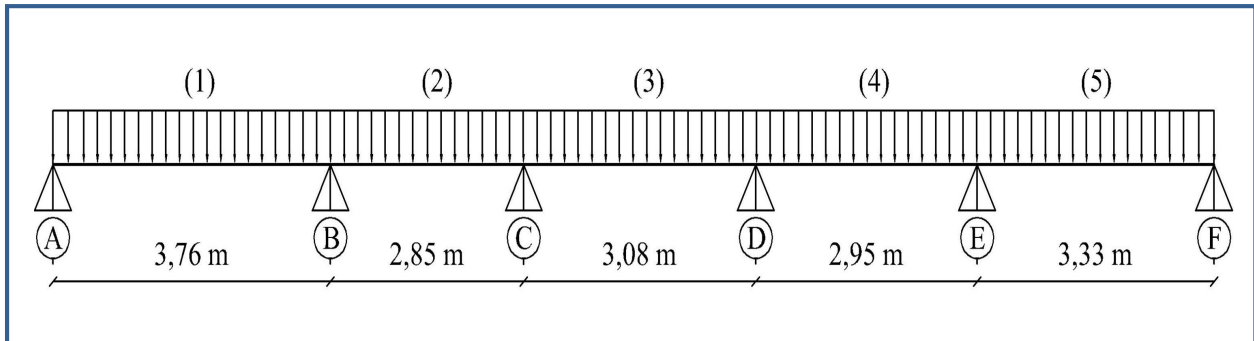


Figure III. 8 : Section transversale de la poutrelle.

**Tableau III. 1 : Tableau récapitulatif des charges appliquées sur la poutrelle**

Plancher	G (kN/m)	Q (kN/m)	q <sub>u</sub> (kN/m)	q <sub>s</sub> (kN/m)
<b>Terrasse inaccessible</b>	6,88×0,65 = 4,47	0,65×1 = 0,65	7,01	5,12
<b>Etage courant</b>	5,48×0,65 = 3,56	0,65×2,5 = 1,63	7,25	5,19

**NB :** Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher étage courant ayant la plus grande sollicitation, et on les généralise pour les autres planchers.



**Figure III. 9 : Schéma statique de l'ensemble des poutrelles**

### III.4.2.2 Méthode de calcul [3]

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- la méthode forfaitaire.
- la méthode de Caquot.

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

##### ✓ Condition 1

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m<sup>2</sup>

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 5,48 = 10,96 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 \leq \{10,96, 5\} \Rightarrow \text{(Condition est vérifiée)}$$

##### ✓ Condition 2

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

⇒ (Condition est vérifiée)

##### ✓ Condition 3

La fissuration est non préjudiciable ⇒ (Condition vérifiée)



✓ **Condition 4**

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$
$$0,8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,76}{2,85} = 1,32 \leq 1,25$$

⇒ (Condition non vérifiée)

✓ **Conclusion**

La dernière condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

**b) Méthode de Caquot [3]**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, elle est basée sur la méthode des poutres continues.

✓ **Exposé de la méthode**

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (**w**) et est (**e**) de longueurs respectives  $L_w$  et  $L_e$ . Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité  $q_w$  et  $q_e$ .
- Des charges concentrées  $P_w$ ,  $P_e$  appliquées à des distances  $a_w$  et  $a_e$  de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée **w** soit vers la droite de la travée **e**).
- La longueur réduite de chaque travée  $L'$  :

$$L' = L \Rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

$$L' = 0,8 L \Rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$$

• **Les moments en appuis**

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

$M_a$  = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

• **Les moments en travées**

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2} \text{ avec : } X_0 = - \frac{V_w}{q}$$

$M_t$  = le moment maximal en travée.

• **Les efforts tranchant**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$

$V_w$  : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

$V_e$  : l'effort tranchant sur l'appui droit.

**c) Calcul des moments et des efforts tranchant**

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau III. 2 : Les données de calcul des poutrelles**

Travée	1	2	3	4	5
<b>q<sub>u</sub> (kN/m)</b>	7,25	7,25	7,25	7,25	7,25
<b>q<sub>ser</sub> (kN/m)</b>	5,19	5,19	5,19	5,19	5,19
<b>L (m)</b>	3,76	2,85	3,08	2,95	3,33
<b>L'(m)</b>	3,76	2,28	2,46	2,36	3,33

**Tableau III. 3 : Tableau récapitulatif des moments aux appuis à l'ELU et à l'ELS**

		Moment (kN.m)	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>F</sub>
<b>Plancher Etage courant</b>	<b>ELU</b>		0	-9,18	-4,81	-4,96	-7,51	0
	<b>ELS</b>		0	-6,57	-3,44	-3,55	-5,37	0

**Tableau III. 4 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants**

Travée	1		2		3		4		5	
	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
<b>ELU</b>	-11,19	16,07	-11,86	8,80	-11,12	11,21	-9,83	11,56	-14,33	9,82
<b>ELS</b>	-8,01	11,5	-8,55	6,23	-7,96	8,03	-7,04	8,27	-10,25	7,03

**Tableau III. 5 : Tableau récapitulatif des moments en travée à l'ELU et à l'ELS**

		Moment (kN.m)	1	2	3	4	5
<b>Plancher Etage courant</b>	<b>ELU</b>		8,64	0,52	3,72	1,7	6,65
	<b>ELS</b>		6,18	0,47	2,66	1,22	4,75

**d) Calcul du ferrailage en travée**

Le calcul des armatures s'effectue comme une section en T en flexion simple, en considérant le moment en travée le plus défavorable :

$$M_{u, travée} = M_{t,1} = 8,64 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$h = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

Calcul de moment équilibré par la table de compression :

$$\text{On a : } M_{table} = bh_0f_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{table} = 14,17 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3 = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{table} = 58,95 \text{ kN.m} > M_u = 8,64 \text{ kN.m}$$

Donc la table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire avec (b = 65 cm et d = 18 cm).

**Tableau III. 6 :** Tableau récapitulatif de calcul des armatures des poutrelles en travée

$M_u$ (kN.m)	$\mu_u$	$\mu_l = 0,391$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s$ adopté
8,64	0,029	$\mu_u < \mu_l$	0,037	1,4	1,41	<b>3HA10</b>	2,36

• **Vérification à l'ELU**

**Tableau III. 7 :** Tableau récapitulatif des vérifications des poutrelles en travée à l'ELU

Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\Sigma U_i$ (mm)	$\tau_{su}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	94,25	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

• **Vérification à l'ELS**

✓ **Pour une section en T**

Y est la solution de l'équation suivante :

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s + A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + d'A'_s)] = 0$$

Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  de section en T :

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15A_s (d - y)^2 + 15A'_s (y - d')^2$$

Ces deux formules ne sont valables que si l'axe neutre est dans la nervure (si la première équation donne  $y > h_0$ ) ; sinon il faut recalculer  $y$  puis calculer  $I_0$  par les formules de la section rectangulaire.

**Tableau III. 8 :** Tableau récapitulatif de vérification de la poutrelle en travée à l'ELS

$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
6,18	3,92	8323,04	2,91	15	CV

**e) Calcul du ferrailage en appuis**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire :

( $b = b_0 = 12$  cm,  $d = 18$  cm)

On a :  $M_{u,appuis} = 9,18$  kN.m

**Tableau III. 9 :** Tableau récapitulatif de calcul des armatures des poutrelles en appui

$M_u(kN.m)$	$\mu_u$	$\mu_l = 0,391$	$\alpha$	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	choix	$A_s$ adopté
9,18	0,167	$\mu_u < \mu_l$	0,229	1,61	1,41	<b>2HA12</b>	2,26

**NB :** On adopte  $A_s = 2HA12 = 2,26$  cm<sup>2</sup> (une barre filante plus un chapeau avec une longueur de :  $\frac{L}{4} = \frac{3,76}{4} = 0,94$  m).

- **Vérification à l'ELU**

**Tableau III. 10 :** Tableau récapitulatif des vérifications des poutrelles en appui à l'ELU

Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
16,07	0,74	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	75,4	1,32	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

- **Armature de transversales**

La contrainte de cisaillement est vérifiée alors les armatures de transversales ne sont pas nécessaires, on prévoit des armatures des transversales ayant un rôle constructif.

✓ **Selon le BAEL 91/99**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3}) \text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

✓ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Avec :

$A_t$  : Section des armatures transversales.

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales.

Donc :

$$S_t \leq \text{Min} \{16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{20}{4} ; 12 \times 1 \right\} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_t \geq \frac{0,74 - 0,3 \times 2,1}{0,9 \times 348} \times 12 \times 5 = -0,12 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003b_0S_t = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis** [2]

✓ Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left( 16,07 + \frac{9,18}{0,9 \times 0,18} \right) \times 10 = 2,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression**

$$V_u \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 16,07 \text{ kN} < 0,4 \times 12 \times 0,9 \times 18 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS**

**Tableau III. 11 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutrelle en appui à l'ELS**

$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
6,57	7,65	5422,24	9,27	15	CV

• **Vérification La flèche [2]**

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

$$\left( \frac{h_t}{L} \right) \geq \left( \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,053 > 0,044) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left( \frac{h_t}{L} \right) \geq \left( \frac{M_{ser, travée}}{15 M_{0, ser}} \right) \Rightarrow (0,053 > 0,045) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left( \frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left( \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow (0,009 < 0,002) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 3,76 \text{ m} ; A_s = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 6,18 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 9,17 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**f) Ferrailage de la dalle de compression**

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent dépasser :

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles,
- 30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_T = \frac{4L_X}{fe} = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Soit  $6\text{Ø}6 = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

✓ Armatures parallèles aux poutrelles

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

Soit  $6\text{Ø}6 = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

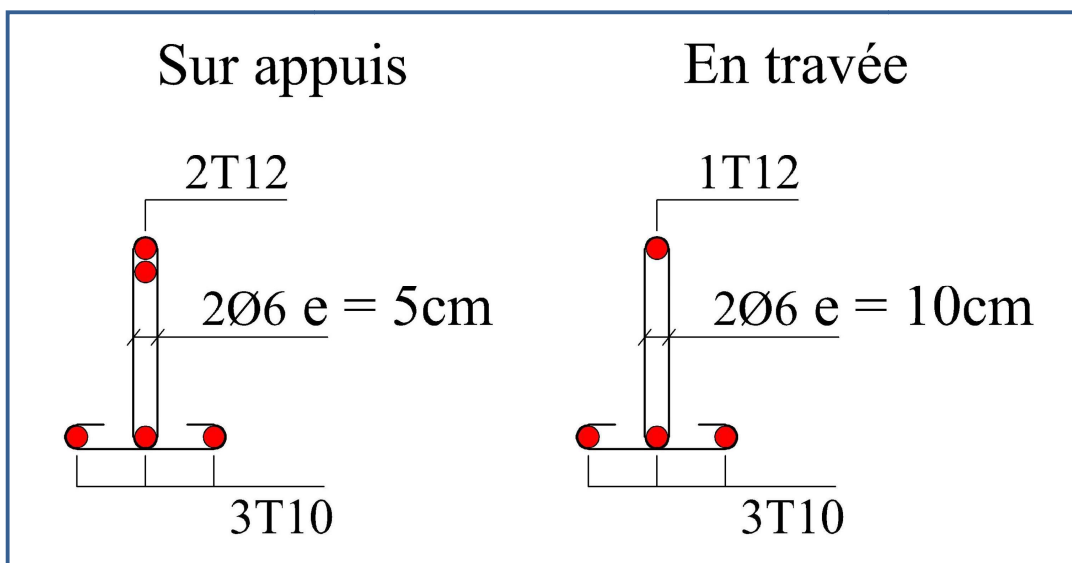


Figure III. 10 : Schéma de ferrailage des poutrelles

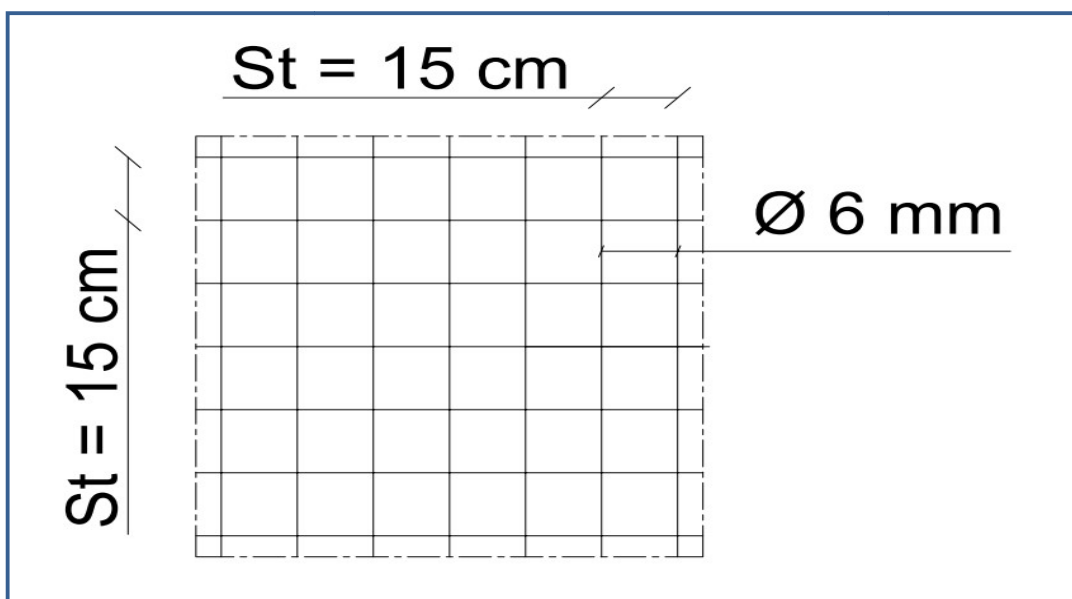


Figure III. 11 : Schéma de ferrailage de la table de compression

### III.4.3 Plancher en dalle pleine

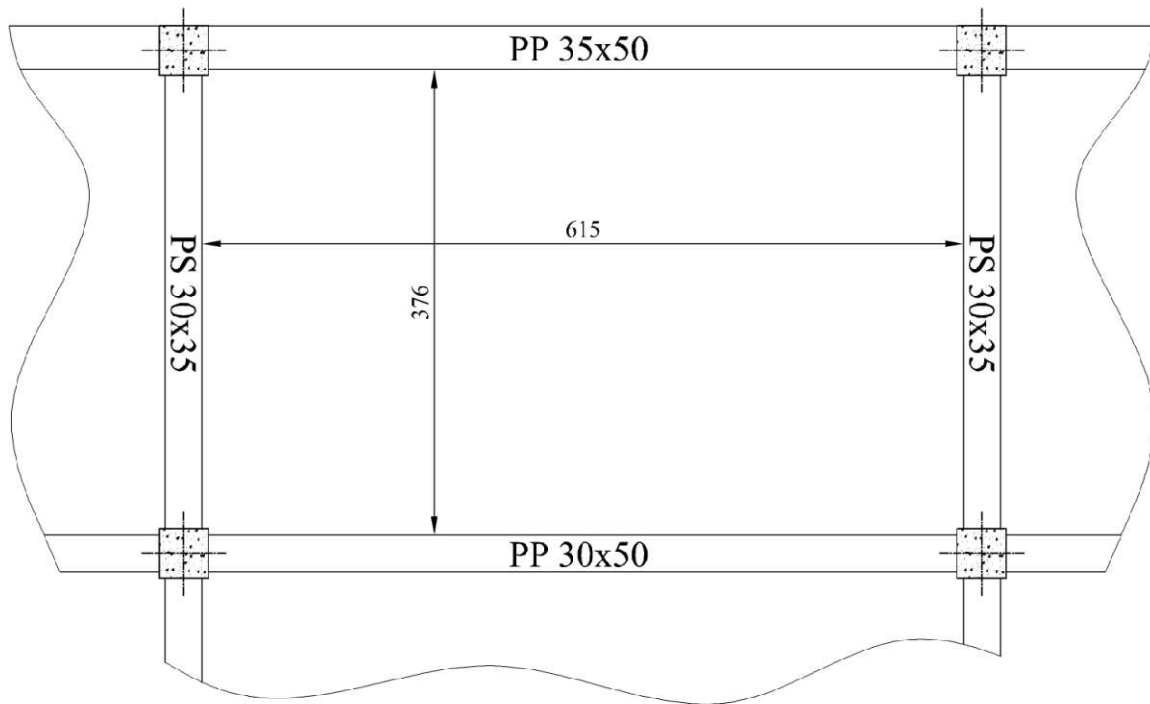


Figure III. 12 : Schéma de panneau le plus sollicité

#### III.4.3.1 Calcul des sollicitations

Notre plancher comporte des panneaux de dalle pleine appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- ✓  $0 < \alpha < 0,4 \Rightarrow$  la dalle porte sur un seul sens.
- ✓  $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  la dalle porte sur deux sens.

Avec :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur d'unité et ont pour valeurs :

- ✓ dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
- ✓ dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des  $\mu_x, \mu_y$  ont fonction de  $(\alpha = L_x/L_y)$

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

- ✓ Moment en travée :  $(M_{tx} = 0,75M_x ; M_{ty} = 0,75M_y)$
- ✓ Moment sur appuis :  $(M_{ax} = 0,5M_x ; M_{ay} = 0,5M_x)$



Si le panneau considéré est un panneau de rive :

✓ Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85M_x ; M_{ty} = 0,85M_y$ )

✓ Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,3M_0 ; M_{ay} = 0,3M_0$ )

Avec :  $M_0 = \max (M_x ; M_y )$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

✓ **Evaluation des charges et surcharges**

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

$$q_{ser} = G + Q$$

**Tableau III. 12 : Evaluation des charges et surcharges**

<b>G(KN/ml)</b>	<b>Q(KN/ml)</b>	<b>q<sub>u</sub>(KN/ml)</b>	<b>q<sub>ser</sub>(KN/ml)</b>
6,43	2,5	12,43	8,93

**III.4.3.2 Calcul des moments**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 3,76/6,15 = 0,61 > 0,4 \implies \text{la dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \alpha^3)} \quad \text{et} \quad \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9 \alpha)$$

**Tableau III. 13 : Calcul des moments**

	ELS		ELU	
	Sens X -X	Sens Y -Y	Sens X -X	Sens Y -Y
<b>μ</b>	0,0857	0,4781	0,0808	0,3075
<b>M (KN.m)</b>	10,82	5,17	14,2	4,37
<b>M<sub>t</sub> (KN.m)</b>	8,12	3,88	10,65	3,28
<b>M<sub>a</sub> (KN.m)</b>	5,41	5,41	7,1	7,1

III.4.3.3 Calcul de ferrailage

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire (1m)

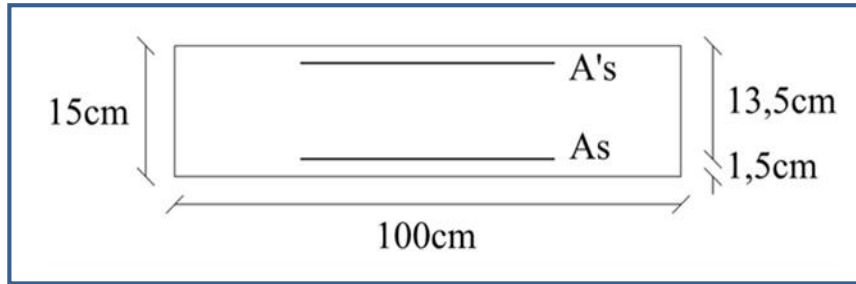


Figure III. 13 : Section de calcul de dalle

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

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$  et  $\gamma_b = 1,5$

Si  $\mu \leq \mu_l = 0,392 \implies$  la section est admet avec des armatures tendus  $A_s' = 0$  ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_s = \frac{0,8\alpha.d.b.f_{bu}}{f_{su}} \quad \text{Avec : } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Si  $\mu \geq \mu_l = 0,392 \implies$  la section est admet avec des armatures tendus et comprimées ; les sections sont données par ces formules:

$$A_s' = \frac{M_u - \mu_l.b.d^2 f_{bu}}{f_{su}} \quad \text{et} \quad A_s = A_s' + \frac{0,8\alpha_l.d.b.f_{bu}}{f_{su}}$$

$$\text{Avec : } \alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tableau III. 14 : Calcule de ferrailage à l'ELU

	Sense X-X		Sense Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	10,65	7,1	3,28	7,1
<b>A<sub>s</sub>' (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	2,32	1,53	0,7	1,53
<b>Choix des barres</b>	<b>7T10</b>	<b>7T8</b>	<b>7T10</b>	<b>7T8</b>
<b>A<sub>s</sub> adopté</b>	5,5	3,52	5,5	3,52
<b>Espacement (cm)</b>	15	15	15	15

✓ Choix de l'acier

Disposition constructives : [8]

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

On doit prendre au plus Ø14 mm

**III.4.3.4 Condition de non fragilité [2]**

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}$  : la résistance caractéristique de béton à la traction.

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

Donc :  $A_{min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5,50 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \\ 3,52 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$  La condition est vérifiée.

**III.4.3.5 Vérification des espacements des barres**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm})$ .
- Direction perpendiculaire à la direction la plus sollicité :  $S_t \leq \min (4h, 45 \text{ cm})$ .

✓ *Sens x-x:*

- Armatures supérieures :  $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

✓ *Sens y-y:*

- Armatures supérieures :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

**III.4.3.6 L'effort tranchant**

Selon le « Pratique de BAEL p 356 » on a : [8]

$$\tau_{Umax} = \frac{V_{Umax}}{d} < \left( 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 1,17 \text{ MPa}$$

✓ *Au milieu de grand coté*

$$V_u = \frac{q_u l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{12,43 \times 3,76}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,61}{2}} = 17,91 \text{ KN}$$

✓ *Au milieu du petit coté*

$$V_u = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{12,43 \times 3,76}{3} = 15,58 \text{ KN}$$

$$\tau_{Umax} = \frac{17,91 \times 10^{-3}}{0,135} = 0,133 \text{ MPa} < \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 1,17 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

### III.4.3.7 Vérification à ELS

a) *Vérification des contraintes à l'ELS*

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$n = 15$  ; c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left( 0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

✓ *Position de l'axe neutre :*

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y - c') - 15 A_s (d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2 + n A'_s (y - C')^2$$

**Tableau III. 15 : Vérification des contraintes à l'ELS**

Zone	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>st</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>st</sub> (Mpa)	OBS
Appuis	x - x	5,41	0	3,52	3,28	6691,13	2,65	15	123,95	201,63	CV
	y - y	5,41	0	3,52	3,28	6691,13	2,65	15	123,95	201,63	CV
Travée	x - x	8,12	0	5,50	3,97	9578,42	3,37	15	121,18	201,63	CV
	y - y	3,88	0	5,50	3,97	9578,42	1,61	15	57,91	201,63	CV

**Conclusion :** Ferrailage adopté.

**b) Vérification de la flèche (Art B.7.5) [2]**

Condition de la flèche :

$$\checkmark \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x}$$

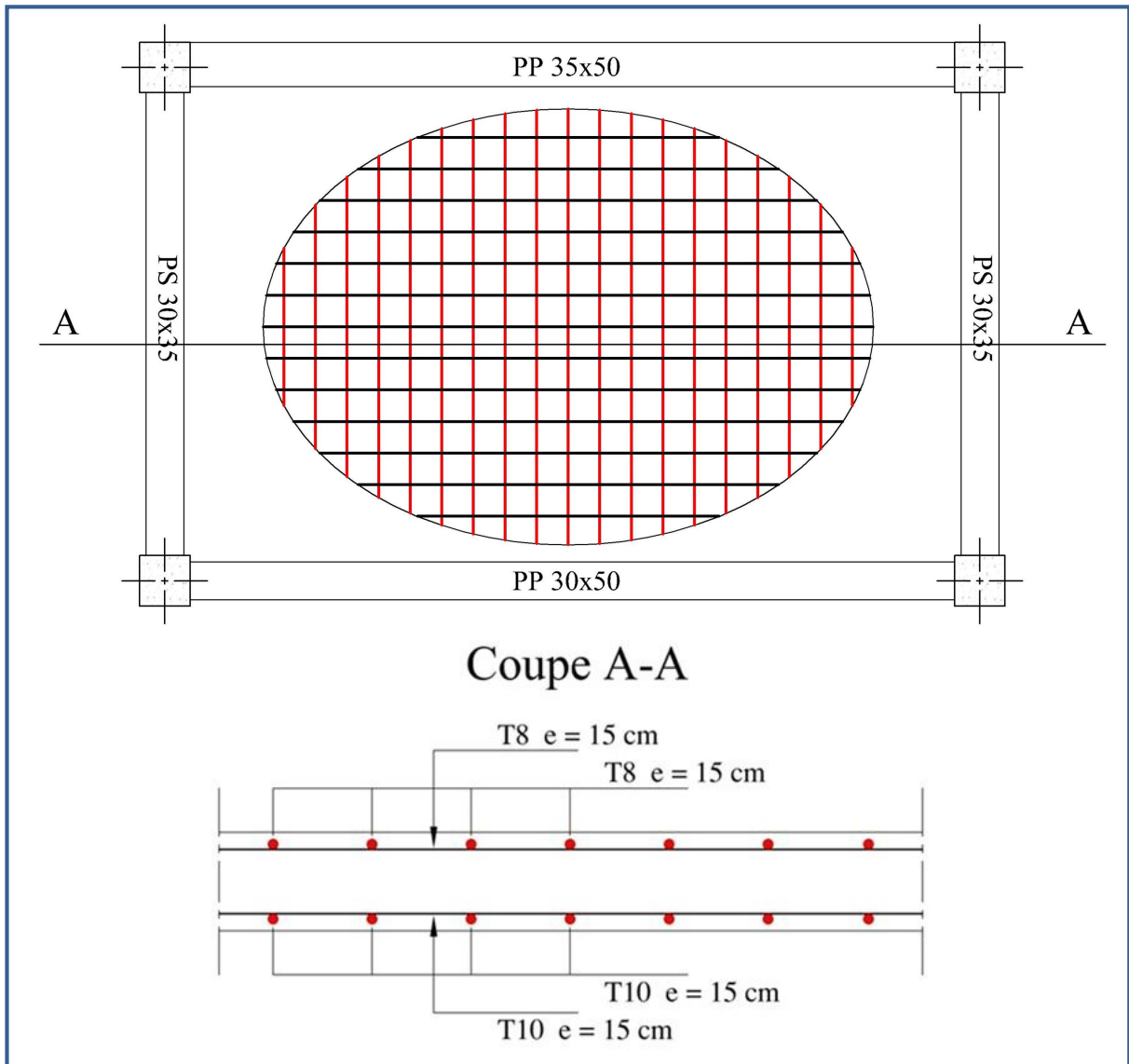
$$\checkmark \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

**Vérification**

$$\checkmark \frac{h}{l_x} = \frac{15}{376} = 0,0399 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{8,12}{20 \times 10,82} = 0,0375 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b.d} = \frac{5,5}{100 \times 13,5} = 0,00407 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots (C.V)$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III. 14 : Ferrailage de la dalle pleine**

### III.5 Etude des escaliers

#### III.5.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un escalier balancé à deux quartiers tournants; c'est un escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées (le changement de direction est de 180°).

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

#### III.5.2 Calcul de l'escalier de RDC

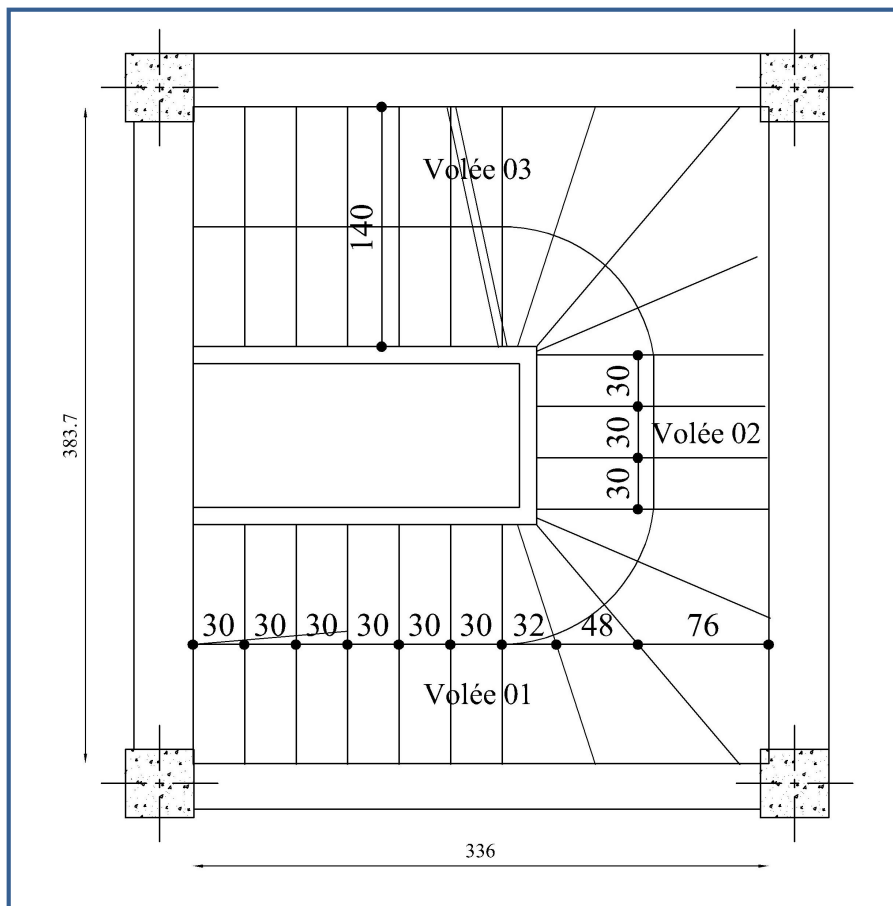


Figure III. 15 : Escalier du RDC

##### III.5.2.1 Caractéristiques géométriques

Hauteur d'étage :  $H = 4,08 \text{ m}$

Hauteur de contre marche :  $16,5 \leq h \leq 17,5$

On prend  $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de contre marche :  $n = \frac{408}{17} = 24$

On calcul le Giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a:  $60 < 2h + g < 64 \implies 26 < g < 30$  On prend :  $g = 30 \text{ cm}$

III.5.2.2 Détermination de l'épaisseur de la paillasse (volée 01)

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur les deux (02) côtés et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$H_1 = h \times n$$

$$H_1 = 0,17 \times 6 = 1,02 \text{ m}$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{H_1}{L_{f1}} = \frac{1,02}{1,8} \Rightarrow \alpha_1 = 29,54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_{f1}}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{1,8}{\cos 29,54} = 2,07 \text{ m}$$

$$H_2 = 0,17 \times 3 = 0,51 \text{ m}$$

$$\tan \alpha_2 = \frac{H_2}{L_{f2}} = \frac{0,51}{1,56} \Rightarrow \alpha_2 = 18,1^\circ$$

$$\cos \alpha_2 = \frac{L_{f2}}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{1,56}{\cos 18,1} = 1,64 \text{ m}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 2,07 + 1,64 \Rightarrow L_0 = 3,71 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{371}{30} \leq e \leq \frac{371}{20}$$

$$12,37 \leq e \leq 18,55$$

Donc on prend l'épaisseur de paillasse :  $e = 15 \text{ cm}$

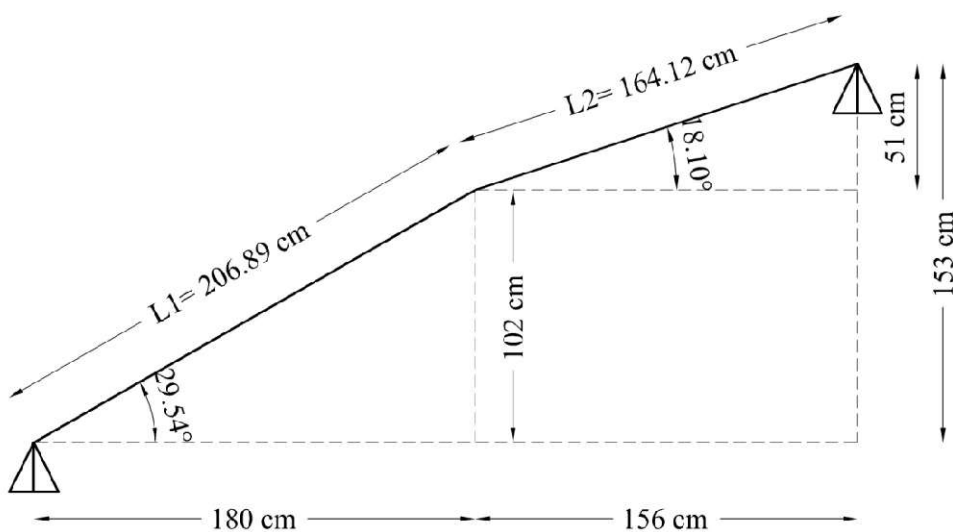


Figure III. 16 : Pré dimensionnement de paillasse (volée 01)

**III.5.2.3 Evaluation des charges**

*Tableau III. 16 : Evaluation des charges de l'escalier*

Eléments constituants	Epaisseur "e" (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique "G" (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la Paillasse (dalle pleine)	0,15/0,87	25	4,31
Poids propre des marches	0,17/2 = 0,085	22	1,87
Carrelage	Horizontal	0,02	22
	vertical	0,02	22
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20
	vertical	0,02	20
Lit de sable	0,03	18	0,54
Garde-corps	/	/	1
Enduit en ciment	0,02/0,87	18	0,42
<b>Charges permanentes (G)</b>			<b>9,46</b>
<b>Charges d'exploitations (Q)</b>			<b>2,5</b>

**III.5.2.4 Combinaison des charges (volée 01)**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

✓ **A l'ELU**

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1$$

$$q_u = (1,35 \times 9,46 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,52 \text{ kN/ml}$$

✓ **A l'ELS**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1$$

$$q_{ser} = (9,46 + 2,5) \times 1 = 11,96 \text{ kN/ml}$$

**III.5.2.5 Calcul des réactions d'appuis (volée 01)**

✓ **A l'ELU**

$$R_{au} = 30,64 \text{ kN/ml}$$

$$R_{bu} = 30,64 \text{ kN/ml}$$



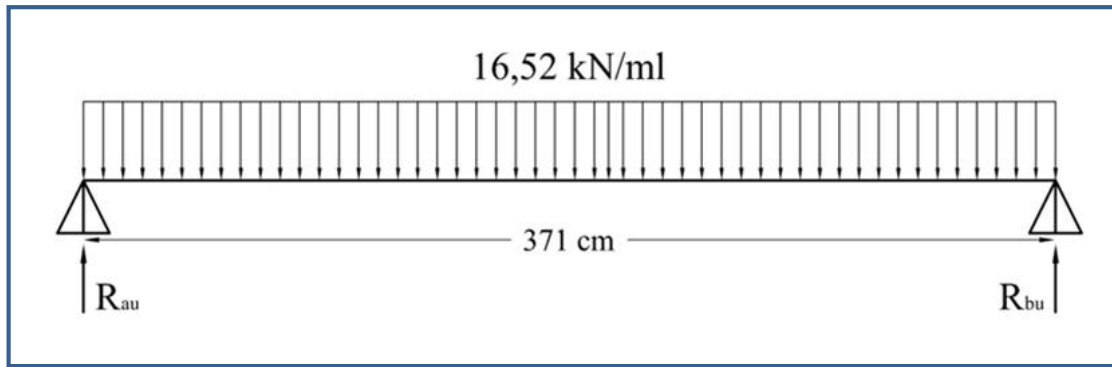


Figure III. 17 : Schéma statique d'escalier à l'ELU (volée 01)

✓ A l'ELS

$$R_{aser} = 22,19 \text{ kN/ml}$$

$$R_{bser} = 22,19 \text{ kN/ml}$$

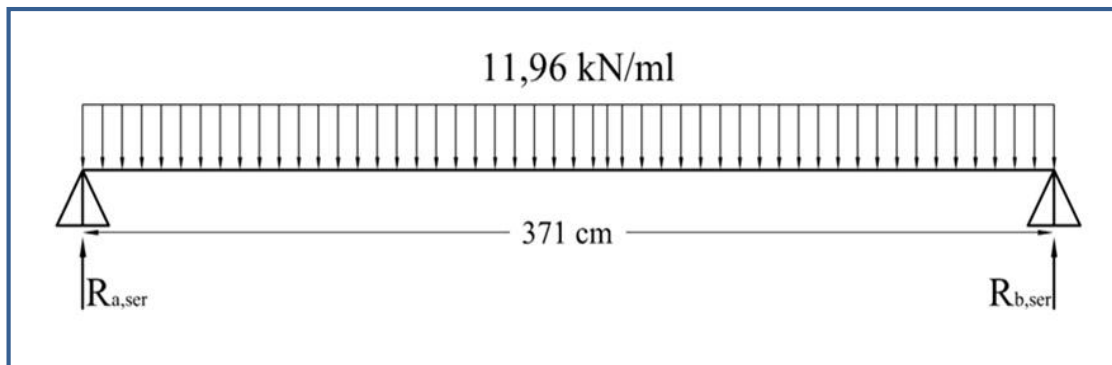


Figure III. 18 : Schéma statique d'escalier à l'ELS (volée 01)

### III.5.2.6 Calcul des moments et des efforts tranchants (volée 01)

✓ A l'ELU

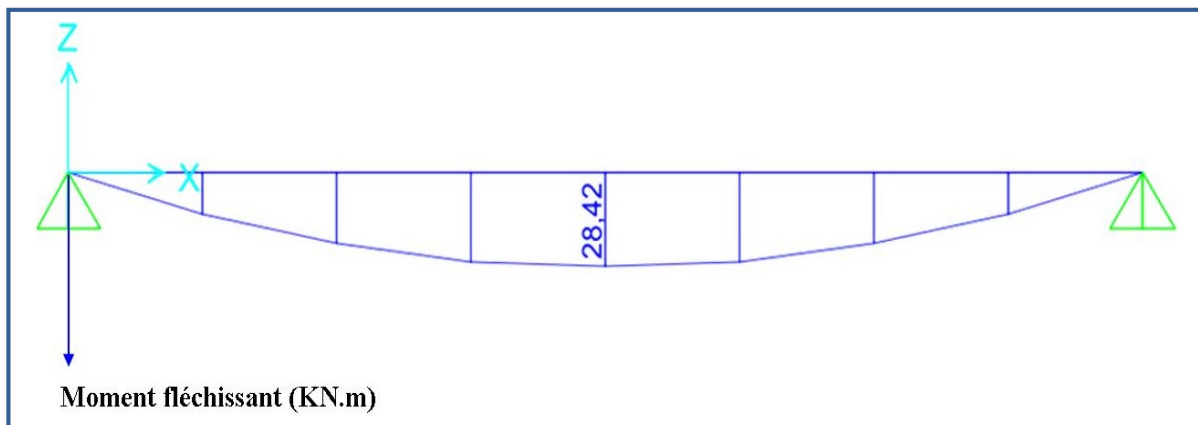


Figure III. 19 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELU (volée 01)

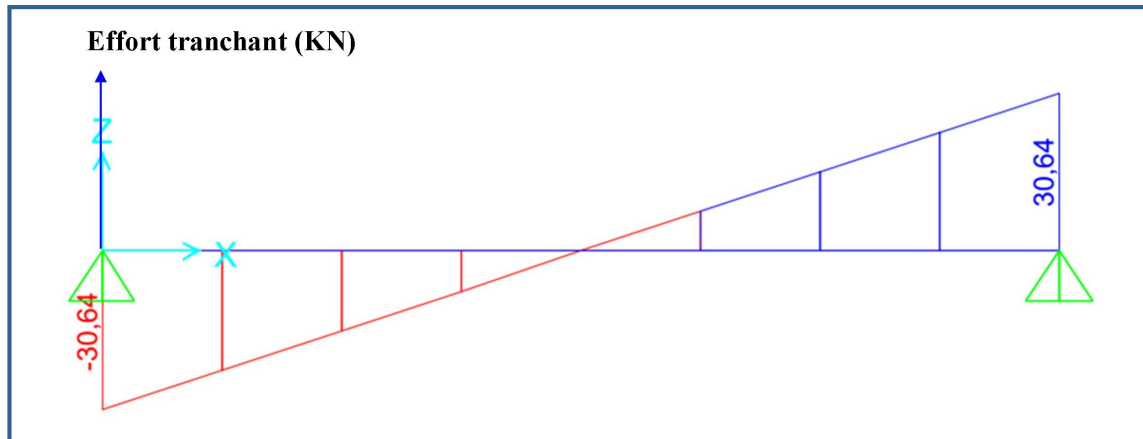


Figure III. 20 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU (volée 01)

✓ A l'ELS

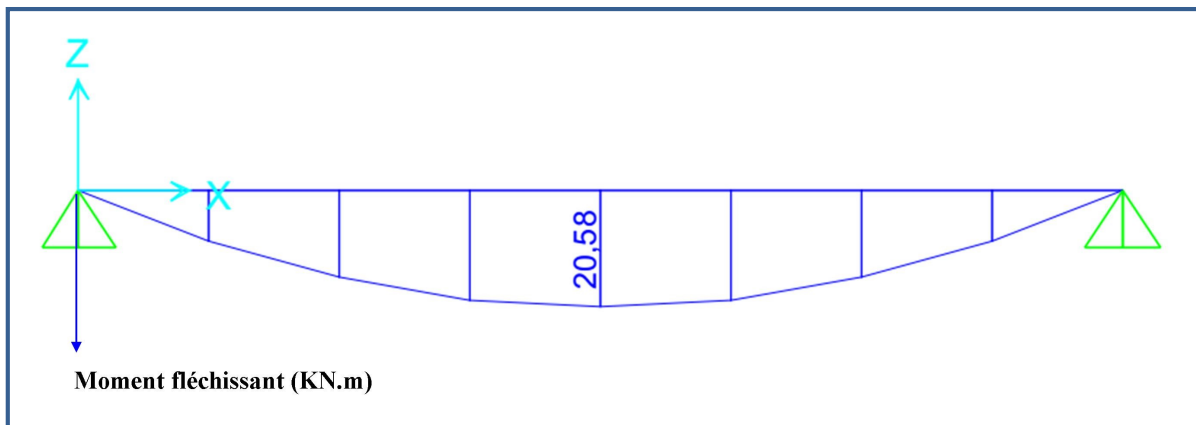


Figure III. 21 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELS (volée 01)

$$M_u = 28,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 20,58 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 30,64 \text{ kN}$$

Le calcul est fait selon les conditions d'appui poutre plus au moins encastree (semi encastree), fréquemment les moments en travée et en appuis sont :

$$M_{u,travée} = 0,75M_u = 21,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0,5M_u = 14,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0,75M_{ser} = 15,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0,5M_{ser} = 10,29 \text{ kN.m}$$

### III.5.2.7 Calcul du ferrailage longitudinal pour la volée 01

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 0,15 \text{ m} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; d' = C' = 1,5 \text{ cm.}$$

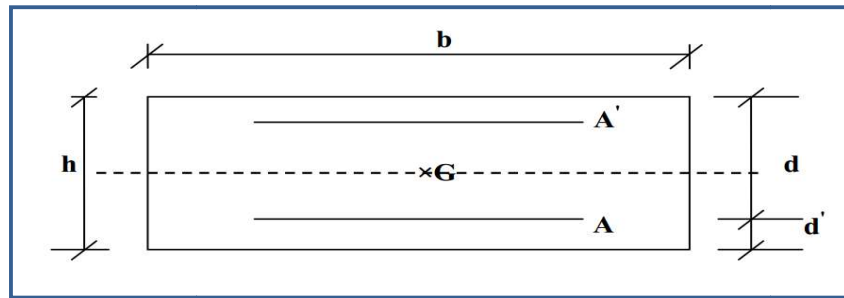


Figure III. 22 : Section de calcul de l'escalier

Tableau III. 17 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de volée 01 à l'ELU

	$M_u$	$\mu_U$	$\mu_l = 0,392$	$\alpha$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	choix	Espacement (cm)	$A_s$ adopté ( $cm^2/ml$ )
<b>Travée</b>	21,32	0,083	$\mu_U < \mu_l$	0,1085	4,77	1,63	<b>6HA12</b>	15	6,79
<b>Appui</b>	14,21	0,055	$\mu_U < \mu_l$	0,0707	3,12	1,63	<b>6HA12</b>	15	6,79

### III.5.2.8 Vérification à l'ELU

Tableau III. 18 : Tableau récapitulatif des vérifications de volée 01 à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
<b>Travée</b>	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	226,19	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>Appui</b>	30,64	0,227	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	226,19	1,11	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

### III.5.2.9 Armature de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

✓ **En travée**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_t = 5 \times HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml$  avec espacement de **20 cm.**

✓ **En appuis**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_t = 5 \times HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/ml$  avec espacement de **20 cm.**

**III.5.2.10 Vérification des espacements des barres**

*c) Armature principale*

$$S_p = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

*d) Armature transversal :*

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

**III.5.2.11 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis  
(ch 13 §IV.2) [2]**

✓ **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left( 30,64 + \frac{14,21}{0,9 \times 0,135} \right) \times 10 = 4,24 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression**

$$V_u \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 30,64 \text{ kN} < 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 13,5 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 8100 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

**III.5.2.12 Vérification à l'ELS**

*Tableau III. 19 : Tableau récapitulatif des vérifications de volée 01 à l'ELS*

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	15,44	6,79	0	4,32	19018,04	3,51	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Appui</b>	10,29	6,79	0	4,32	19018,04	2,34	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**Remarque**

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

**III.5.2.13 Vérification de la flèche [2]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,0404 < 0,0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0,0404 < 0,075) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0050 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; L = 3,71 \text{ m} ; A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 15,44 \text{ kN.m} ; M_{0, \text{ser}} = 20,58 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

**III.5.2.14 Calcul de la flèche [2]**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f}$$

Avec :

$\bar{f}$  : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article **B.6.5.3 du BAEL91/99**, comme

$$\text{suit : } \bar{f} = \frac{371}{500} = 0,742 \text{ cm}$$

- $f_{gv}$  ,  $f_{gi}$  : Sont respectivement la flèche différé et instantané dues à l'ensemble des charges permanentes.
- $f_{ji}$  : Flèche instantanée due aux charges permanente appliquées avant la mise en œuvre des revêtements.
- $f_{pi}$  : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

✓ **Pour les flèches dues aux charges instantanées**

$$f_i = \frac{M l^2}{10 E_i I_{f_i}}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 32164,20 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } I_{f_i} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \cdot \rho} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

✓ **Pour les flèches dues aux charges de longue durée**

$$f_v = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :  $I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$

$$I_0 = \frac{b}{12} \cdot h^3 + n \left[ A_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{100}{12} \times 15^3 + 15 \left[ 6,79 \left( \frac{15}{2} - 1,5 \right)^2 \right] = 31791,6 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$\rho = \frac{6,79}{100 \times 13,5} = 0,00503$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00503 \left( 2 + 3 \times \frac{100}{100} \right)} = 4,175 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_i = 4,175 \quad ; \quad \lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 1,67$$

✓ **Moment fléchissant pour les différents cas des charges**

**g** : C'est l'ensemble des charges permanentes.

**J** : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

**P** : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément.

$$g_{eq} = 9,46 \text{ KN / ml}$$

$$J_{eq} = 4,31 \text{ KN / ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times l^2}{8} \times 0,75 = \frac{9,46 \times 3,71^2}{8} \times 0,75 = 12,21 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{J_{eq} \times l^2}{8} \times 0,75 = \frac{4,31 \times 3,71^2}{8} \times 0,75 = 5,57 \text{ KN.m}$$

$$M_p = M_{ser} = 15,44 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des contraintes**

$$y = 4,32 \text{ cm} \quad I = 19018,04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{ser} = \frac{15 M_{ser}(d-y)}{I}$$

**Donc**

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_g(d-y)}{I} = \frac{15 \times 12,21 \times 10^6 (13,5-4,32) \times 10}{19018,04 \times 10^4} = 88,41 \text{ MPa} \implies \sigma_{sg} = 88,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_j(d-y)}{I} = \frac{15 \times 5,57 \times 10^6 (13,5-4,32) \times 10}{19018,04 \times 10^4} = 40,33 \text{ MPa} \implies \sigma_{sj} = 40,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p(d-y)}{I} = \frac{15 \times 15,44 \times 10^6 (13,5-4,32) \times 10}{19018,04 \times 10^4} = 111,79 \text{ MPa} \implies \sigma_{sp} = 111,79 \text{ MPa}$$

✓ **Calcul des paramètres  $\mu$**

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t2}}{4\rho \sigma_{sg} + f_{t2}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00503 \times 88,41 + 2,1} = 0,053 \implies \mu_g = 0,053$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00503 \times 40,33 + 2,1} = -0,26 \implies \mu_j = 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00503 \times 111,79 + 2,1} = 0,16 \implies \mu_p = 0,16$$

✓ **Calcul l'inertie fissurée  $I_{fv}$  et  $I_{fi}$**

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 \times 31791,6}{1 + 4,175 \times 0,053} = 28634,63 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \times 31791,6}{1 + 1,67 \times 0,053} = 32127,18 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \times 31791,6}{1 + 4,175 \times 0} = 34970,76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \times 31791,6}{1 + 4,167 \times 0,16} = 20981,78 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des flèches**

$$f_{gi} = \frac{12,21 \times 3,71^2 \times 10^7}{10 \times 32164,20 \times 28634,63} = 0,182 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{12,21 \times 3,71^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 32127,18} = 0,484 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{5,57 \times 3,71^2 \times 10^7}{10 \times 32164,20 \times 34970,76} = 0,068 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{15,44 \times 3,71^2 \times 10^7}{10 \times 32164,20 \times 20981,78} = 0,315 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,484 - 0,068 + 0,315 - 0,182 = 0,55 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,55 \text{ cm} < \bar{f} = 0,742 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

- **Remarque**

On adopte le même ferrailage de volée 01 pour la volée 03 car il on les même caractéristiques géométriques et le même chargement.

### **III.5.2.15 Calcul du ferrailage pour la volée 02**

La volée 02 est assimilé à une console en dalle pleine ayant une extrémité encastrée donc le calcul ce fait a la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

#### **a. Evaluation des charges**

Poids propre :  $G = 8,46 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Force concentrée due au poids de garde corps métallique :  $P = 1 \text{ kN/ml}$

L'épaisseur de la console :  $e = 15\text{cm}$  et  $d = 13,5 \text{ cm}$

Portée :  $L = 1,45 \text{ m}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 15,17 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 10,96 \text{ kN/ml}$$

#### **b. Calcul des sollicitations**

✓ à ELU

$$M_u = 1,35 pl + \frac{q_u l^2}{2} = 1,35 \times 1 \times 1,45 + \frac{15,17 \times 1,45^2}{2} = 17,9 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 1,35 p + q_u l = 1,35 \times 1 + 15,17 \times 1,45 = 23,35 \text{ kN}$$

✓ à ELS

$$M_{ser} = pl + \frac{q_{ser} l^2}{2} = 1 \times 1,45 + \frac{10,96 \times 1,45^2}{2} = 12,97 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = p + q_{ser} l = 1 + 10,96 \times 1,45 = 16,89 \text{ kN}$$



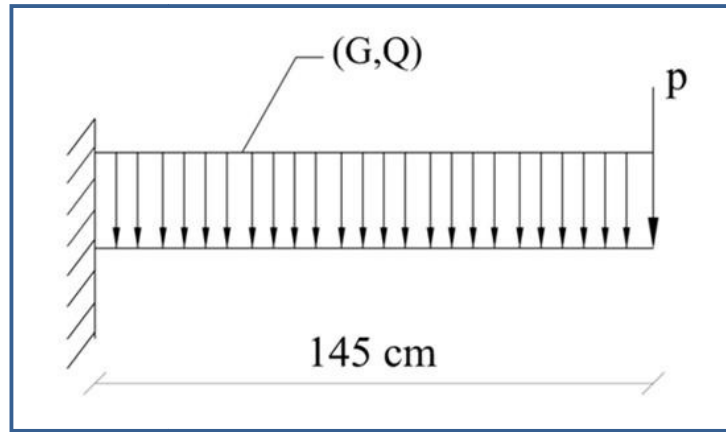


Figure III. 23 : Schéma statique de la volée 02

**c. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 0,15 \text{ m}$  ;  $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$  ;  $d' = C' = 1,5 \text{ cm}$ .

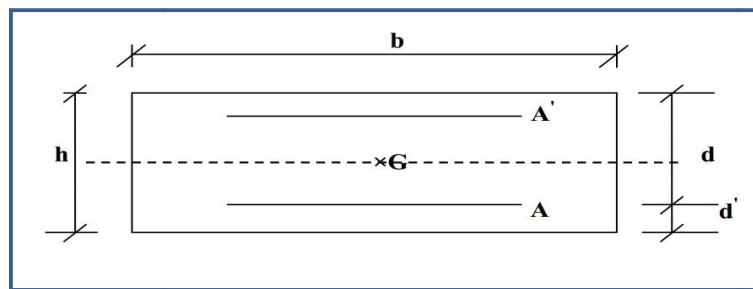


Figure III. 24 : Section de calcul de la volée 02

✓ **Moments ultime réduit**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = 0,069 < \mu_l = 0,392$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

✓ **Section d'armature**

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,089$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha.d.b.f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,089 \times 100 \times 1,5 \times 14,17}{348} = \boxed{A_s = 3,91 \text{ cm}^2}$$

**Condition de non fragilité**

La section minimale est :

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 5 \times HA12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de :  $20 \text{ cm.}$

**d. Vérification à l'ELU**

✓ **Contrainte de cisaillement**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration est peu préjudiciable

Donc :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

Et :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$V_u$ : l'effort tranchant à l'ELU

$V_u = 23,35 \text{ kN}$

Donc :  $\tau_u = \frac{23,35 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,173 \text{ MPa}$

D'où  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  **condition vérifié**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

✓ **Contrainte d'adhérence**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a  $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t2}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1,5$  on prend  $\bar{\Psi}_s = 1,5$  D'où  $\bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

et on a :  $\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc : D'où

$\sum U_i = 5 \times 2 \times \pi \times R = 188,5 \text{ mm.}$

D'où  $\tau_{su} = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa}$  **condition vérifié**

**e. Calcul des armatures de répartition**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$

Donc on adopte  $A_s = 5 \times HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de :  $20 \text{ cm.}$

**f. Vérification des espacements des barres**

*Armature principale*

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

*Armature transversal*

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

**g. Vérification à l'ELS**

**Tableau III. 20 : Tableau récapitulatif des vérifications de volée 02 à l'ELS**

$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
12,97	5,65	0	4,01	9781,97	5,32	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• **Remarque**

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

**h. Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,103 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0,103 > 0,1) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0042 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; L = 1,45 \text{ m} ; A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 12,97 \text{ kN.m} ; M_{0,ser} = 12,97 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Remarque**

Concernant le mode d'appuis d'escalier de RDC on utilise la poutre de portique et le voile de contreventement donc on a besoin d'introduire une poutre palière.



### III.5.3.1 Caractéristiques géométriques

Hauteur d'étage :  $H = 3,06 \text{ m}$

Hauteur de contre marche :  $16,5 \leq h \leq 17,5$

On prend  $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de contre marche :  $n = \frac{306}{17} = 18$

On calcul le Giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a :  $60 < 2h + g < 64 \implies 26 < g < 30$  On prend :  $g = 30 \text{ cm}$

### III.5.3.1 Détermination de l'épaisseur de la paillese

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur les deux (02) côtés et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$L_0 = L_1 + L_2 = 1,72 + 1,58 \implies L_0 = 3,3 \text{ m}$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \implies \frac{330}{30} \leq e \leq \frac{330}{20}$$

$$11 \text{ cm} \leq e \leq 16,5 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de paillese :  $e = 15 \text{ cm}$

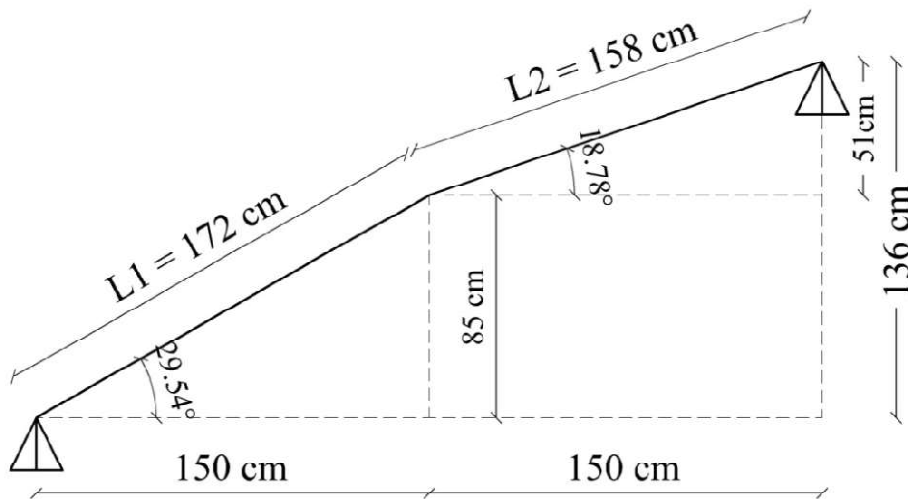


Figure III. 27 : Pré dimensionnement de la paillese.

### III.5.3.2 Evaluation et combinaison des charges

On a :

$G = 9,46 \text{ kN/m}^2$  et  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

✓ A l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1$$

$$q_u = (1,35 \times 9,46 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,52 \text{ kN/ml}$$

✓ A l'ELS

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1$$

$$q_{ser} = (9,46 + 2,5) \times 1 = 11,96 \text{ kN/ml}$$

### III.5.3.3 Calcul des réactions d'appuis

✓ A l'ELU

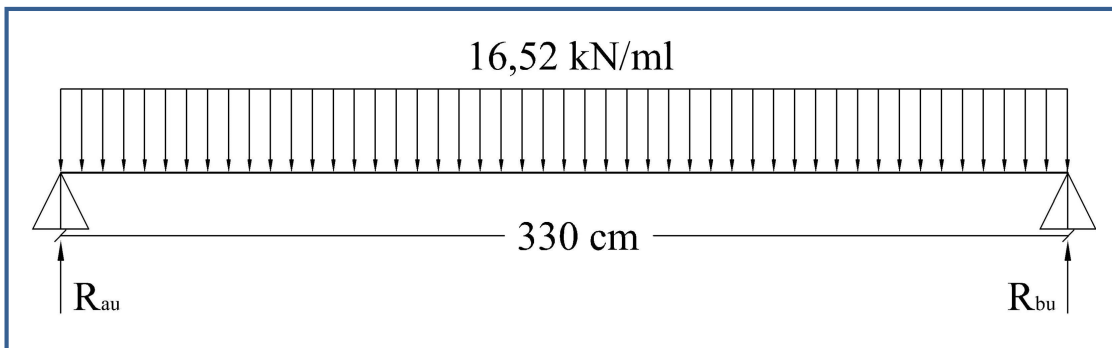


Figure III. 28 : Schéma statique d'escalier à l'ELU

$$R_{au} = 27,26 \text{ kN/ml}$$

$$R_{bu} = 27,26 \text{ kN/ml}$$

✓ A l'ELS

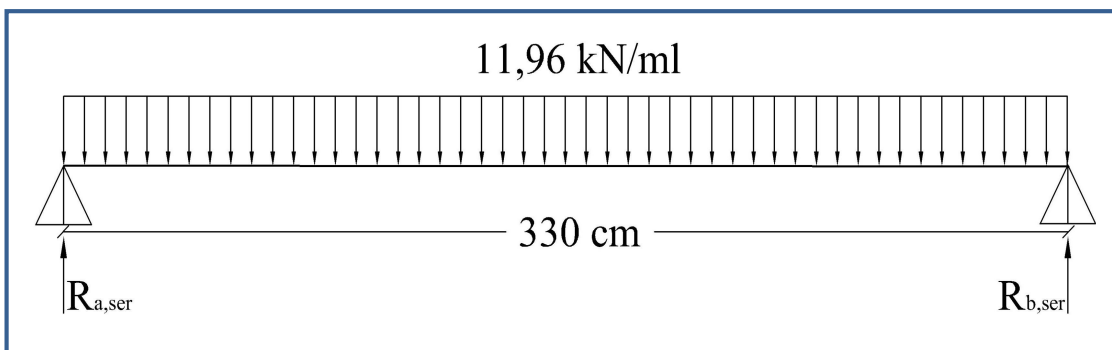


Figure III. 29 : Schéma statique d'escalier à l'ELS

$$R_{aser} = 22,19 \text{ kN/ml}$$

$$R_{bser} = 22,19 \text{ kN/ml}$$

III.5.3.4 Calcul des moments et des efforts tranchants

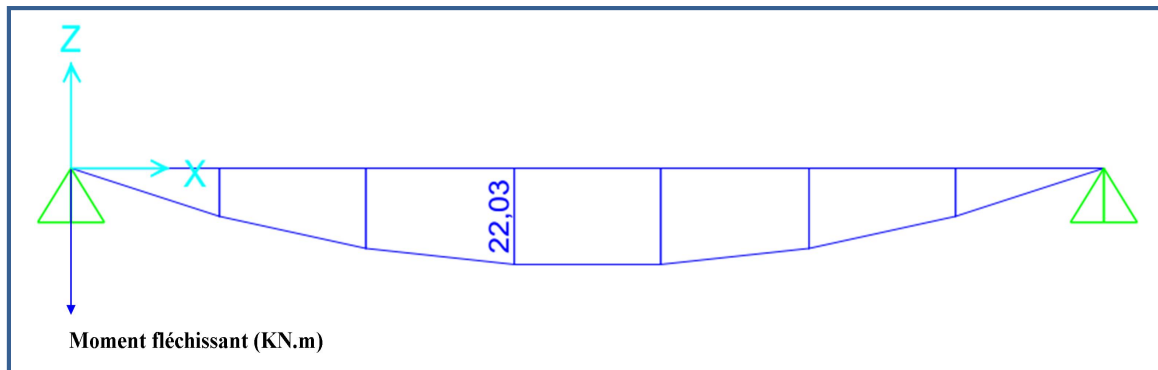


Figure III. 30 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELU

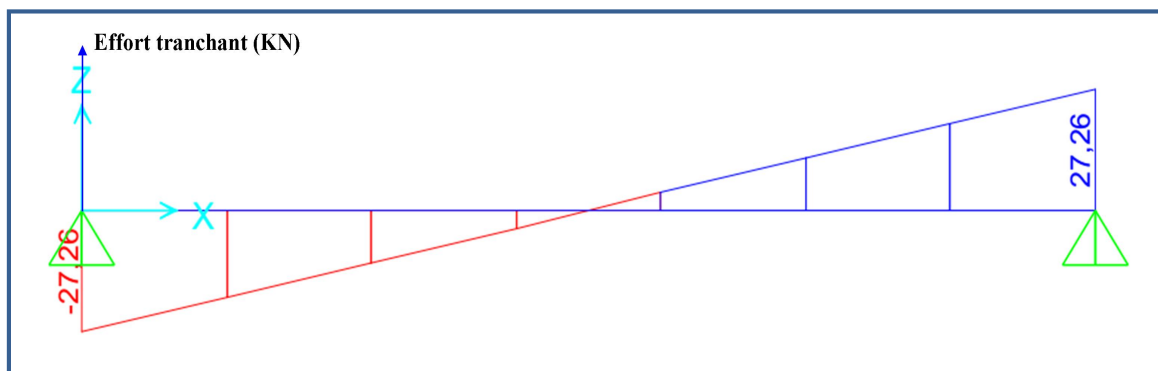


Figure III. 31 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU

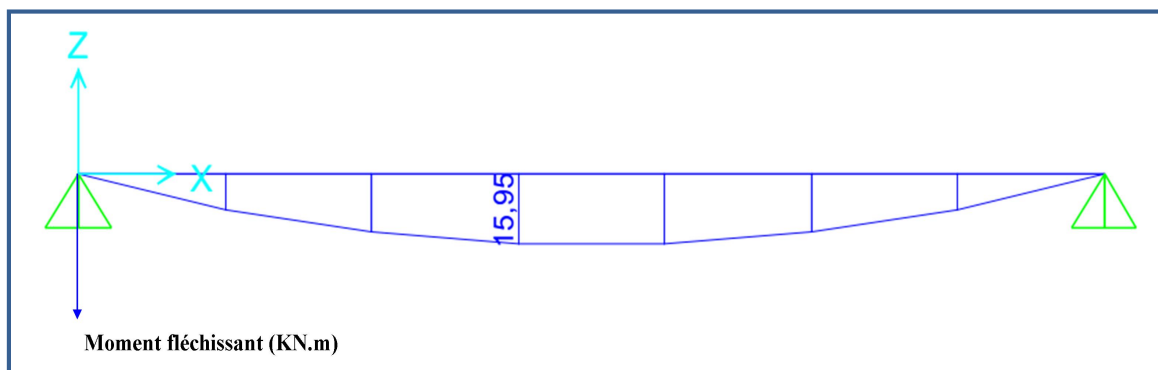


Figure III. 32 : Diagramme de moment fléchissant d'escalier à l'ELS

On trouve :

$$M_u = 22,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 15,95 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 27,26 \text{ kN}$$

Le calcul est fait selon les conditions d'appui poutre plus au moins encastree (semi encastree), fréquemment les moments en travée et en appuis sont :

$$M_{u, travée} = 0,75M_u = 16,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{u, appui} = 0,5M_u = 11,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser, travée} = 0,75M_{ser} = 11,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser, appui} = 0,5M_{ser} = 7,98 \text{ kN.m}$$

### III.5.3.5 Calcul du ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 0,15 \text{ m} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; d' = C' = 1,5 \text{ cm.}$$

**Tableau III. 21 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures d'escalier à l'ELU**

	$M_u$	$\mu_u$	$\mu_l = 0,392$	$\alpha$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	choix	Espacement (cm)	$A_s$ adopté ( $cm^2/ml$ )
<b>Travée</b>	16,52	0,064	$\mu_u < \mu_l$	0,083	3,64	1,63	<b>6HA10</b>	15	4,71
<b>Appui</b>	11,02	0,043	$\mu_u < \mu_l$	0,055	2,4	1,63	<b>6HA10</b>	15	4,71

### III.5.3.6 Vérification à l'ELU

**Tableau III. 22 : Tableau récapitulatif des vérifications d'escalier à l'ELU**

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\Sigma U_i$ (mm)	$\tau_{su}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	188,5	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>Appui</b>	27,26	0,202	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	188,5	1,19	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

### III.5.3.7 Armature de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

✓ **En travée**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_t = 5 \times HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/ml$  avec espacement de **20 cm.**

✓ **En appuis**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_t = 5 \times HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/ml$  avec espacement de **20 cm.**



III.5.3.8 Vérification des espacements des barres

e) Armature principale

$$S_p = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f) Armature transversal

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.3.9 Vérification à l'ELS

Tableau III. 23 : Tableau récapitulatif des vérifications d'escalier à l'ELS

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	11,96	4,71	0	3,4	8772,2	4,64	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	7,98	4,71	0	3,4	8772,2	3,1	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• Remarque

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

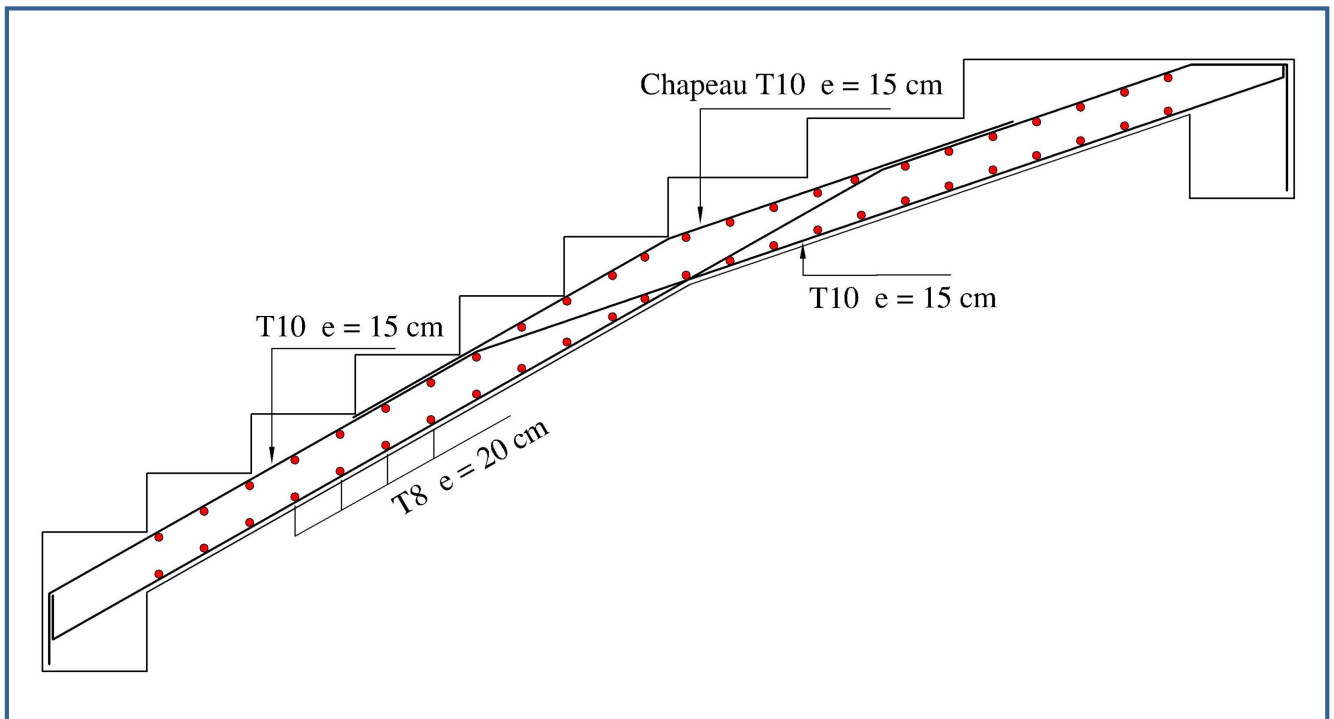


Figure III. 33 : Ferrailage de l'escalier des étages courants

III.5.3.10 Étude de poutre palière (poutre brisée)

a) Pré dimensionnement de la poutre palière

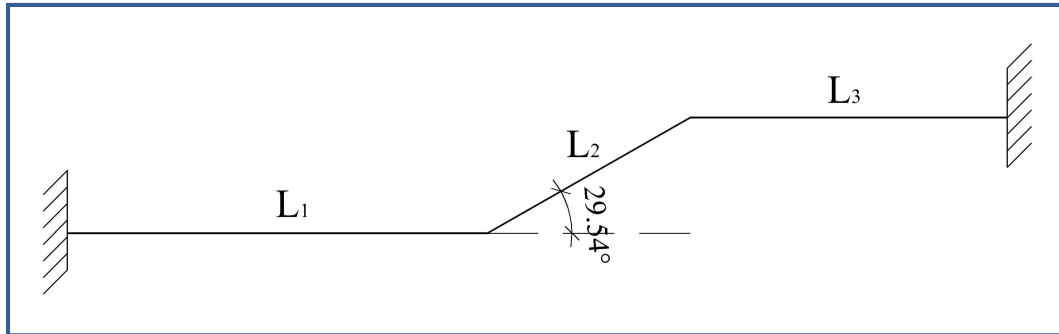


Figure III. 34 : Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{317}{15} \leq h \leq \frac{317}{10} \Rightarrow 21,13 \text{ cm} \leq h \leq 31,7 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$ .

avec :  $L = L_1 + L_2 + L_3 = 3,17 \text{ m}$ .

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

b) Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 [1]

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1,17 < 4 \Rightarrow$  Condition vérifiée

Donc la section de la poutre palière est de :  $\mathbf{b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2}$

c) Charge sollicitant la poutre

- Poids propre de la poutre:  $G_{pp} = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ kN/ml}$ .
- Poids du mur situé sur la poutre :  $G_{mur} = 2,92 \times 1,35 = 3,94 \text{ kN/ml}$ .
- Réaction du volée sur la poutre à l'ELU :  $R_{max,u} = 27,26 \text{ kN/ml}$ .
- Réaction du volée sur la poutre à l'ELS :  $R_{max,ser} = 22,19 \text{ kN/ml}$ .

d) Combinaison d'action

$$q_u = 1,35(G_{pp} + G_{mur}) + R_u = 36,13 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G_{pp} + G_{mur} + R_{ser} = 28,76 \text{ kN/ml}$$

e) Calcule des moments et des efforts tranchant

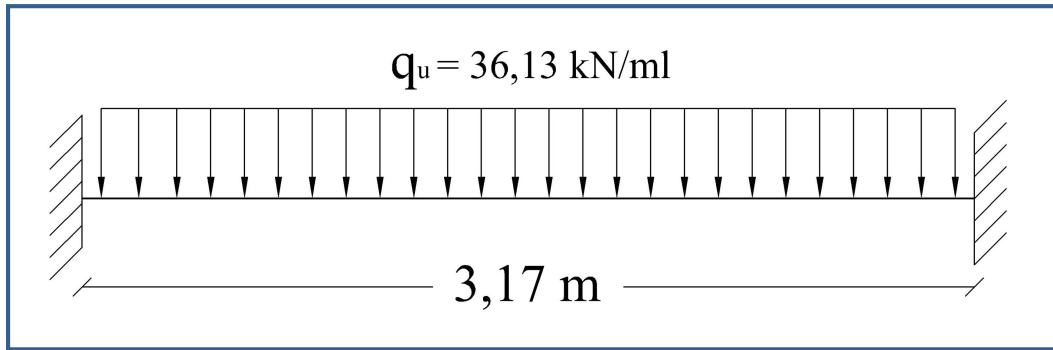


Figure III. 35 : Schéma statique de la poutre palière

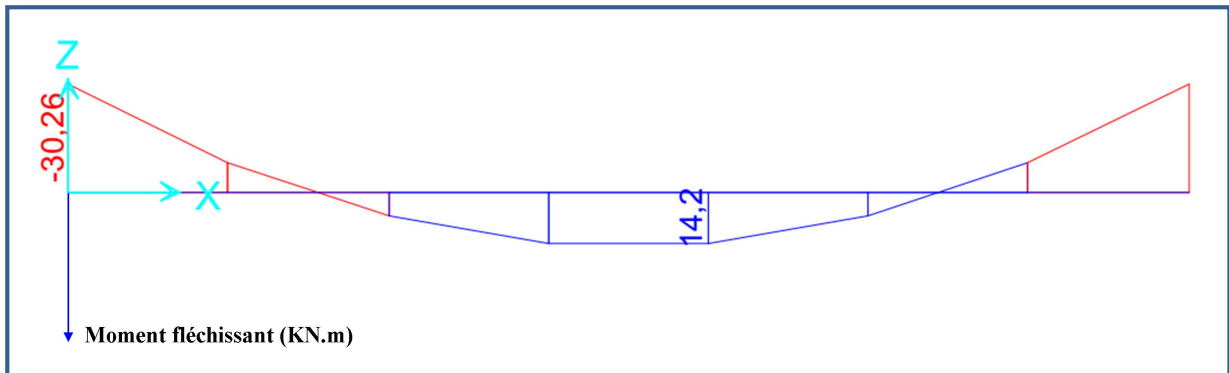


Figure III. 36 : Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELU

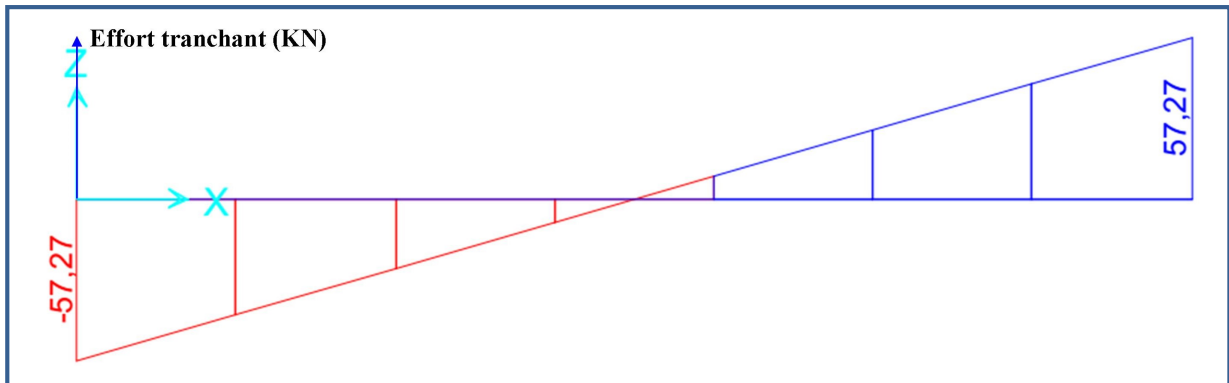


Figure III. 37 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU

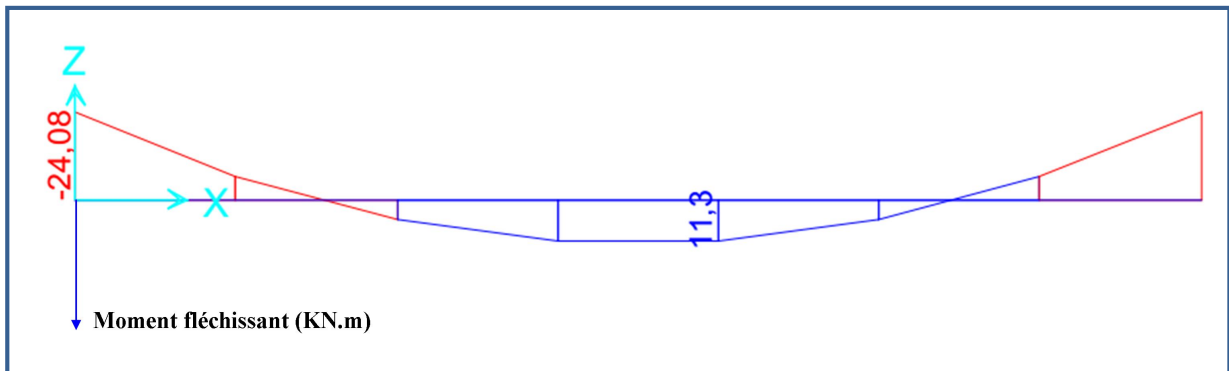


Figure III. 38 : Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELS

On trouve :

$$M_{u, travée} = 14,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{u, appuit} = -30,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser, travée} = 11,3 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser, appuit} = -24,08 \text{ kN.m}$$

$$V_{u, max} = 57,27 \text{ kN}$$

**f) Calcul du ferrailage longitudinal à l'ELU**

On fait les calculs à la flexion simple avec :

$$h = 35 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$$

**Tableau III. 24 :** Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière

	$M_u$	$\mu_u$	$\mu_l = 0,392$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	14,2	0,034	$\mu_u < \mu_l$	0,043	1,32	0	1,14	<b>3HA12</b>	3,39
<b>Appui</b>	30,26	0,072	$\mu_u < \mu_l$	0,093	2,87	0	1,14	<b>3HA12 +3HA12</b>	6,79

- **Remarque :** Pour la section d'armature adoptée en appuis on prend 3HA12 comme des barres filantes et 3HA12 comme des chapeaux de longueur  $\frac{L}{4} = \frac{3,17}{4} = 0,8 \text{ m}$ .

**g) Vérification à l'ELU**

**Tableau III. 25 :** Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\Sigma U_i$ (mm)	$\tau_{su}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	113,1	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>Appui</b>	57,27	0,61	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	226,2	0,89	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

**h) Armature de transversale**

✓ **Selon le BAEL 91/99 [2]**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9d\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3}) \text{ BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{ BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{ BAEL91/99}$$

✓ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Avec :

$A_t$  : Section des armatures transversales

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 28,35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2 \right\} = 8,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Donc on prend :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9\sigma_s} = \frac{30 \times 8 \times (0,61 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 348} = -0,015 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003b_0 S_t = 0,72 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_t = 4 \times HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**i) Vérification à l'ELS**

**Tableau III. 26 :** Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELS

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	11,3	3,39	0	8,02	34231,51	2,65	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Appui</b>	24,08	6,79	0	10,77	58948,3	4,4	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **Remarque :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

**a) Vérification de La flèche (Art B.6.5,1) BAEL91/99**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,11 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser,travée}}}{10 M_{0,\text{ser}}}\right) \Rightarrow (0,11 > 0,031) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

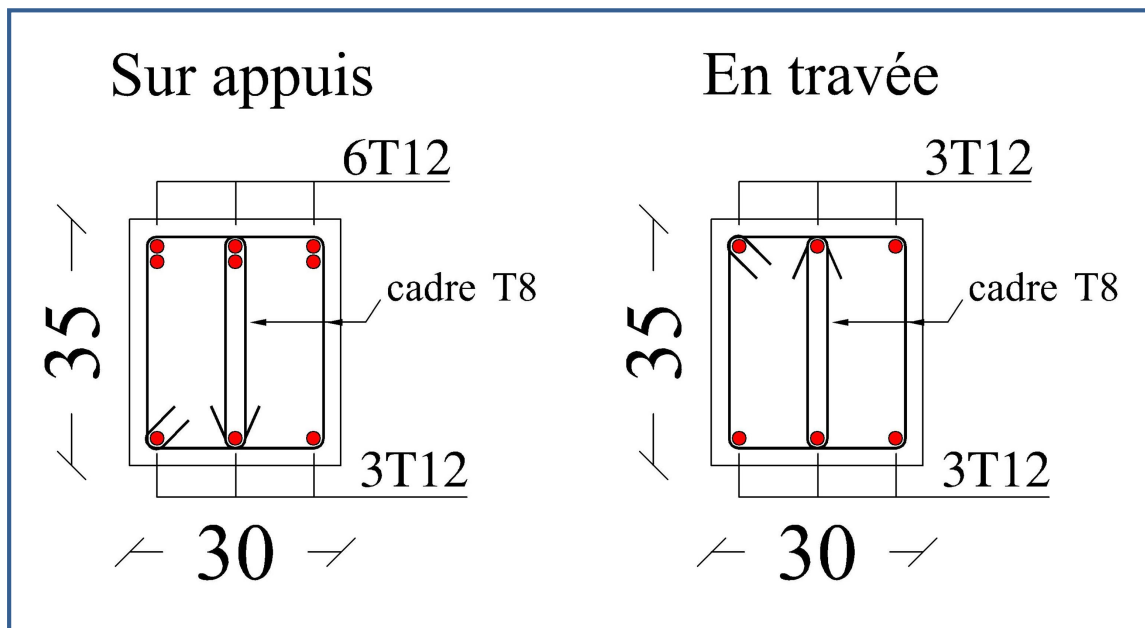
$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0036 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 31,5 \text{ cm} ; L = 3,17 \text{ m} ; A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 11,3 \text{ kN.m} ; M_{0,\text{ser}} = 36,13 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III. 39 :** Schéma de ferrailage de la poutre palière

### III.6 Etude de la rampe

La circulation des véhicules dans le parking est assurée par une rampe droite avec une inclinaison de  $20,95^\circ$ .

La rampe est assimilée dans le calcul à une poutre continue simplement appuyée.

#### III.6.1 Pré dimensionnement de la rampe

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur les deux (02) côtés et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_{max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{max}}{20}$$

$$\frac{330}{30} \leq e \leq \frac{330}{20} \quad \Rightarrow \quad 11,1 \text{ cm} \leq e \leq 16,65 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur :  $e = 15 \text{ cm}$

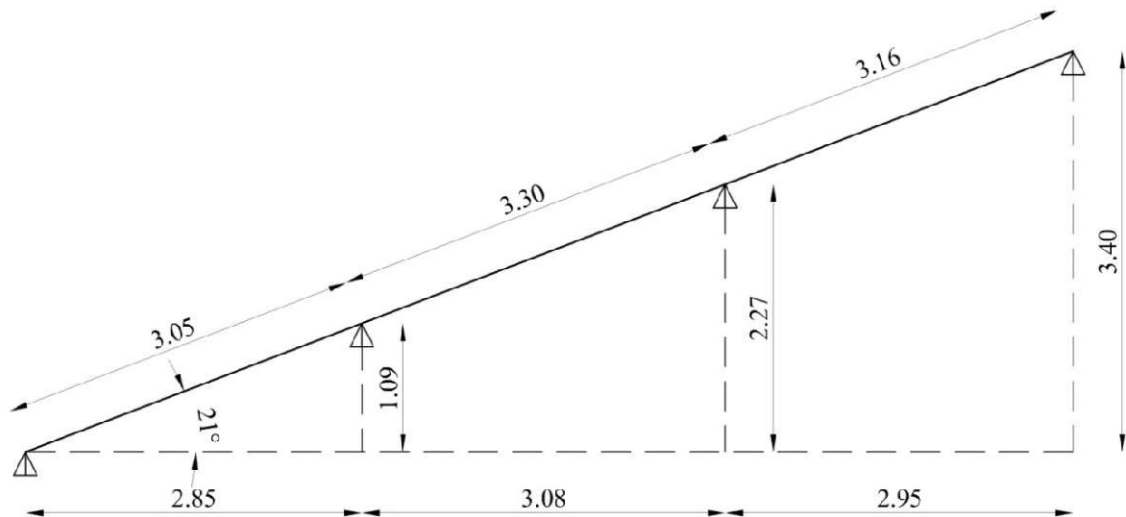


Figure III. 40 : Pré dimensionnement de la rampe

#### III.6.2 Evaluation des charges

Tableau III. 27 : Evaluation des charges de la rampe

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement bitume.	22	0,02/0,93	0,47
Poids propre de la dalle pleine	25	0,15/0,93	4,03
Enduit en plâtre.	18	0,02/0,93	0,39
<b>Charges permanentes (G)</b>			<b>4,89</b>
<b>Charges d'exploitations (Q)</b>			<b>2,5</b>

### III.6.3 Combinaison des charges

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

✓ A l'ELU

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = (1,35 \times 4,89 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,35 \text{ kN/ml}$$

✓ A l'ELS

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = (4,89 + 2,5) \times 1 = 7,39 \text{ kN/ml}$$

### III.6.4 Calcul des moments et les efforts tranchants

✓ A l'ELU

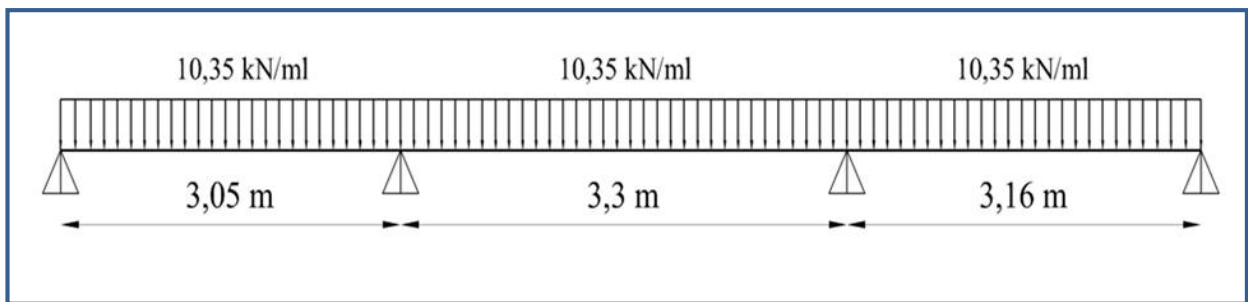


Figure III. 41 : Schéma statique de la rampe à l'ELU

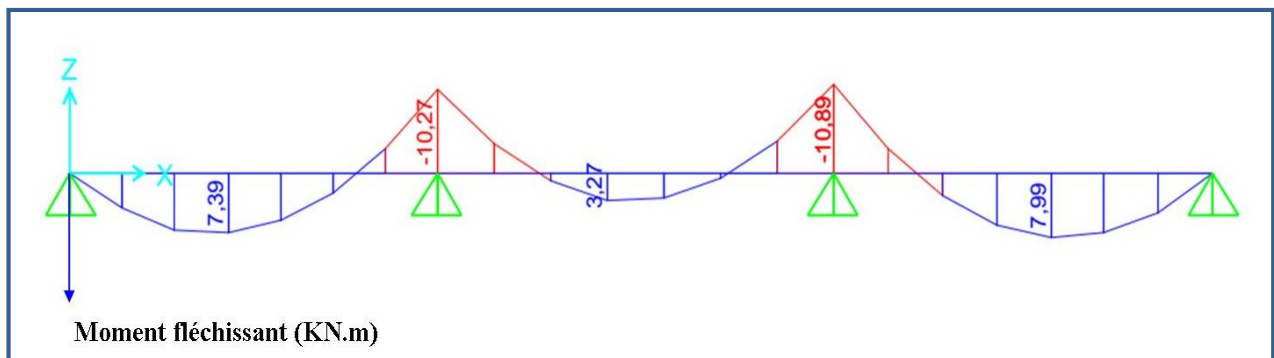


Figure III. 42 : Diagramme de moment fléchissant de la rampe à l'ELU

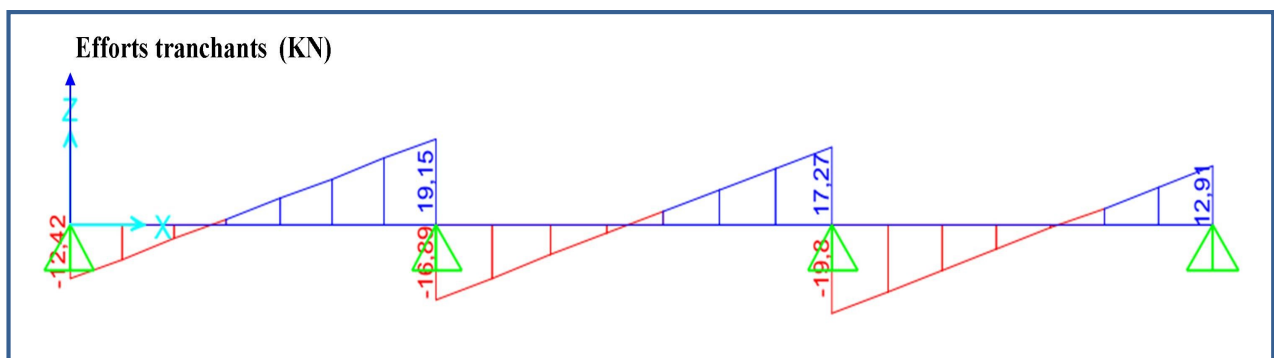


Figure III. 43 : Diagramme de l'effort tranchant de la rampe à l'ELU



✓ A l'ELS

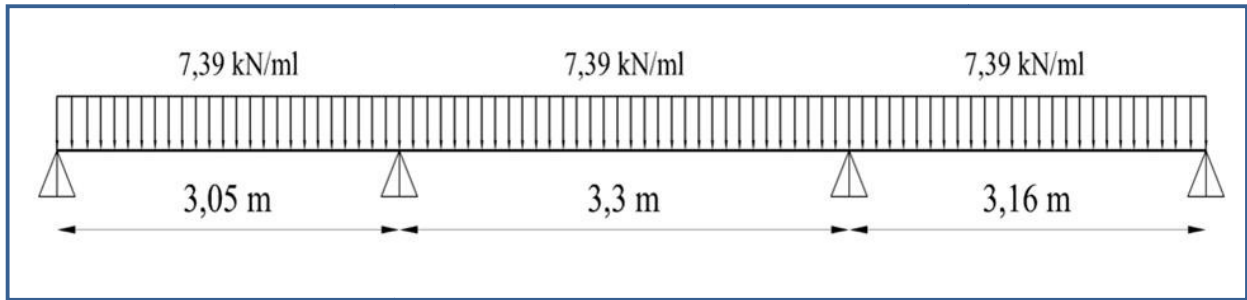


Figure III. 44 : Schéma statique de la rampe à l'ELS

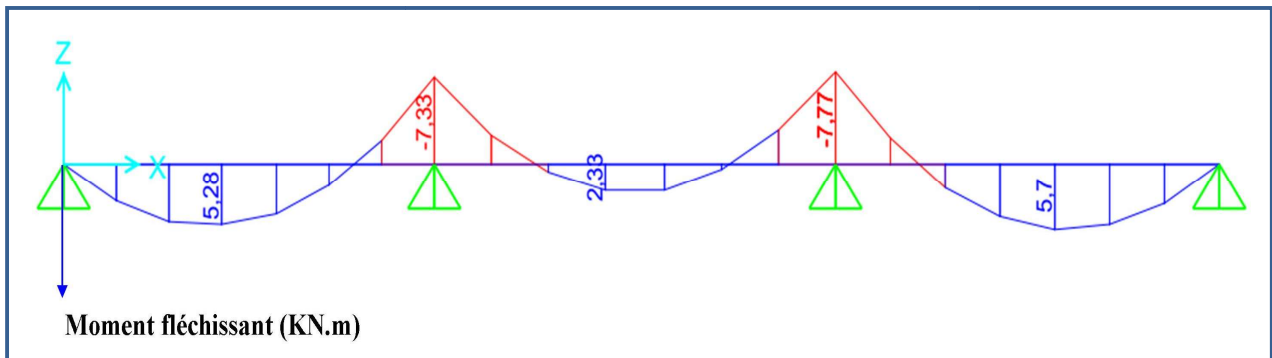


Figure III. 45 : Diagramme de moment fléchissant de la rampe à l'ELS

✓ Conclusion

$$M_{u, travée} = 7,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{u, appuit} = 10,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser, travée} = 5,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser, appuit} = 7,77 \text{ kN.m}$$

$$V_{u, max} = 19,8 \text{ kN}$$

**III.6.5 Calcul du ferrailage longitudinal**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre avec :

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 0,15 \text{ m}$  ;  $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$  ;  $d' = C' = 1,5 \text{ cm}$ .

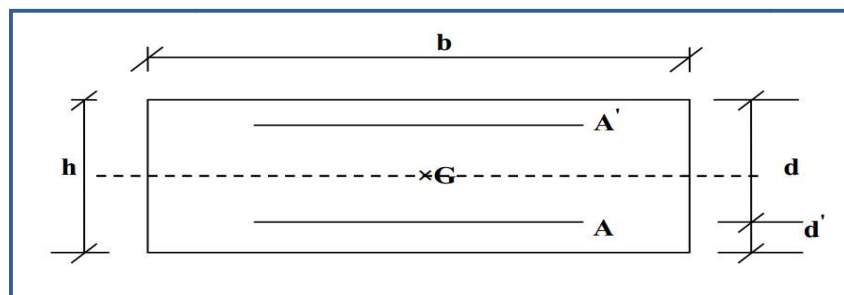


Figure III. 46 : Section de calcul de la rampe

**Tableau III. 28 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la rampe à l'ELU**

	$M_u$	$\mu_u$	$\mu_l = 0,392$	$\alpha$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	choix	Espacement (cm)	$A_s$ adopté ( $cm^2/ml$ )
<b>Travée</b>	7,99	0,031	$\mu_u < \mu_l$	0,039	1,72	1,63	<b>6HA10</b>	15	4,71
<b>Appui</b>	10,89	0,042	$\mu_u < \mu_l$	0,054	2,37	1,63	<b>6HA10</b>	15	4,71

### III.6.6 Vérification à l'ELU

**Tableau III. 29 : Tableau récapitulatif des vérifications de la rampe à l'ELU**

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
<b>Travée</b>	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	157,08	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>Appui</b>	19,8	0,15	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	157,08	1,04	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

### III.6.7 Armature de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

✓ **En travée**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_t = 5 \times HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/ml$  avec espacement de **20 cm.**

✓ **En appuis**

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_t = 5 \times HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/ml$  avec espacement de **20 cm.**

### III.6.8 Vérification des espacements des barres

✓ *Armature principale*

$$S_p = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ *Armature transversal*

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

**III.6.9 Vérification du poinçonnement (Art A.5.2,42) BAEL91/99**

Le poids maximal autorisé d'une voiture léger vaut 3500 kg, supposant que chaque essieu support 1750 kg, par roue soit  $P = 8,75$  kN.

La surface d'impact de la roue avec la dalle soit :  $10 \times 10$  cm<sup>2</sup>

Pour que les armatures transversales de poinçonnement ne soient pas nécessaires il faut que la condition suivante soit vérifiée : [2]

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c2}}{\gamma_b}$$

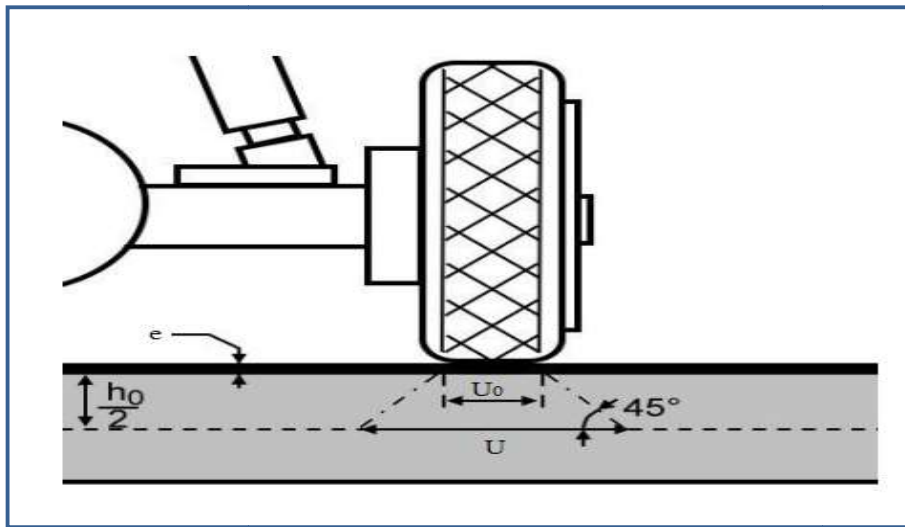


Figure III. 47 : Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen

Avec  $q_u$  : charge de calcul à l'ELU

$$q_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 8,75 = 11,81 \text{ kN}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour

$$\mu_c = 2(U + V)$$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 15 = 119 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 15 = 119 \text{ cm}$$

$h_0$  : Épaisseur de la dalle

$e$  : épaisseur de revêtement en bitume

$$\text{Donc : } \mu_c = 2(119 + 119) = 4,76 \text{ m}$$

$$q_u = 11,81 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4,76 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 535,5 \text{ kN}$$

$$q_u = 11,81 \text{ kN} < 535,5 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales de poinçonnement ne soient pas nécessaires.

### III.6.10 Vérification à l'ELS

**Tableau III. 30 : Tableau récapitulatif des vérifications de la rampe à l'ELS**

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	5,7	4,71	0	3,72	8473,52	2,5	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Appui</b>	7,77	4,71	0	3,72	8473,52	3,4	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**Remarque :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

### III.6.11 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,0454 < 0,0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0,0454 < 0,0566) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0035 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; L = 3,3 \text{ m} ; A_s = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 5,7 \text{ kN.m} ; M_{0,ser} = 10,06 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

### III.6.12 Calcul de la flèche [2]

$\bar{f}$  : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article **B.6.5.3 du BAEL91/99**, comme

$$\text{suit : } \bar{f} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{PL^2}{E_i I} \leq \bar{f}$$

$$P = 7,39 \text{ kN/ml}$$

$E_i$  : module de déformation instantanée.

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

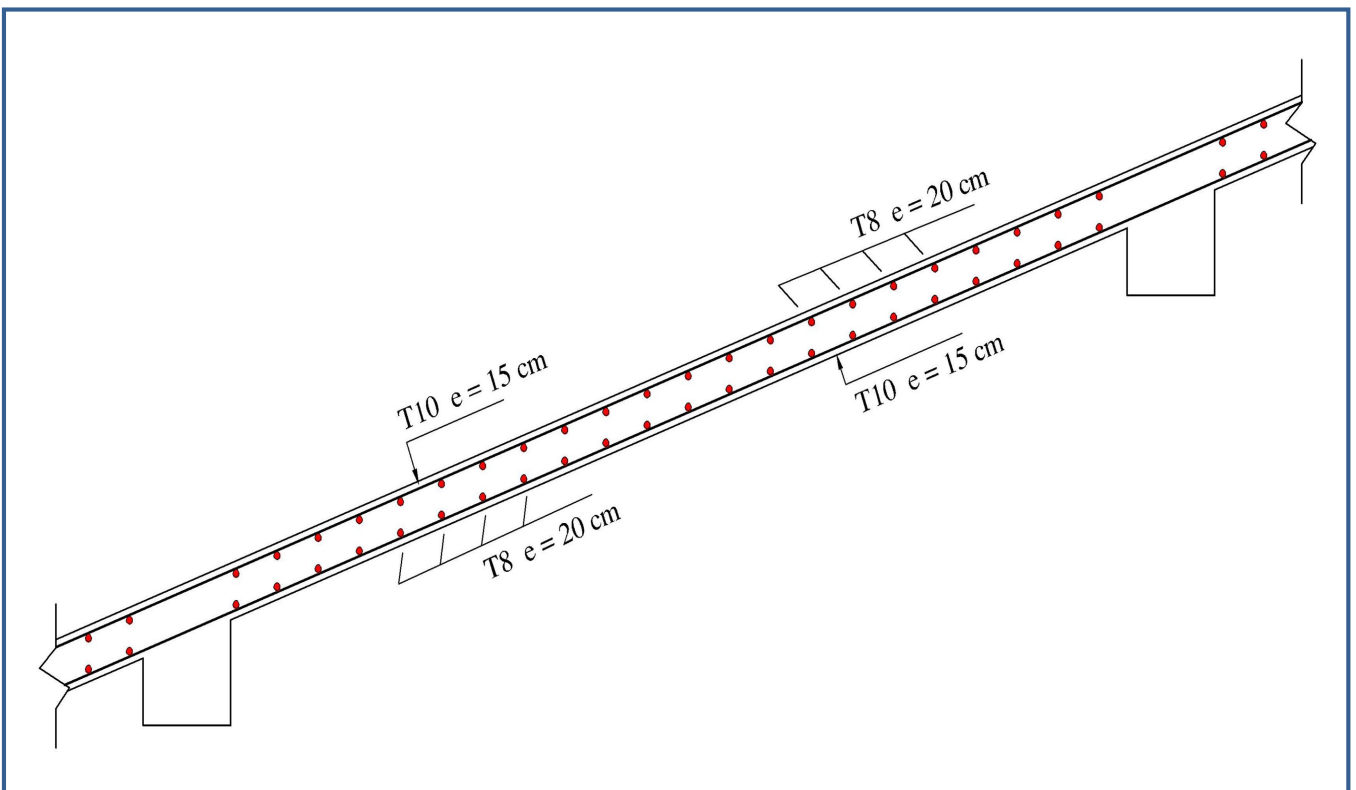
I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{b}{12} \cdot h^3 + n \left[ A_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \cdot \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{100}{12} \times 15^3 + 15 \left[ 4,71 \left( \frac{15}{2} - 1,5 \right)^2 \right] = 30668,4 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{7,39 \times 3,30^4 \times 10^7}{32164,2 \times 30668,4} = 0,12 \text{ cm}$$

$f = 0,12 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm}$  ..... **condition vérifiée.**



**Figure III. 48 : Schéma de ferrailage de la rampe**

### III.6.13 Etude de la poutre de la rampe

#### III.6.13.1 Pré dimensionnement de la poutre

Selon le BAEL 91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{278}{15} \leq h \leq \frac{278}{10} \Rightarrow 18,53 \text{ cm} \leq h \leq 27,8 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$ .

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

✓ Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 [1]

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1,17 < 4 \Rightarrow$  Condition vérifiée

Donc la section de la poutre de rampe est de :  $\mathbf{b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2}$

#### III.6.13.2 Charge sollicitant la poutre

- Poids propre de la poutre:  $G_{pp} = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ kN/ml}$ .
- Réaction du rampe sur la poutre à l'ELU :  $R_{max,u} = 37,06 \text{ kN/ml}$ .
- Réaction du rampe sur la poutre à l'ELS :  $R_{max,ser} = 26,46 \text{ kN/ml}$ .

#### III.6.13.3 Combinaison d'action

$$q_u = 1,35 G_{pp} + R_u = 40,61 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G_{pp} + R_{ser} = 29,09 \text{ kN/ml}$$

#### III.6.13.4 Calcule des moments et des efforts tranchant

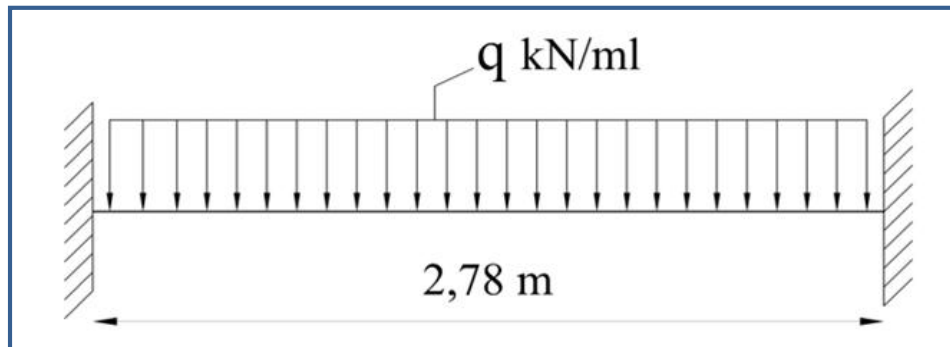


Figure III. 49 : Schéma statique de la poutre de la rampe

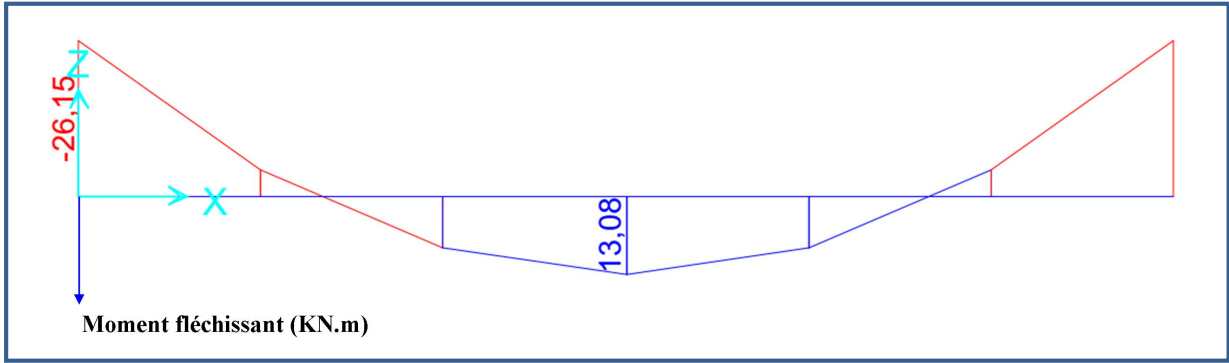


Figure III. 50 : Diagramme de moment fléchissant de la poutre de la rampe à l'ELU

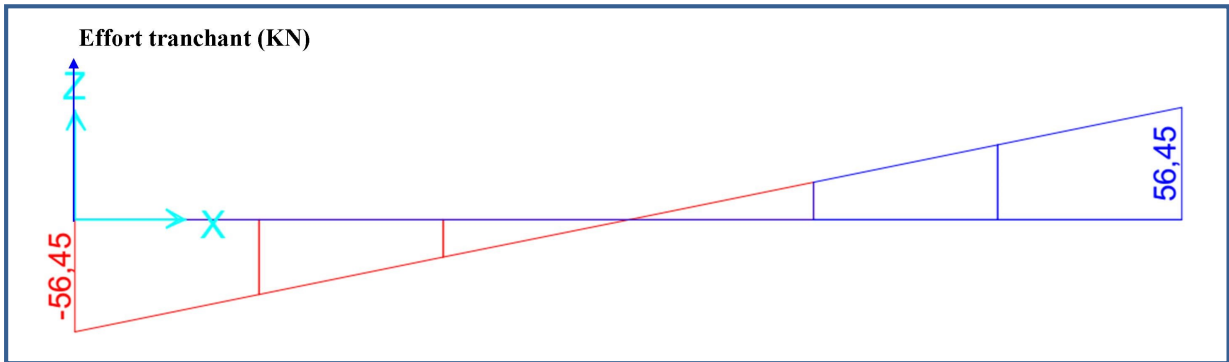


Figure III. 51 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutre de la rampe à l'ELU

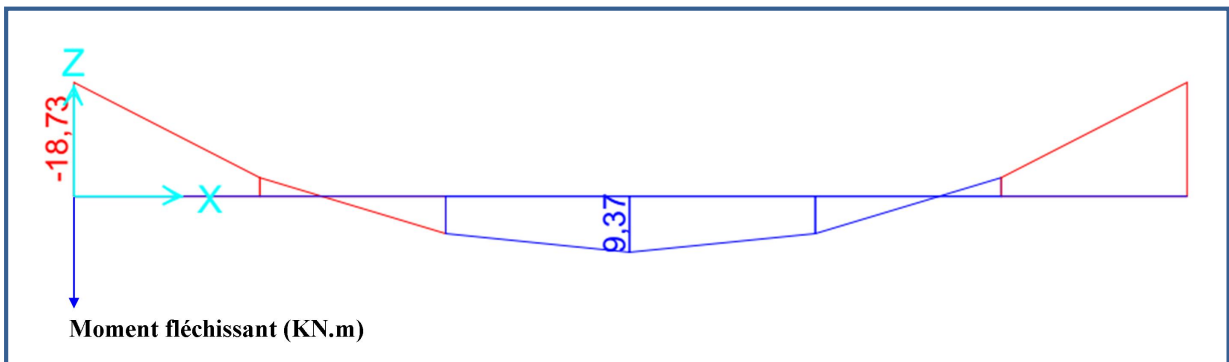


Figure III. 52 : Diagramme de moment fléchissant de la poutre de la rampe à l'ELS

On trouve :

$$M_{u,travée} = 13,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appui} = 26,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 9,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 18,73 \text{ kN.m}$$

$$V_{u,max} = 56,45 \text{ kN}$$

### III.6.13.5 Calcul du ferrailage longitudinal à l'ELU

On fait les calculs à la flexion simple avec :

$$h = 35 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$$

**Tableau III. 31 :** Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre de la rampe

	$M_u$	$\mu_u$	$\mu_l = 0,392$	$\alpha$	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	choix	$A_s$ adopté ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
<b>Travée</b>	13,08	0,031	$\mu_u < \mu_l$	0,039	1,2	0	1,14	<b>3HA12</b>	3,39
<b>Appui</b>	26,15	0,062	$\mu_u < \mu_l$	0,08	2,46	0	1,14	<b>3HA12 +3HA12</b>	6,79

- **Remarque :** pour la section d'armature adoptée en appuis on prend 3HA12 comme des barres filantes et 3HA12 comme des chapeaux de longueur  $\frac{L}{4} = \frac{2,78}{4} = 0,7 \text{ m}$

### III.6.13.6 Vérification à l'ELU

**Tableau III. 32 :** Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre de la rampe à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\Sigma U_i$ (mm)	$\tau_{su}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	113,1	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>Appui</b>	56,45	0,6	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	226,2	0,88	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

### III.6.13.7 Armature de transversale

✓ Selon le BAEL 91/99

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9d\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

✓ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale}$$



$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante}$$

Avec :

$A_t$  : Section des armatures transversales

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 28,35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right\} = 8,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Donc on prend :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \sigma_s} = \frac{30 \times 8 \times (0,6 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 348} = -0,023 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t = 0,72 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_t = 4 \times HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

### III.6.13.8 Vérification à l'ELS

**Tableau III. 33 :** Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre de la rampe à l'ELS

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	9,37	3,39	0	8,78	33017,05	2,49	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Appui</b>	18,73	6,79	0	11,62	55942,42	3,89	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**Remarque :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

**b) Vérification de La flèche (Art B.6.5,1) BAEL91/99**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,126 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser,travée}}}{10 M_{0,\text{ser}}}\right) \Rightarrow (0,126 > 0,033) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

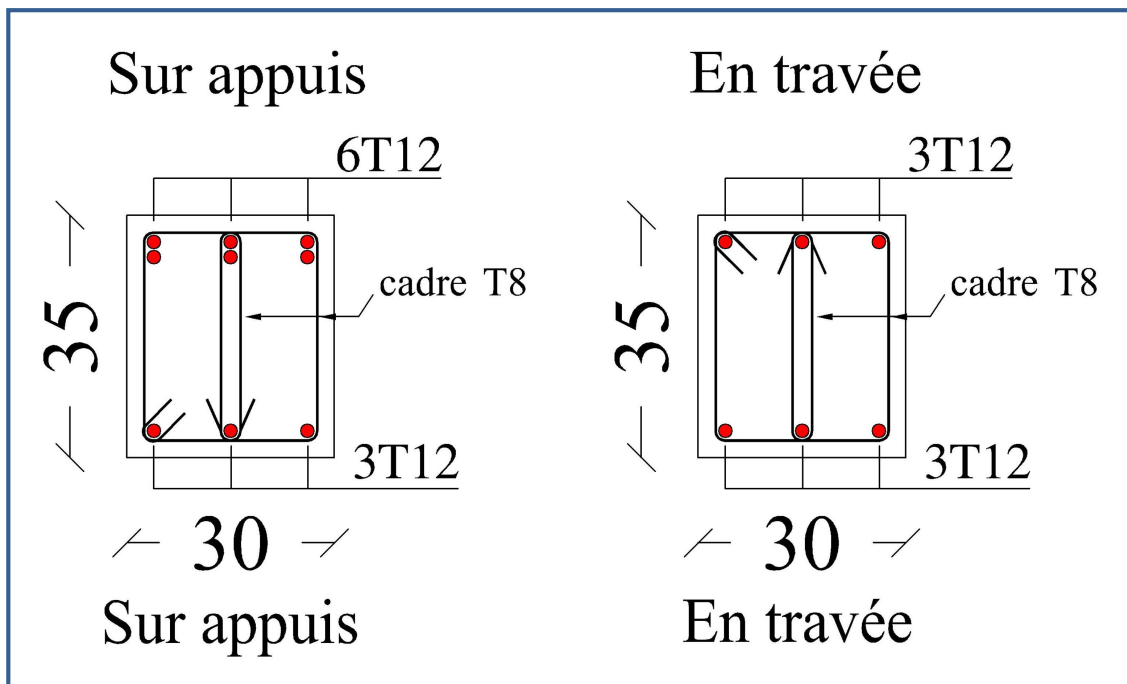
$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0036 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 31,5 \text{ cm} ; L = 2,78 \text{ m} ; A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 9,37 \text{ kN.m} ; M_{0,\text{ser}} = 28,1 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III. 53 : Schéma de ferrailage de la poutre de la rampe**

### III.7 Etude de la salle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids.

Notre immeuble est équipé d'un ascenseur de marque KONE Monospace, avec les caractéristiques techniques suivantes :

- Charges nominale jusqu'à 1000 kg, elle transporte 10 personnes.
- Vitesse d'entraînement jusqu'à 1,6 m/s.
- Course maximale 30,6 m, (jusqu'à 10 arrêts).
- Portes à ouverture centrale (adaptée aux personnes handicapées).

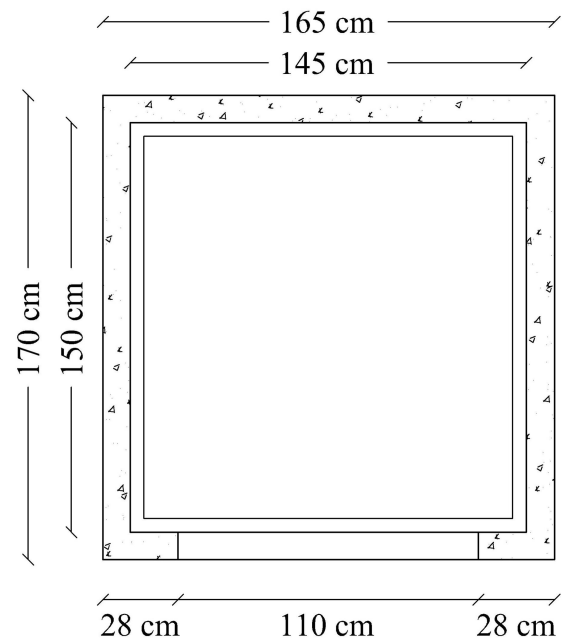


Figure III. 54 : Schéma de l'ascenseur

#### III.7.1 Pré dimensionnement de la dalle

##### ✓ Résistance à la flexion

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{145}{50} \leq e \leq \frac{145}{40} \Rightarrow 2,9 \text{ cm} \leq e \leq 3,63 \text{ cm}$$

On a :

$e \geq 20 \text{ cm}$  d'après les recommandations du constructeur mentionnées dans la fiche technique.

L'épaisseur doit être au moins égale à 12 cm, d'après (RPA 99 version 2003).

Donc on adopte :  $e = 20 \text{ cm}$ .

#### III.7.2 Evaluation des charges et surcharges

##### a) Charges permanentes

$$\text{le poids de la machine} : 90 \text{ kN/m}^2 \times (1 \times 1) \text{m}^2 = 90 \text{ kN}$$

$$\text{le poids de la dalle} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revêtement} = 0,03 \times 22 = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

##### b) Surcharges d'exploitation

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine:  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

**c) Combinaison de charge**

*Tableau III. 34 : Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine*

Combinaison	Charge surfacique (kN/m <sup>2</sup> )	Charge ponctuelle (kN)
ELU	9,14	121,5
ELS	6,66	90

**III.7.3 Calcul des sollicitations**

**a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie**

Calcul de  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{1,50} = 0,97 \Rightarrow 0,4 < \alpha < 1 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

On a :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Tel qu'à l'ELU :

$$\mu_{x,u} = 0,0392 \Rightarrow M_{x,1} = 0,0392 \times 9,14 \times 1,45^2 = 0,75 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,u} = 0,9322 \Rightarrow M_{y,1} = 0,9322 \times 0,75 = 0,70 \text{ kN.m}$$

Et à l'ELS :

$$\mu_{x,ser} = 0,0465 \Rightarrow M_{x,1} = 0,0465 \times 6,66 \times 1,45^2 = 0,65 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0,9543 \Rightarrow M_{y,1} = 0,9543 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN.m}$$

**b) Calcul des moments sous charge localisée**

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite  $U \times V$  est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$\nu$  : coefficient de poisson

$\nu = 0$  à l'ELU

$\nu = 0,2$  à l'ELS

Et:  $(M_1; M_2)$  sont des coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$  et  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

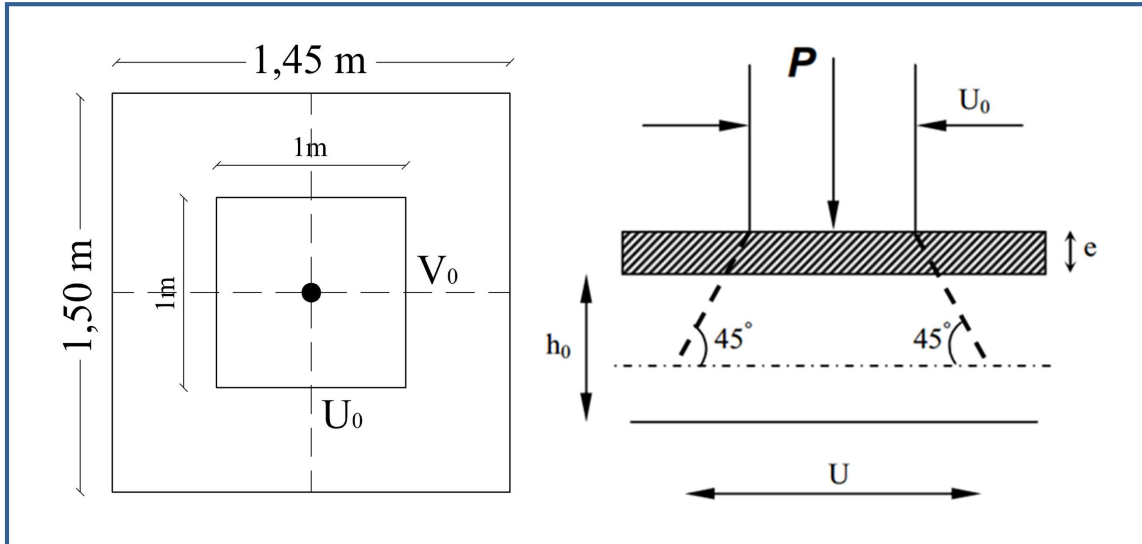


Figure III. 55 : Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen

Avec :

$h_0$  : épaisseur de la dalle (20cm)

$e$  : épaisseur du revêtement (3cm)

On a :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 3 + 20 = 126 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 3 + 20 = 126 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,26}{1,45} = 0,87$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,26}{1,50} = 0,84$$

On prend le tableau pour  $\alpha = 1$  et par itération on trouve : [5]

$$M_1 = M_2 = 0,048$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = M_{y,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 121,5 \times 0,048 = 5,83 \text{ kN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = M_{y,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0,048 + 0,2 \times 0,048) = 5,18 \text{ kN.m}$$

**d) Superposition des moments**

✓ **A l'ELU**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 6,58 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 6,53 \text{ kN.m}$$

✓ **A l'ELS**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 5,83 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 5,8 \text{ kN.m}^2$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens de la petite portée :

*En travée :*  $M_{tx} = 0,85M_x$

*En appuis de rive :*  $M_{ax} = -0,3M_x$

✓ Dans le sens de la grande portée :

*En travée :*  $M_{ty} = 0,85M_y$

*En appuis de rive :*  $M_{ay} = -0,3M_x$

**Tableau III. 35 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle machine**

	Petite portée			Grande portée		
	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ax}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_{ay}$ (kN.m)
<b>ELU</b>	6,58	5,59	- 1,97	6,53	5,55	- 1,96
<b>ELS</b>	5,83	4,96	- 1,75	5,8	4,93	- 1,74

**III.7.4 Calcul de ferrailage à l'ELU**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$$b = 1 \text{ m} ; h = 0,2 \text{ m} ; d = 0,9h = 0,18 \text{ m} ; d' = C' = 2 \text{ cm.}$$

✓ **Condition de non fragilité [2]**

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh$$

Avec  $\rho_0 = 0,0008$  pour  $f_e E400$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III. 36 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle**

	Sense X-X		Sense Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	5,59	1,97	5,55	1,96
<b>A<sub>s</sub>' (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	0,9	0,32	0,89	0,31
<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	1,63	1,63	1,6	1,6
<b>Choix des barres</b>	<b>5T10</b>	<b>5T10</b>	<b>5T10</b>	<b>5T10</b>
<b>A<sub>s</sub> adopté</b>	3,93	3,93	3,93	3,93
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	20

### III.7.5 Vérification à l'ELU

#### ✓ Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a  $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{121,5}{2 \times 1,26 + 1,26} = 32,14 \text{ kN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,26} = 32,14 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32,14 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si : [2]

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c2}}{\gamma_b}$$

Avec :  $q_u$  : charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$  : Périmètre du contour

$h$  : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(126 + 126) = 5,04 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times 5,04 \times 0,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 756 \text{ kN}$$

$$q_u = 121,5 \text{ kN} < 756 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'écartement minimal des barres (Art A-8.2.42)BAEL91/99**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la : [2]

- Direction la plus sollicitée :  $St \leq \min(2h ; 25\text{cm})$
- Direction perpendiculaire :  $St \leq \min(3h ; 33\text{cm})$
- Armatures supérieures :  $St = 20\text{cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis [2]**

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left( 32,14 + \frac{5,59}{0,9 \times 0,8} \right) \times 10 = 1,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$V_u \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 32,14 \text{ kN} < 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 18 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 1080 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  **condition vérifiée**



### III.7.6 Vérification des contraintes à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 37 : Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS**

Position		$M_{ser}$ (kN.m)	Y (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens XX	travée	4,96	3,82	13906,6	1,36	15	CV
	appuis	- 1,75	3,82	13906,6	0,48	15	CV
Sens YY	travée	4,93	3,82	13906,6	1,35	15	CV
	appuis	-1,74	3,82	13906,6	0,48	15	CV

### III.7.7 Vérification de la flèche [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,138 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0,138 > 0,085) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0022 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20\text{cm} ; b = 100\text{ cm} ; d = 18\text{ cm} ; L = 1.90\text{m} ; A_s = 3,93\text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 4,96\text{ kN.m} ; M_{ser0} = 5,83\text{ kN.m} ; f_e = 400\text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**NB :** On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m<sup>2</sup>.

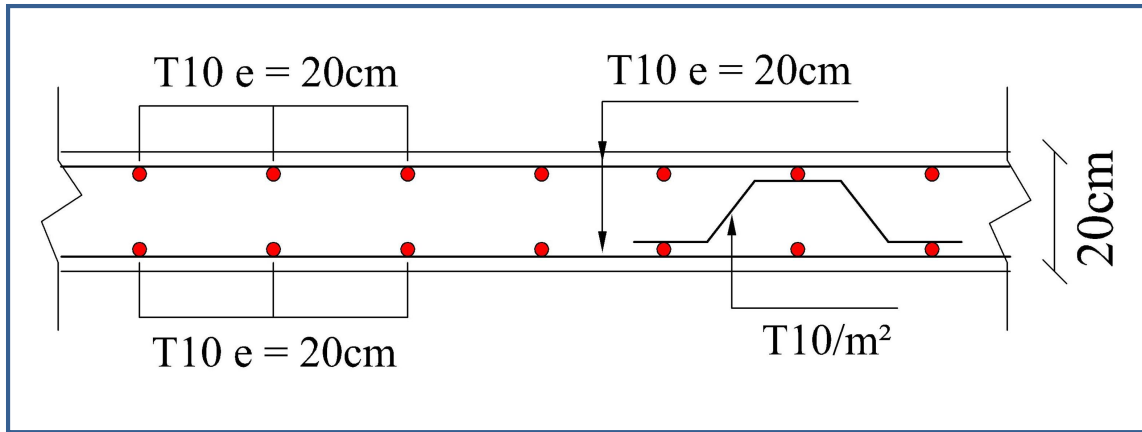


Figure III. 56 : Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur

# *CHAPITRE IV*

---

## *Etude sismique*

---

## **IV.1 Introduction**

Le risque sismique est relié à l'aléa sismique ainsi qu'à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter des catastrophes ou dégâts incontrôlés qui risqueraient de provoquer un effondrement total, et même une instabilité des structures d'importance différente ainsi que suspendre sa fonctionnalité.

Pour cela et pour mieux se protéger contre les événements sismiques, on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

## **IV.2 Objectifs de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

## **IV.3 Modélisation de la structure**

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastree à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

## **IV.4 Etapes de modélisation**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

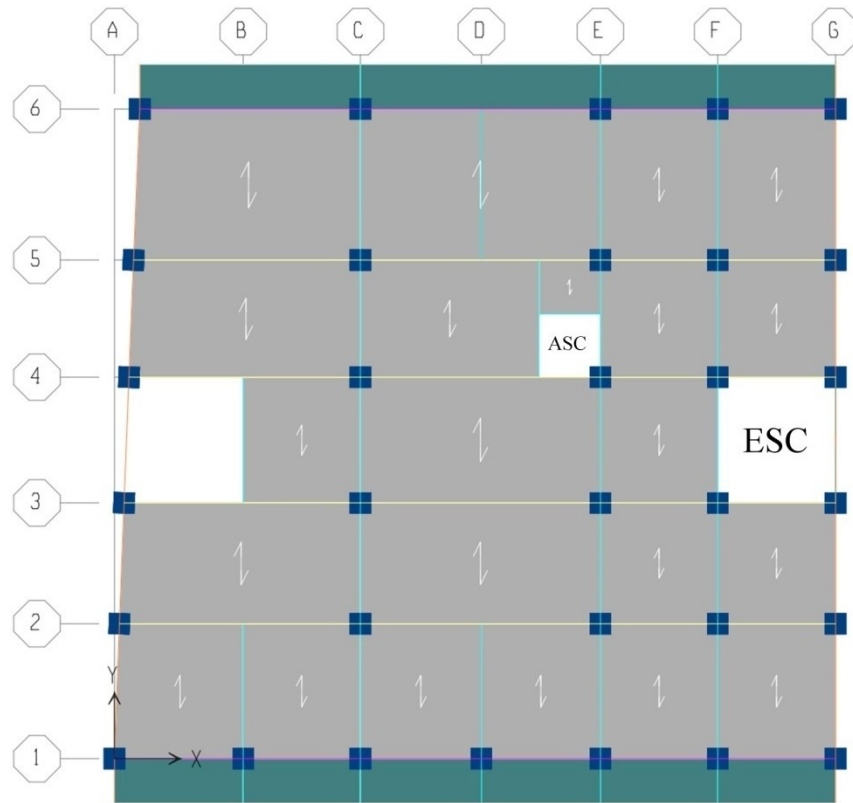


Figure IV. 1 : Modélisation de la structure (Vue en Plans)

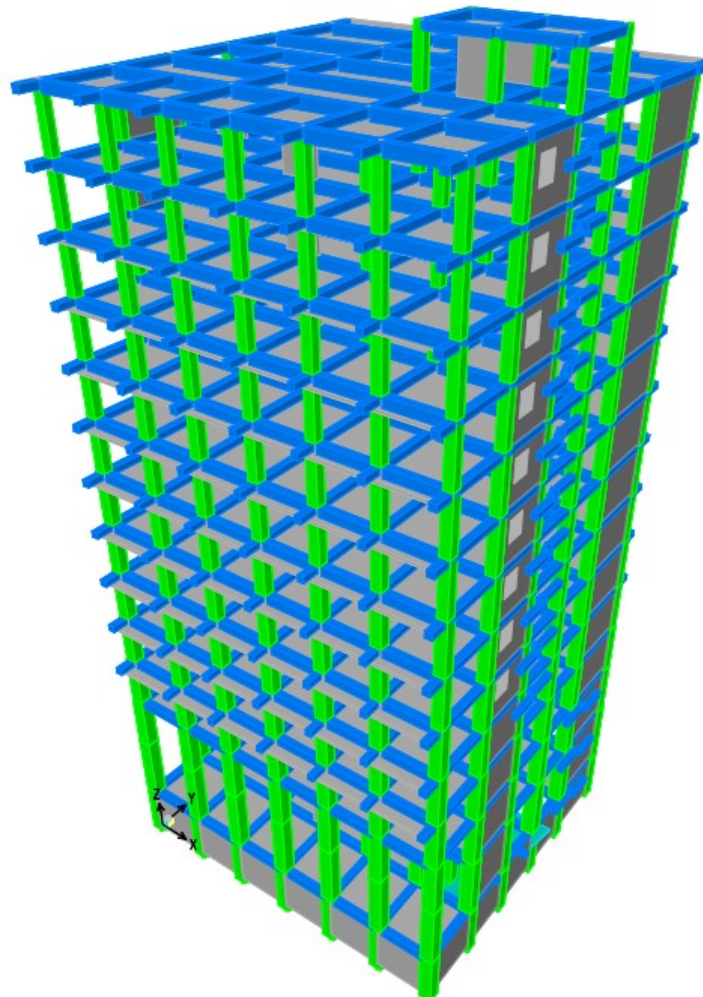


Figure IV. 2 : Modélisation de la structure (Vue en 3D)

## IV.5 Caractéristiques géométriques de la structure

### IV.5.1 Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées ( $X_G$ ,  $Y_G$ ) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$M_i$  : Est la masse de l'élément "i".

$X_i$ ,  $Y_i$  : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

### IV.5.2 Centre de rigidité

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentes:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05L$ , ( $L$  : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

### IV.5.3 Excentricité théorique

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les formules suivantes :

$$e_x = |X_G - X_{CR}| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_{CR}|$$

### IV.5.4 Excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante :  $e_{acc} = 0,05L$

$L$  : La plus grande dimension de bâtiment

$$\text{Sens X : } e_{acc(x)} = 0,05 L_x = 0,05 \times 19,83 = 0,99 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{acc(y)} = 0,05 L_y = 0,05 \times 20,27 = 1,01 \text{ m}$$

### IV.6 Calcul de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 47,04 \text{ m}$$

-  $C_T$ : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\text{D'où : } C_T = 0,05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (47,04)^{3/4} = 0,9 \text{ sec}$$

On peut également utiliser aussi la formule (4-7 donnée par le RPA99/version2003) suivante pour estimer la valeur de la période fondamentale :

$$T_{x,y} = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

Avec :

**D** : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 19,78 \text{ m}$$

$$D_y = 17,87 \text{ m}$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{47,04}{\sqrt{19,78}} = 0,95 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{47,04}{\sqrt{17,87}} = 1 \text{ sec}$$

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

$$\text{Donc: } T_x = \min (T, T_x) = 0,9 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T, T_y) = 0,9 \text{ sec}$$

$$\text{Donc : } T_x = T_y = T = 0,9 \text{ sec}$$

### IV.7 Nombre de modes à considérer

- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ( $\sum \alpha_i \geq 90\%$ ) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec (article 4.3.4 RPA/2003).}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol

$T_K$  : la période du mode K.

### IV.8 La disposition des voiles

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleure conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du **RPA99V2003**.

En premier lieu, le choix de la disposition des voiles est basé sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translation indépendante dans le sens transversal et longitudinal et tout en prenant en considération les caractéristiques du site.

La disposition des voiles doit assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et de réalisation facile et assurer le respect de l'architecture de la structure. La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante :

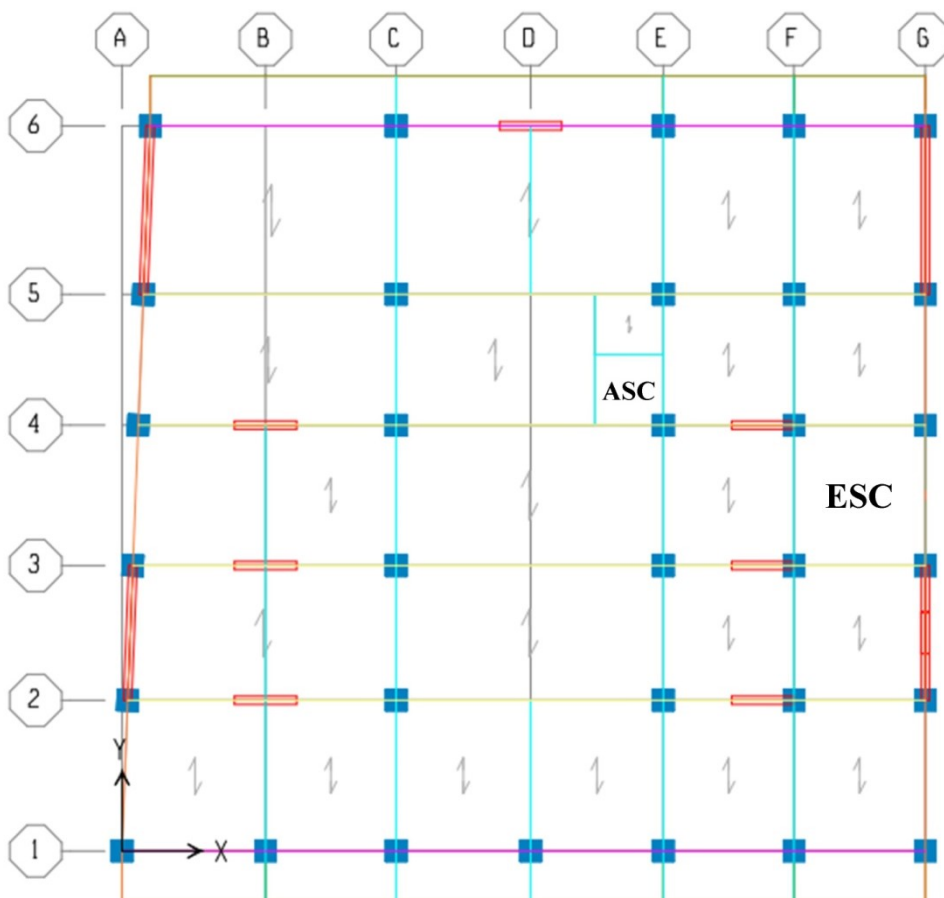


Figure IV. 3 : disposition des voiles



**IV.8.1 Caractéristique dynamique de la structure**

*Tableau IV. 1: Périodes et facteur de participation massique*

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,122527	0,4402	63,9468	0,4402	63,9468	0,0011
2	1,054493	70,52	0,3741	70,9603	64,3209	0,0204
3	0,839049	0,1316	0,024	71,0918	64,3449	65,2745
4	0,34564	11,755	0,0526	82,8468	64,3975	0,0061
5	0,293913	0,0494	15,657	82,8962	80,0545	0,0624
6	0,237459	0,0014	0,177	82,8976	80,2315	14,1953
7	0,185732	3,7333	0,008	86,6309	80,2395	0,0447
8	0,133573	0,0064	5,838	86,6373	86,0775	0,2263
9	0,120861	1,9698	0,0084	88,6071	86,0859	0,0144
10	0,110365	0,0181	0,5115	88,6253	86,5973	5,3591
11	0,093552	0,0001	0,4306	88,6253	87,0279	0,3014
12	0,085594	1,3352	0,0039	89,9605	87,0319	0,0266
13	0,075904	0,0013	2,7829	89,9618	89,8148	0,0793
14	0,066341	0,5968	0,1042	90,5587	89,919	1,7317
15	0,064242	0,4215	0,1631	90,9802	90,0821	1,0405

❖ Commentaire

D'après les résultats du tableau, on constate que :

$T_{dyn}$  : la période obtenue par ETABS ( $T_{dyn} = 1,123$  sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ( $T_{RPA} = 0,9$  sec)

- ✓ La période fondamentale  $T_{dyn} = 1,123$  sec
- ✓ La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%,  $T_{dyn} < 1,3T_{RPA}$   
 $T_{dyn} = 1,123\text{sec} < 1,3 (0,9) = 1,17 \text{ sec} \Rightarrow$  condition vérifiée.
- ✓ **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à **63,95 %**
- ✓ **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modale égale à **70,96 %**.
- ✓ **Le troisième mode** : C'est un mode de torsion (de faible participation massique) avec un coefficient de participation modale égale à **0,132 %** selon (x-x) et **0,024 %** selon le sens (y-y).

**IV.8.2 Vérification de l'effort normal réduit**

L'article (7.4.3.1) du RPA 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

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

Avec :  $N_d$  : l'effort normal maximal ;  $B_c$  : section du poteau

$F_{c28}$  : résistance caractéristique du béton

**Tableau IV. 2 : Vérification de l'effort normal réduit**

Niveau	Section	$N_d$ (KN)	$\nu$	Remarque
Sous-sol /RDC	75x75	4049,51	0,29	Vérifier
1/2 <sup>ème</sup> étage	70x70	3410,45	0,28	Vérifier
3/4 <sup>ème</sup> étage	65x65	2702,91	0,26	Vérifier
5/6 <sup>ème</sup> étage	60x60	1981,02	0,22	Vérifier
7/8 <sup>ème</sup> étage	55x55	1342,7	0,18	Vérifier
9/10 <sup>ème</sup> étage	50x50	804,86	0,13	Vérifier
11/12 <sup>ème</sup> étage	40x40	520,38	0,13	Vérifier

**IV.8.3 Caractéristique massique**

**Tableau IV. 3 : Excentricité théorique**

Story	Masse (ton)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
RDC	628,14	10,226	9,082	10,25	8,518	-0,024	0,564
E01	480,91	10,174	10,045	10,018	9,192	0,156	0,853
E02	491,74	10,087	9,001	10,031	9,108	0,056	-0,107
E03	494,07	10,389	8,235	10,083	8,929	0,306	-0,694
E04	478,63	10,369	8,612	10,164	8,777	0,205	-0,165
E05	470,52	10,356	8,623	10,234	8,672	0,122	-0,049
E06	463,70	10,349	8,631	10,294	8,6	0,055	0,031
E07	456,53	10,341	8,64	10,369	8,551	-0,028	0,089
E08	450,34	10,334	8,647	10,449	8,518	-0,115	0,129
E09	443,78	10,327	8,656	10,534	8,494	-0,207	0,162
E10	438,21	10,321	8,663	10,618	8,478	-0,297	0,185
E11	426,98	10,307	8,679	10,699	8,466	-0,392	0,213
E12	417,72	10,295	8,692	10,77	8,46	-0,475	0,232
TERRASSE	447,12	10,417	8,811	10,828	8,461	-0,411	0,35
SM	29,82	16,171	8,57	14,462	8,536	1,709	0,034
<b>Somme (W)</b>	6618,21						

IV.8.4 Schéma des modes de vibrations

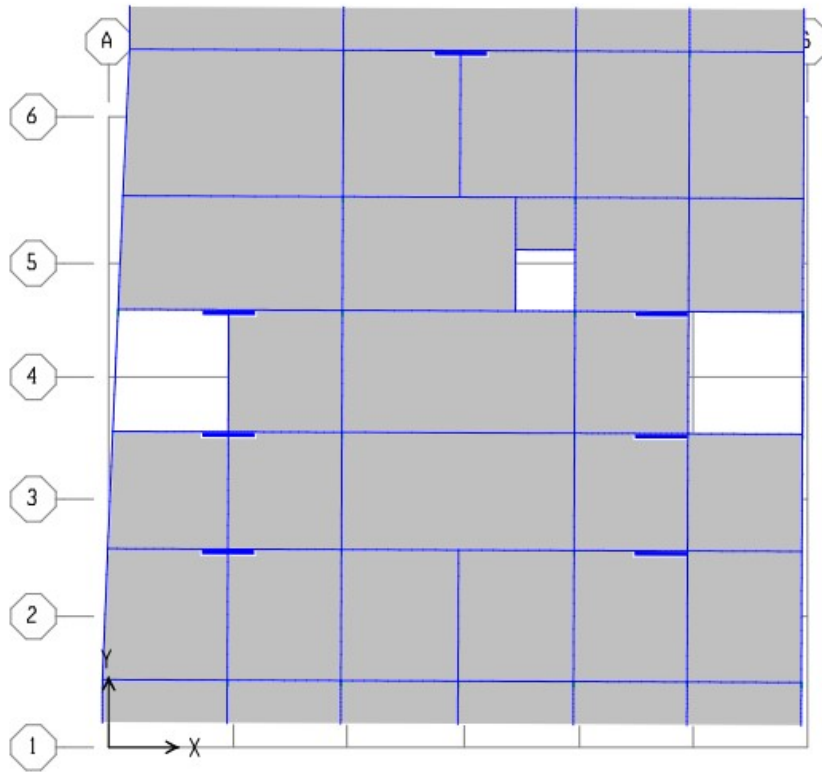


Figure IV. 4 : Premier mode de vibration translation (y-y)

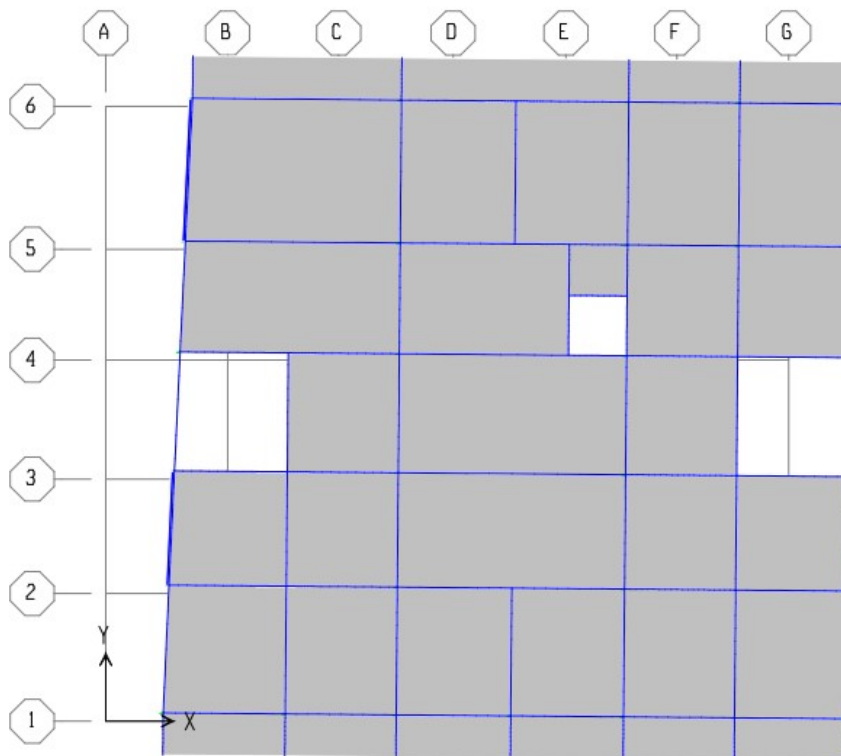


Figure IV. 5 : Deuxième mode de vibration translation (x-x)

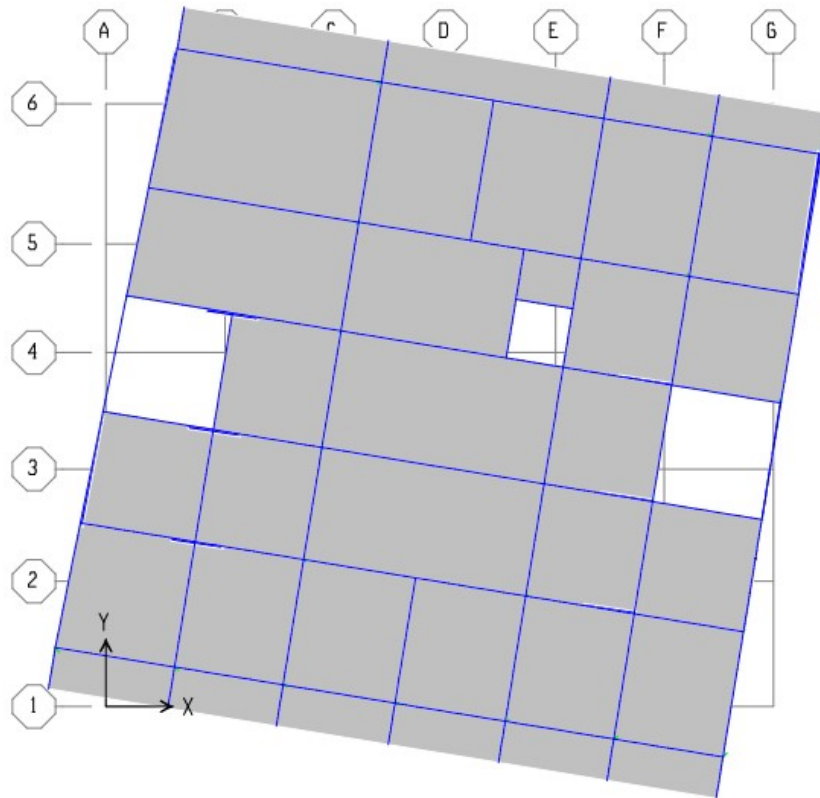


Figure IV. 6 : Troisième mode de vibration rotation (z-z)

## IV.9 Etude sismique

### IV.9.1 Introduction

Notre structure étant implantée en zone sismique (**IIa**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

### IV.9.2 Justification du système de contreventement

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- ✓ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

- ✓ Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

#### IV.9.2.1 Sous charges horizontales

*Tableau IV. 4 : Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et les portiques*

Niv	portiques		voiles		Portiques (%)		Voiles (%)	
	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	Sens (xx)	Sens (yy)	Sens (xx)	Sens (yy)
Base	7824,1	4891,4	4446,6	2112,7	63,76	69,84	36,24	30,16

#### IV.9.2.2 Sous charges verticales

*Tableau IV. 5 : Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques*

Niv	Charges (kN)		Pourcentages (%)	
	portiques	voiles	portiques	voiles
Base	43790,5	32556,4	57,36	42,64

#### ❖ Commentaire

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues au charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme selon le RPA 2003. Donc un coefficient de comportement de **R = 3,5**.

#### IV.9.3 Méthodes de calcul de l'action sismique

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

##### IV.9.3.1 La méthode statique équivalente

###### a) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**b) Conditions d'application**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les structures qui satisfont aux conditions de régularité en plan et en élévation (Art 3.5 RPA) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone IIa.

**IV.9.3.2 La méthode modale spectrale**

**a) Principe de la méthode**

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

**b) Conditions d'application**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**IV.9.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

**IV.9.4 Choix de la méthode de calcul**

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base de la méthode modale spectral donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

**IV.9.5 Méthode d'analyse modale spectrale**

**IV.9.5.1 Spectre de réponse de calcul**

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ seconde} \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T > 3.0 \text{ seconde} \end{cases}$$

**IV.9.5.2 Détermination des paramètres du spectre de réponse**

**a) Le coefficient d'accélération de la zone**

Le coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas on est dans une Zone de type (IIa) et un Groupe d'usage 1B donc :  $A = 0,20$ .

**b) Le coefficient de comportement global de la structure**

Le coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau (4.3) du RPA99, Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau  $R = 3,5$ .

**c) Le facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- ✓ La redondance et 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 suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

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

**Tableau IV. 6 : Valeur de pénalités**

Critère « q »	P <sub>q</sub>	
	Sens XX	Sens YY
Condition minimales sur les files de contreventement.	0,05	0,00
Redondance en plan.	0,00	0,05
Régularité en plan.	0,00	0,00
Régularité en élévation.	0,00	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux.	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0,10	0,10
Facteur de qualité (Q)	1,20	1,20

**d) La période caractéristique associée à la catégorie du site**

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003 dans notre cas la structure est construite dans un site meuble (S3) donc :

$T_1 = 0,15$  et  $T_2 = 0,50$

e) Le facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 8,5)}} = 0,8165$$

Avec :  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on a un système de contreventement portique plus voile donc on prend la moyenne d'après le tableau (4.2) RPA99/2003 donc :  $\xi$  (%) = 8,5 %.

Pour introduire le spectre de réponse dans l'ETABS on utilise l'application RPA qui donne :

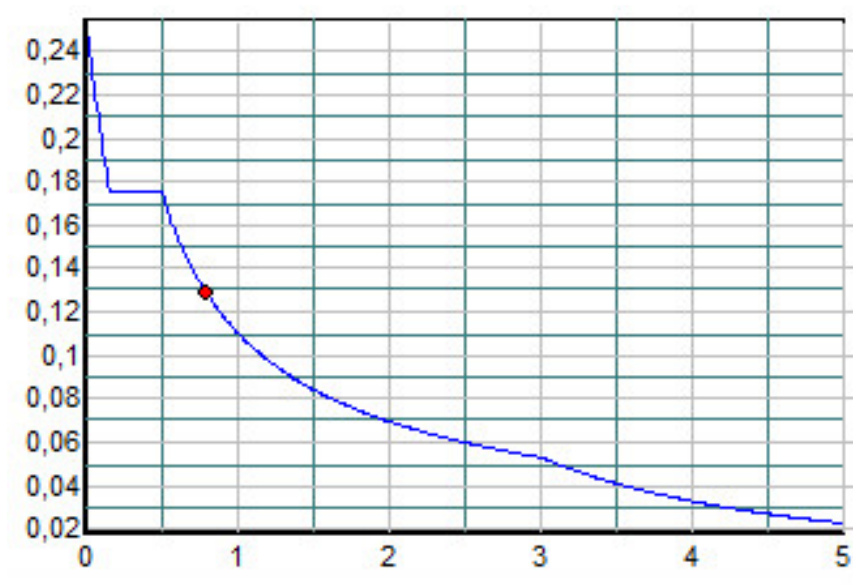


Figure IV. 7 : Spectre de réponse de calcul

IV.9.5.3 Calcul de l'effort tranchant à la base

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec :

$V_i$  : l'effort tranchant modale à la base.

$\alpha_i$  : coefficient de participation massique.

$W$  : poids total de la structure.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :



**a) Sens longitudinal (x-x)**

*Tableau IV. 7 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens longitudinal*

Mode	Période	Cas	$\alpha_i$ %	$W_t$ (kN)	$S_a/g$	$V_i$ (kN)
1	1,122527	3	0,4402	64924,6	0,102	29,15
2	1,054493	3	70,52	64924,6	0,106	4853,19
3	0,839049	3	0,1316	64924,6	0,124	10,59
4	0,34564	2	11,755	64924,6	0,175	1335,58
5	0,293913	2	0,0494	64924,6	0,175	5,61
6	0,237459	2	0,0014	64924,6	0,175	0,16
7	0,185732	2	3,7333	64924,6	0,175	424,17
8	0,133573	1	0,0064	64924,6	0,183	0,76
9	0,120861	1	1,9698	64924,6	0,19	242,99
10	0,110365	1	0,0181	64924,6	0,195	2,29
11	0,093552	1	0,0001	64924,6	0,203	0,013
12	0,085594	1	1,3352	64924,6	0,207	179,44
13	0,075904	1	0,0013	64924,6	0,212	0,179
14	0,066341	1	0,5968	64924,6	0,217	84,08
15	0,064242	1	0,4215	64924,6	0,218	59,66

**b) Sens transversal (y-y)**

*Tableau IV. 8 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens transversal*

Mode	Période	Cas	$\alpha_i$ %	$W_t$ (kN)	$S_a/g$	$V_i$ (kN)
1	1,122527	3	63,9468	64924,6	0,102	4234,75
2	1,054493	3	0,3741	64924,6	0,106	25,745
3	0,839049	3	0,024	64924,6	0,124	1,932
4	0,34564	2	0,0526	64924,6	0,175	5,976
5	0,293913	2	15,657	64924,6	0,175	1778,92
6	0,237459	2	0,177	64924,6	0,175	20,11
7	0,185732	2	0,008	64924,6	0,175	0,91
8	0,133573	1	5,838	64924,6	0,183	693,62
9	0,120861	1	0,0084	64924,6	0,19	1,04
10	0,110365	1	0,5115	64924,6	0,195	64,76
11	0,093552	1	0,4306	64924,6	0,203	56,75
12	0,085594	1	0,0039	64924,6	0,207	0,52
13	0,075904	1	2,7829	64924,6	0,212	383,04
14	0,066341	1	0,1042	64924,6	0,217	14,68
15	0,064242	1	0,1631	64924,6	0,218	23,08

**IV.9.5.4 Combinaison des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration  $i$  et  $j$  de périodes  $T_i, T_j$  d'amortissement  $\xi_i, \xi_j$  sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{avec } T_i < T_j$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes,  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 9 : Combinaisons des réponses modales**

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	Vérification
<b>1</b>	1,122527	0,94	0,99	CV
<b>2</b>	1,054493	0,80	0,99	CV
<b>3</b>	0,839049	0,41	0,99	CV
<b>4</b>	0,34564	0,85	0,99	CV
<b>5</b>	0,293913	0,81	0,99	CV
<b>6</b>	0,237459	0,78	0,99	CV
<b>7</b>	0,185732	0,72	0,99	CV
<b>8</b>	0,133573	0,90	0,99	CV
<b>9</b>	0,120861	0,91	0,99	CV
<b>10</b>	0,110365	0,84	0,99	CV
<b>11</b>	0,093552	0,91	0,99	CV
<b>12</b>	0,085594	0,88	0,99	CV
<b>13</b>	0,075904	0,87	0,99	CV
<b>14</b>	0,066341	0,97	0,99	CV
<b>15</b>	0,064242	/	/	CV

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres donc la réponse totale est donnée par :

$$E_{x,dyn} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{x,i}^2} = \pm 5061,62 \text{ kN}$$

$$E_{y,dyn} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{y,i}^2} = \pm 4662,06 \text{ kN}$$

$$E_{x,ETABS} = 5176,25 \text{ kN}$$

$$E_{y,ETABS} = 4744,13 \text{ kN}$$

Dans ce qui suit, on utilise les valeurs trouvées par ETABS

#### IV.9.6 Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalent

La force sismique totale appliquée à la base de bloc doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

**D** : est le facteur d'amplification moyenne est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

On a:  $T_2 < T < 3,0 \text{ Seconde}$

$$\text{donc : } D = 2,5 \times 0,8165 \times \left(\frac{0,50}{0,9}\right)^{2/3} = 1,38$$

**W** : poids total de la structure.

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d'exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5)RPA99/2003 dans notre cas  $\beta = 0,2$ .

La masse totale calculée par ETAPS :

$$W(\text{Ton}) = 6618,21 \text{ Ton}$$

$$D'où : W_i(\text{kN}) = W_i(\text{Ton}) \times 9,81 = 64924,6 \text{ kN}$$

$$V_{X,\text{statique}} = V_{Y,\text{statique}} = \frac{0,20 \times 1,38 \times 1,2}{3,5} \times 64924,6 = 6143,72 \text{ kN}$$

#### **IV.9.7 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante  $V_t$  des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente  $V$ .

Ceci nous donne :

**Tableau IV. 10 : Vérification de la résultante des forces sismiques**

	<b><math>V_t</math> (kN)</b>	<b><math>V</math> (kN)</b>	<b><math>V_t / V</math></b>	<b>Observation</b>
Sens longitudinal (x-x)	5176,25	6143,72	0,84	Vérifier
Sens transversal (y-y)	4744,13	6143,72	0,77	Non vérifier

La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% des résultantes des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente dans le sens YY donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans la direction considérée qui égale à :

$$\frac{0,8V_{y,\text{sta}}}{V_{y,\text{dyn}}} = \frac{0,8 \times 6143,72}{4744,13} = 1,04$$

#### **IV.9.8 Vérification des déplacements latéraux inter-étage**

L'une des vérifications préconise par le RPA 99/2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_{\text{étage}}$$

Avec :

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

Et :

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

**Nb** : les déplacements sont majorés dans le sens YY car l'effort tranchant à la base obtenue par la combinaison des réponses modale est inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente.

$$\delta_{ek,maj} = 1,04\delta_{ek}$$

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

**Tableau IV. 11 : Déplacement inter-étage dans le sens XX**

NIV	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\overline{\Delta}_k(cm)$	Observation
SM	4,22	14,77	0,49	2,5	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
Terrasse	4,08	14,28	0,735	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E12	3,87	13,545	0,84	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E11	3,63	12,705	0,91	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E10	3,37	11,795	0,98	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E09	3,09	10,815	1,085	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E08	2,78	9,73	1,12	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E07	2,46	8,61	1,19	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E06	2,12	7,42	1,225	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E05	1,77	6,195	1,26	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E04	1,41	4,935	1,225	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E03	1,06	3,71	1,26	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E02	0,7	2,45	1,295	3,4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E01	0,33	1,155	1,05	4,08	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
RDC	0,03	0,105	0,105	3,4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
S-SOL	0	0	/	/	/

**Tableau IV. 12 : Déplacement inter-étage dans le sens YY**

NIV	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_{ek,maj}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\overline{\Delta}_k(cm)$	Observation
SM	4,95	5,148	18,018	1,092	2,5	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
Terrasse	4,65	4,836	16,926	1,3104	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E12	4,29	4,4616	15,6156	1,3832	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E11	3,91	4,0664	14,2324	1,4196	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E10	3,52	3,6608	12,8128	1,4924	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E09	3,11	3,2344	11,3204	1,5288	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E08	2,69	2,7976	9,7916	1,4924	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E07	2,28	2,3712	8,2992	1,5288	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E06	1,86	1,9344	6,7704	1,4196	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E05	1,47	1,5288	5,3508	1,3832	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E04	1,09	1,1336	3,9676	1,2012	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E03	0,76	0,7904	2,7664	1,0556	3,06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E02	0,47	0,4888	1,7108	0,9464	3,4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
E01	0,21	0,2184	0,7644	0,6916	4,08	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
RDC	0,02	0,0208	0,0728	0,0728	3,4	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
S-SOL	0	0	0	/	/	/

❖ **Conclusion**

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art (5.10) du RPA99/2003 est vérifiée.

**IV.9.9 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV & \text{Si } T > 0,7\text{Sec} \\ 0 & \text{Si } T \leq 0,7\text{Sec} \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas 0,25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : Niveau de plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque

$W_i, W_j$  : Poids revenant au plancher  $i$  et  $j$

Dans notre cas  $T = 0,9 > 0,7$  Sec donc :

$$F_{tX} = 0,07 \times 0,9 \times 5176,25 = 326,1 \text{ kN} < 0,25 V_X = 1294,1 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$F_{tY} = 0,07 \times 0,9 \times 4933,9 = 310,8 \text{ kN} < 0,25 V_Y = 1233,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 13 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur**

NIV	H (m)	Wi (kN)	$V_{x,dyn}$ (kN)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	$V_{y,dyn}$ (kN)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)
SM	47,04	292,53	5176,25	43,54	4933,9	41,5
Terrasse	44,54	4386,23	5176,25	618,11	4933,9	589,18
E12	41,48	4097,8	5176,25	537,79	4933,9	512,62
E11	38,42	4188,7	5176,25	509,17	4933,9	485,33
E10	35,36	4298,9	5176,25	480,95	4933,9	458,43
E09	32,3	4353,5	5176,25	444,9	4933,9	424,08
E08	29,24	4417,8	5176,25	408,7	4933,9	389,57
E07	26,18	4478,5	5176,25	370,96	4933,9	353,6
E06	23,12	4548,9	5176,25	332,75	4933,9	317,17
E05	20,06	4615,8	5176,25	292,96	4933,9	279,24
E04	17	4695,4	5176,25	252,55	4933,9	240,73
E03	13,94	4846,8	5176,25	213,77	4933,9	203,76
E02	10,88	4823,9	5176,25	166,06	4933,9	158,28
E01	7,48	4717,7	5176,25	111,65	4933,9	106,42
RDC	3,4	6162,1	5176,25	66,29	4933,9	63,18

#### IV.9.10 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de 2<sup>o</sup> ordre ou l'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

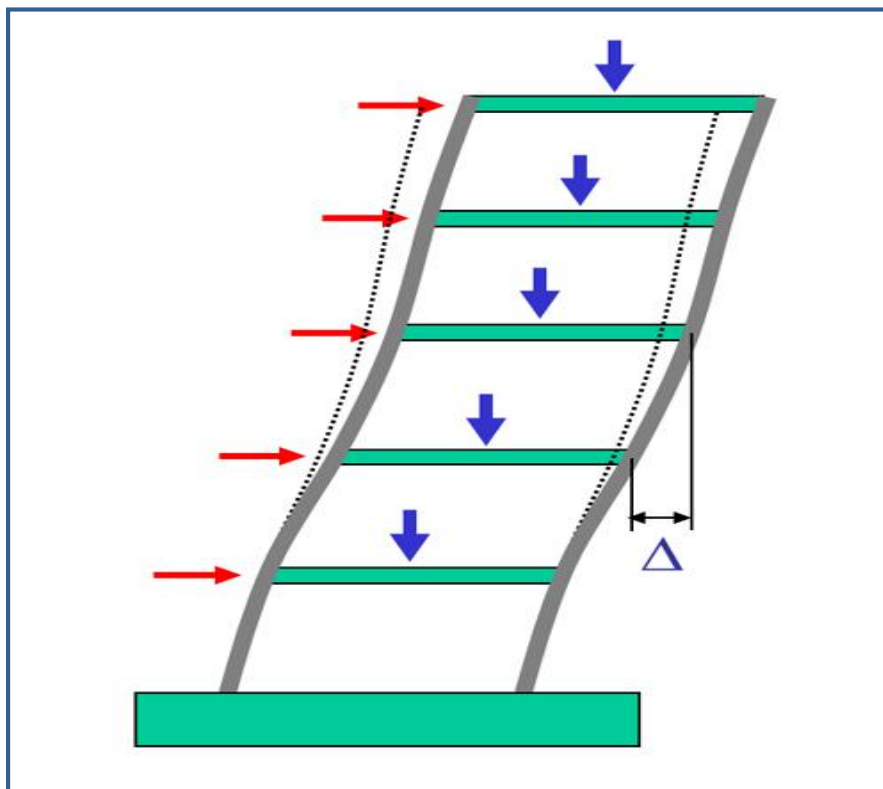
$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 »

$h_k$  : Hauteur d'étage « k »

Si  $0,10 < \theta \leq 0,20$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta)$ .

Si  $\theta > 0,20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.



*Figure IV. 8 : Présentation de l'effet P-Δ sur la structure*



**Tableau IV. 14 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens XX**

NIV	$P_k$ (kN)	$\Delta_{kx}10^{-2}$ (m)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	$V_{x,dyn}$ (kN)	$h_k$ (m)	$\theta_x$
SM	292,53	0,0049	43,54	43,54	2,5	0,0132
Terrasse	4386,23	0,00735	618,11	661,65	3,06	0,0159
E12	4097,8	0,0084	537,79	1199,44	3,06	0,0094
E11	4188,7	0,0091	509,17	1708,61	3,06	0,0073
E10	4298,9	0,0098	480,95	2189,56	3,06	0,0063
E09	4353,5	0,0109	444,9	2634,46	3,06	0,0058
E08	4417,8	0,0112	408,7	3043,16	3,06	0,0053
E07	4478,5	0,0119	370,96	3414,12	3,06	0,0051
E06	4548,9	0,0123	332,75	3746,87	3,06	0,0049
E05	4615,8	0,0126	292,96	4039,83	3,06	0,0047
E04	4695,4	0,0123	252,55	4292,38	3,06	0,0044
E03	4846,8	0,0126	213,77	4506,15	3,06	0,0044
E02	4823,9	0,01295	166,06	4672,21	3,4	0,0039
E01	4717,7	0,0105	111,65	4783,86	4,08	0,0025
RDC	6162,1	0,00105	66,29	4850,15	3,4	0,0004

**Tableau IV. 15 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens YY**

NIV	$P_k$ (kN)	$\Delta_{ky}10^{-2}$ (m)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)	$V_{y,dyn}$ (kN)	$h_k$ (m)	$\theta_y$
SM	292,53	0,0109	41,5	41,5	2,5	0,0308
Terrasse	4386,23	0,0131	589,18	630,68	3,06	0,0298
E12	4097,8	0,0138	512,62	1143,3	3,06	0,0162
E11	4188,7	0,0142	485,33	1628,63	3,06	0,0119
E10	4298,9	0,0149	458,43	2087,06	3,06	0,010
E09	4353,5	0,0153	424,08	2511,14	3,06	0,0087
E08	4417,8	0,0149	389,57	2900,71	3,06	0,0074
E07	4478,5	0,0153	353,6	3254,31	3,06	0,0069
E06	4548,9	0,0142	317,17	3571,48	3,06	0,0059
E05	4615,8	0,0138	279,24	3850,72	3,06	0,005
E04	4695,4	0,0120	240,73	4091,45	3,06	0,0045
E03	4846,8	0,0105	203,76	4295,21	3,06	0,0039
E02	4823,9	0,0095	158,28	4453,49	3,4	0,0030
E01	4717,7	0,0069	106,42	4559,91	4,08	0,0018
RDC	6162,1	0,00073	63,18	4623,09	3,4	0,0003

❖ **Conclusion** :  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieure à 0,1 donc l'effet du 2° ordre est négligeable.

**IV.9.11 Vérification vis-à-vis du renversement**

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{Stabilisateur}}{M_{Renversement}} \geq 1,5$$

Pour cette vérification on utilisera la combinaison  $0,8G \pm E$ . En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui a tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis du renversement.

Donc : 
$$M_{Stabilisateur} = 0,8W \times b$$

b : La plus petite valeur entre le centre de masse de la structure et leur extrémité.

W : Le poids total de la structure dus aux charges permanentes seulement.

Et : 
$$M_{Renversement} = \sum_{i=1}^n V_i H_i$$

$V_i$  : L'effort sismique de chaque niveau

H : La hauteur de l'étage considérée

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 16 : Moment de renversement**

NIV	Sens XX			Sens YY		
	H (m)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	$M_{Ren}$ (kN.m)	H (m)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)	$M_{Ren}$ (kN.m)
<b>SM</b>	47,04	43,54	2048,12	47,04	41,5	1952,16
<b>Terrasse</b>	44,54	618,11	27530,62	44,54	589,18	26242,06
<b>E12</b>	41,48	537,79	22307,53	41,48	512,62	21263,48
<b>E11</b>	38,42	509,17	19562,311	38,42	485,33	18646,38
<b>E10</b>	35,36	480,95	17006,39	35,36	458,43	16210,09
<b>E09</b>	32,3	444,9	14370,27	32,3	424,08	13697,78
<b>E08</b>	29,24	408,7	11950,39	29,24	389,57	11391,03
<b>E07</b>	26,18	370,96	9711,73	26,18	353,6	9257,25
<b>E06</b>	23,12	332,75	7693,18	23,12	317,17	7332,97
<b>E05</b>	20,06	292,96	5876,76	20,06	279,24	5601,55
<b>E04</b>	17	252,55	4293,35	17	240,73	4092,41
<b>E03</b>	13,94	213,77	2979,95	13,94	203,76	2840,41
<b>E02</b>	10,88	166,06	1806,73	10,88	158,28	1722,08
<b>E01</b>	7,48	111,65	835,14	7,48	106,42	796,02
<b>RDC</b>	3,4	66,29	225,39	3,4	63,18	214,81
		<b>La somme</b>	<b>148197,89</b>		<b>La somme</b>	<b>141260,51</b>

$$M_{Sta,x} = 0,8 \times W \times b_x = 0,8 \times 64924,6 \times 9,08 = 471612,3 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0,8 \times W \times b_y = 0,8 \times 64924,6 \times 8,77 = 455513,1 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 3,18 \geq 1,5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 3,22 \geq 1,5$$

❖ **Conclusion**

La condition est vérifiée dans les deux sens donc l'ouvrage est stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

# *CHAPITRE V*

---

*Etude des éléments principaux*

---

## V.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre structure. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93, BAEL91/99) et les règles parasismiques algériennes (RPA99/2003).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Pour pouvoir ferrailer ces éléments, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

## V.2 Ferrailage des poteaux

### V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations et le contreventement de la structure.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée qui est due à l'excentricité de l'effort normal par rapport aux axes symétrie, et à un moment fléchissant dans le sens longitudinale et transversal dû à l'action horizontale.

Une section soumise à la flexion composée peut se calculer comme :

- ✓ Une section en compression centrée **CC**.
- ✓ Une section entièrement tendue **ET**
- ✓ Une section entièrement comprimée **EC**.
- ✓ Une section partiellement comprimée **PC**.

Les armatures sont calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tableau V. 1 : caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans les différentes situations**

Situation	Béton				Acier		
	$\theta$	$\gamma_b$	$f_{c28} (MPa)$	$f_{bu}$	$\gamma_s$	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
<b>Durable</b>	1	1,5	25	14,17	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1	1,15	25	18,48	1	400	400

### V.2.2 Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91/99 :
  - ✓ ELU :  $1,35G + 1,5Q$  (situation durable)
  - ✓ ELS :  $G + Q$  (situation durable)
- Selon RPA99/2003 :
  - ✓  $G + Q \pm E$  (situation accidentelle)
  - ✓  $0,8G \pm E$  (situation accidentelle)

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas de sollicitation suivants :

$$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

### V.2.3 Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite :

- ✓ **Zone 1** : S-SOL et RDC.
- ✓ **Zone 2** : 1<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup> étage.
- ✓ **Zone 3** : 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage.
- ✓ **Zone 4** : 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage.
- ✓ **Zone 5** : 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étage.
- ✓ **Zone 6** : 9<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup> étage.
- ✓ **Zone 7** : 11<sup>eme</sup> et 12<sup>eme</sup> étage.

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

*a) Situation accidentelle*

*Tableau V. 2 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle*

Zones	N, M	Section (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	M3 (KN.m)	M2 (KN.m)	A3 (cm <sup>2</sup> )	A2 (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone 07</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	40×40	520,38	5,88	18,51	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		-190,07	5,17	3,14	2,78	2,62
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		202,84	118,81	35,86	6,46	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		67,82	35,01	132,13	1,57	9,14
<b>Zone 06</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	50×50	804,68	23,87	26,01	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		-289,22	8,84	9,87	4,14	4,02
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		496,37	166,78	39,76	3,55	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		372,7	1,47	161	00	4,63
<b>Zone 05</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	55×55	1342,7	157,18	28,7	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		-280,37	13,11	13,73	2,95	2,98
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		600	213,08	4	3,75	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		546,5	172	185,27	2,04	2,79
<b>Zone 04</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	60×60	1981,02	188,34	29,4	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		-505,76	33,36	10,45	7,93	6,82
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		816,1	258,81	5,83	2,34	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		712,1	1,59	200,3	00	0,52
<b>Zone 03</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	65×65	2702,91	215,6	15,75	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		-1128,12	30,85	12,98	15,45	14,67
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		1007,8	288,62	11,13	0,22	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		879,15	3	212,43	00	00
<b>Zone 02</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	70×70	4038,3	64,92	114,49	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		-2160,22	30,91	16,08	28,25	27,65
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		537,94	316,57	8,17	5,75	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		1023,76	38,54	169,62	00	00
<b>Zone 01</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	75×75	5181,45	94,5	138,3	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		-2911,2	40,37	33,75	37,9	37,65
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		2707,16	517,03	0,28	00	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		1680,4	60,36	339,97	00	00

*b) Situation durable*

*Tableau V. 3 : Ferrailage des poteaux en situation durable*

Zones	N, M	Section (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	M3 (KN.m)	M2 (KN.m)	A3 (cm <sup>2</sup> )	A2 (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone 07</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	40×40	562,7	85,9	18,55	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		-38,35	0,31	1,24	0,58	0,66
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		419,9	90,21	32,24	2,31	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		419,9	90,21	32,24	2,31	00
<b>Zone 06</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	50×50	1037,61	29,56	4,79	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		131,88	23,38	1,11	00	00
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		728,9	99,17	31,89	00	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		728,9	99,17	31,89	00	00
<b>Zone 05</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	55×55	1561,1	28,45	4,26	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		266,14	22,37	1,23	00	00
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		1072,52	94,02	30,19	00	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		1072,52	94,02	30,19	00	00
<b>Zone 04</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	60×60	2107,4	26,17	3,1	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		424,35	21,55	1,23	00	00
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		1729,6	91,3	18,57	00	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		1140,4	3,01	29,04	00	00
<b>Zone 03</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	65×65	2679,6	24,74	0,64	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		602,21	19,8	1,07	00	00
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		2256,3	87,83	22,64	00	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		2217,56	12,82	33,05	00	00
<b>Zone 02</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	70×70	3404,04	21,87	6,09	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		804,64	18,54	0,35	00	00
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		1644,5	82,19	0,76	00	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		1859,21	13,89	29,41	00	00
<b>Zone 01</b>	<b>N<sub>max</sub> M<sub>corr</sub></b>	75×75	4234,3	0,603	6,54	00	00
	<b>N<sub>min</sub> M<sub>corr</sub></b>		604,4	4,9	9,78	00	00
	<b>M<sub>3max</sub> N<sub>corr</sub></b>		1948,5	78,82	5,53	00	00
	<b>M<sub>2max</sub> N<sub>corr</sub></b>		3304,24	19,51	51,38	00	00

*Nb :* pour le choix des barres on utilise les valeurs maximales de **A<sub>3</sub>** et **A<sub>2</sub>** dans chaque zone.



## V.2.4 Calcul des armatures longitudinales

### V.2.4.1 Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} d \cdot b \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

### V.2.4.2 Recommandations du «BAEL99/V2003»

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

### V.2.4.3 Recommandations selon RPA99/2003

D'après RPA99/2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochet :

- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0,8%** (zone IIa).
- ✓ Leur pourcentage est limité par :

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{en zone courante}$$

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{en zone de recouvrement}$$

Avec :

$A_s$  : section d'acier et B : section du béton

- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ✓ La longueur de recouvrement minimale est de  $40\phi$ .
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

**Tableau V. 4 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone**

Zones	Section (cm <sup>2</sup> )	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
<b>Zone 1</b>	75×75	11,25	281,25	6,43	45	168,75	337,5
<b>Zone 2</b>	70×70	9,8	245	5,58	39,2	147	294
<b>Zone 3</b>	65×65	8,45	211,25	4,79	33,8	126,75	253,5
<b>Zone 4</b>	60×60	7,2	180	4,06	28,8	108	216
<b>Zone 5</b>	55×55	6,05	151,25	3,39	24,2	90,75	181,5
<b>Zone 6</b>	50×50	5	125	2,78	20	75	150
<b>Zone 7</b>	40×40	3,2	80	1,74	12,8	48	96

#### V.2.4.4 Exemple de calcul

Soient un poteau de (40x40) cm<sup>2</sup> (Situation durable) :

$$\left\{ \begin{array}{l} C = C' = 4\text{cm.} \\ L = 3,06 \text{ m.} \\ f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$M_{2\max} = 90,21 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 419,9 \text{ kN}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{90,21}{419,9} = 0,21 \text{ m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,21 + \left(0,36 - \frac{0,4}{2}\right) = 0,37 \text{ m}$$

$e_A$ : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_A = N \times e_A = 155,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0,8h}{d} \left(1 - \frac{0,4h}{d}\right) = 0,494$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{155,36 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,211$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment  $M_A$  puis sera ramené en flexion composée.

✓ **Calcul des aciers en flexion simple**

On a :  $f_e E400$  donc :  $\mu_l = 0,392$

$$\mu_{bu} = 0,211$$

$$\mu_{bu} = 0,211 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendus ( $A_s' = 0$ )

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,3$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha.d.b.f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,3 \times 36 \times 40 \times 14,17}{348} = 14,07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14,07 \text{ cm}^2$$

✓ **En flexion composée les armatures réelles sont**

$$A_1 = A_s' = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{f_{su}} = 14,07 - \frac{419,9 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion**

$$A_{adopté} = \max (A_{CAL}; A_{CNF}; A_{\min (RPA)})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 5 : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux**

Zones	Section (cm <sup>2</sup> )	combinaison	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone 1</b>	75×75	durable	00	6,43	45	<b>4T32+12T16</b>	<b>56,3</b>
		accidentelle	37,9				
<b>Zone 2</b>	70×70	durable	00	5,58	39,2	<b>4T25+12T16</b>	<b>43,76</b>
		accidentelle	28,25				
<b>Zone 3</b>	65×65	durable	00	4,79	33,8	<b>4T25+8T16</b>	<b>43,76</b>
		accidentelle	15,45				
<b>Zone 4</b>	60×60	durable	00	4,06	28,8	<b>4T25+12T16</b>	<b>35,72</b>
		accidentelle	7,93				
<b>Zone 5</b>	55×55	durable	00	3,39	24,2	<b>4T20+8T16</b>	<b>28,65</b>
		accidentelle	2,98				
<b>Zone 6</b>	50×50	durable	00	2,78	20	<b>4T20+4T16</b>	<b>20,61</b>
		accidentelle	4,63				
<b>Zone 7</b>	40×40	durable	2,31	1,74	12,8	<b>4T16+4T14</b>	<b>14,2</b>
		accidentelle	9,14				

### V.2.4.5 Longueur de recouvrement

Selon le RPA99/V2003 la longueur minimale de recouvrement en zone II<sub>a</sub> est de :  $L_r = 40\phi$ .

Pour :

{	HA32.....	$L_r = 128 \text{ cm.}$
	HA25.....	$L_r = 100 \text{ cm.}$
	HA20.....	$L_r = 80 \text{ cm.}$
	HA16.....	$L_r = 64 \text{ cm.}$
	HA14.....	$L_r = 56 \text{ cm.}$

### V.2.5 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales notées  $A_t$  des poteaux seront calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul

$h$  : hauteur de la section

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

$$\rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

$t$  : l'espacement des cadres

#### ✓ Détermination des espacements des cadres

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_l$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinal

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale et **10cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.}$$

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec : "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "l<sub>f</sub>" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 $\phi_t$ .

**a) 1<sup>ère</sup> Zone (S-SOL et RDC)**

✓ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 4,08}{0,75} = 3,81$$

$$\lambda_g < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{10 \times 3,75 \times 315,9 \times 10^3}{75 \times 400 \times 10^2} = 3,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } 8\phi_{10} = 6,28 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,81 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0,6\%$

$$\frac{6,28}{10 \times 75} = 0,84\% > 0,6\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

✓ **Zone nodale**

$$\lambda_g = 3,81 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{8 \times 3,75 \times 315,9 \times 10^3}{75 \times 400 \times 10^2} = 3,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } 8\phi_{10} = 6,28 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,17 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0,6\%$

$$\frac{6,28}{8 \times 75} = 1,05\% > 0,6\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

**b) 2<sup>ème</sup> Zone (1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage)**

✓ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,4}{0,70} = 3,4$$

$$\lambda_g < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{10 \times 3,75 \times 178,5 \times 10^3}{70 \times 400 \times 10^2} = 2,39 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :  $8\phi_{10} = 6,28 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,4 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0,7\%$

$$\frac{6,28}{10 \times 70} = 0,9\% > 0,7\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Zone nodale**

$$\lambda_g = 3,4 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{8 \times 3,75 \times 178,5 \times 10^3}{70 \times 400 \times 10^2} = 1,91 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :  $8\phi_{10} = 6,28 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,4 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0,7\%$

$$\frac{6,28}{8 \times 70} = 1,12\% > 0,7\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t = 10 \text{ mm}$

**c) 3<sup>ème</sup> Zone (3<sup>er</sup> et 4<sup>ème</sup> étage)**

✓ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,65} = 3,3$$

$$\lambda_g < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{10 \times 3,75 \times 303,4 \times 10^3}{65 \times 400 \times 10^2} = 4,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } 8\emptyset 10 = 6,28 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,3 < 5$$

$$\text{Donc par interpolation on trouve : } \frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0,73\%$$

$$\frac{6,28}{10 \times 65} = 0,97\% > 0,73\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Zone nodale**

$$\lambda_g = 3,3 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{8 \times 3,75 \times 303,4 \times 10^3}{65 \times 400 \times 10^2} = 3,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } 8\emptyset 10 = 6,28 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,3 < 5$$

$$\text{Donc par interpolation on trouve : } \frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0,73\%$$

$$\frac{6,28}{8 \times 65} = 1,21\% > 0,73\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset_t = 10 \text{ mm}$

**d) 4<sup>ème</sup> Zone (5<sup>er</sup> et 6<sup>ème</sup> étage)**

✓ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,60} = 3,57$$

$$\lambda_g < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{10 \times 3,75 \times 300 \times 10^3}{60 \times 400 \times 10^2} = 4,69 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :  $6\emptyset 10 = 4,71 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,57 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0,66\%$

$$\frac{4,71}{10 \times 60} = 0,79\% > 0,66\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\emptyset_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Zone nodale**

$$\lambda_g = 3,57 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{8 \times 3,75 \times 300 \times 10^3}{60 \times 400 \times 10^2} = 3,75 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :  $6\emptyset 10 = 4,71 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,57 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0,66\%$

$$\frac{4,71}{8 \times 60} = 0,98\% > 0,66\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\emptyset_t = 10 \text{ mm}$ .

e) **5<sup>ème</sup> Zone (7<sup>er</sup> et 8<sup>ème</sup> étage)**

✓ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,55} = 3,89$$

$$\lambda_g < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{10 \times 3,75 \times 275 \times 10^3}{55 \times 400 \times 10^2} = 4,68 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :  $6\emptyset 10 = 4,71 \text{ cm}^2$



La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,89 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0,58\%$

$$\frac{4,71}{10 \times 55} = 0,85\% > 0,58\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Zone nodale**

$$\lambda_g = 3,89 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{8 \times 3,75 \times 275 \times 10^3}{55 \times 400 \times 10^2} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } 6\phi_{10} = 4,71 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,89 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0,66\%$

$$\frac{4,71}{8 \times 55} = 1,07\% > 0,66\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t = 10 \text{ mm}$

**f) 6<sup>ème</sup> Zone (9<sup>er</sup> et 10<sup>ème</sup> étage)**

✓ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 4,28$$

$$\lambda_g < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{10 \times 3,75 \times 242,6 \times 10^3}{50 \times 400 \times 10^2} = 4,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : } 6\phi_{10} = 4,71 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 4,28 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t b_1} > 0,48\%$

$$\frac{4,71}{10 \times 50} = 0,94\% > 0,48\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Zone nodale**

$$\lambda_g = 3,89 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{8 \times 3,75 \times 242,6 \times 10^3}{50 \times 400 \times 10^2} = 4,09 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :  $6\phi_{10} = 3,64 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 4,28 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t b_1} > 0,48\%$

$$\frac{4,71}{8 \times 50} = 1,18\% > 0,48\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

**g) 7<sup>ème</sup> Zone (11<sup>er</sup> et 12<sup>ème</sup> étage)**

✓ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,36$$

$$\lambda_g > 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{10 \times 2,5 \times 189,6 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} = 2,96 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :  $4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{On a : } \lambda_g = 5,36 > 5$$

$$\text{Donc } \frac{A_t}{t b_1} > 0,30\%$$

$$\frac{3,14}{10 \times 40} = 0,78\% > 0,30\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

✓ **Zone nodale**

$$\lambda_g = 5,36 > 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{8 \times 2,5 \times 189,6 \times 10^3}{40 \times 400 \times 10^2} = 2,37 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :  $4\emptyset 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale :

On a :  $\lambda_g = 5,36 > 5$

Donc  $\frac{A_t}{t b_1} > 0,30\%$

$$\frac{3,14}{8 \times 40} = 0,98\% > 0,48\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset_t = 10 \text{ mm}$ .

✓ **Conclusion**

**Tableau V. 6 : Ferrailage transversal adopté pour les poteaux**

Zones	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> zone courante	A <sub>t</sub> zone nodale	St (courante) cm	St (nodale) cm
<b>Zone 1</b>	75×75	8∅10	8∅10	10	8
<b>Zone 2</b>	70×70	8∅10	8∅10	10	8
<b>Zone 3</b>	65×65	8∅10	8∅10	10	8
<b>Zone 4</b>	60×60	6∅10	6∅10	10	8
<b>Zone 5</b>	55×55	6∅10	6∅10	10	8
<b>Zone 6</b>	50×50	6∅10	6∅10	10	8
<b>Zone 7</b>	40×40	4∅10	4∅10	10	8

**V.2.6 Vérification des poteaux à l'ELU**

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

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

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa}$  (Situation Accidentelle)

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

**Tableau V. 7 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU**

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
<b>75×75</b>	315,9	0,59	5,00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1068,14	0,46	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>70×70</b>	178,5	0,38	5,00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1005,31	0,3	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>65×65</b>	303,4	0,77	5,00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	854,51	0,65	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>60×60</b>	300	0,89	5,00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	854,51	0,7	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>55×55</b>	275	0,98	5,00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	653,45	0,92	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>50×50</b>	242,6	1,05	5,00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	603,2	0,97	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>40×40</b>	189,6	1,32	5,00	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	377	1,55	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

### V.2.7 Vérification des poteaux à l'ELS

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

- a) Calcul de l'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

- b) Calcul de la position de l'axe neutre :

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_2 \left( d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

- c) Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[ A_1 \left( \frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

- d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left( \frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

Avec :  $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

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

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

On fait les vérifications avec les combinaisons les plus défavorables.

**Tableau V. 8 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS**

	$N_{ser}(kN)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\sigma_{inf}(MPa)$	$\sigma_{sup}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
<b>75×75</b>	3083,9	4,72	4,47	4,56	15	CV
<b>70×70</b>	2479,86	16,29	4,05	4,44	15	CV
<b>65×65</b>	1954,6	18,8	3,78	4,41	15	CV
<b>60×60</b>	1537,25	20,12	3,42	4,33	15	CV
<b>55×55</b>	1138,98	21,96	2,75	4,03	15	CV
<b>50×50</b>	757,47	22,87	1,85	3,67	15	CV
<b>40×40</b>	414	41,76	00	5,07	15	CV

### V.2.8 Justification à l'effort normal ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est:

$$\text{est: } N_u = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$\alpha$ : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

**Nb** : Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité.

#### ✓ Calcul de $\alpha$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \Rightarrow \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \Rightarrow \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

#### ✓ Calcul de $\lambda$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et } L_f = k \times h_0$$

$\lambda$ : Longueur de flambement

$i$ : Rayon de giration

$B$ : L'aire de la section

$I$  : Moment d'inertie de la section

$$B = 0,75 \times 0,75 = 0,563 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{0,75 \times 0,75^3}{12} = 0,0264 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,0264}{0,563}} = 0,217 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 4,08}{0,217} = 13,16 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,827$$

✓ Calcul de  $B_r$

$$B_r = (a - C)(b - C') = (0,75 - 0,02)^2 = 0,533 \text{ m}^2$$

✓ Calcul de  $N_u$

$$N_u = 11867,8 \text{ kN}$$

$$N_{u,max} = 5181,45 \text{ kN} < N_u = 9811,91 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### V.2.9 Schémas de ferrailage des poteaux

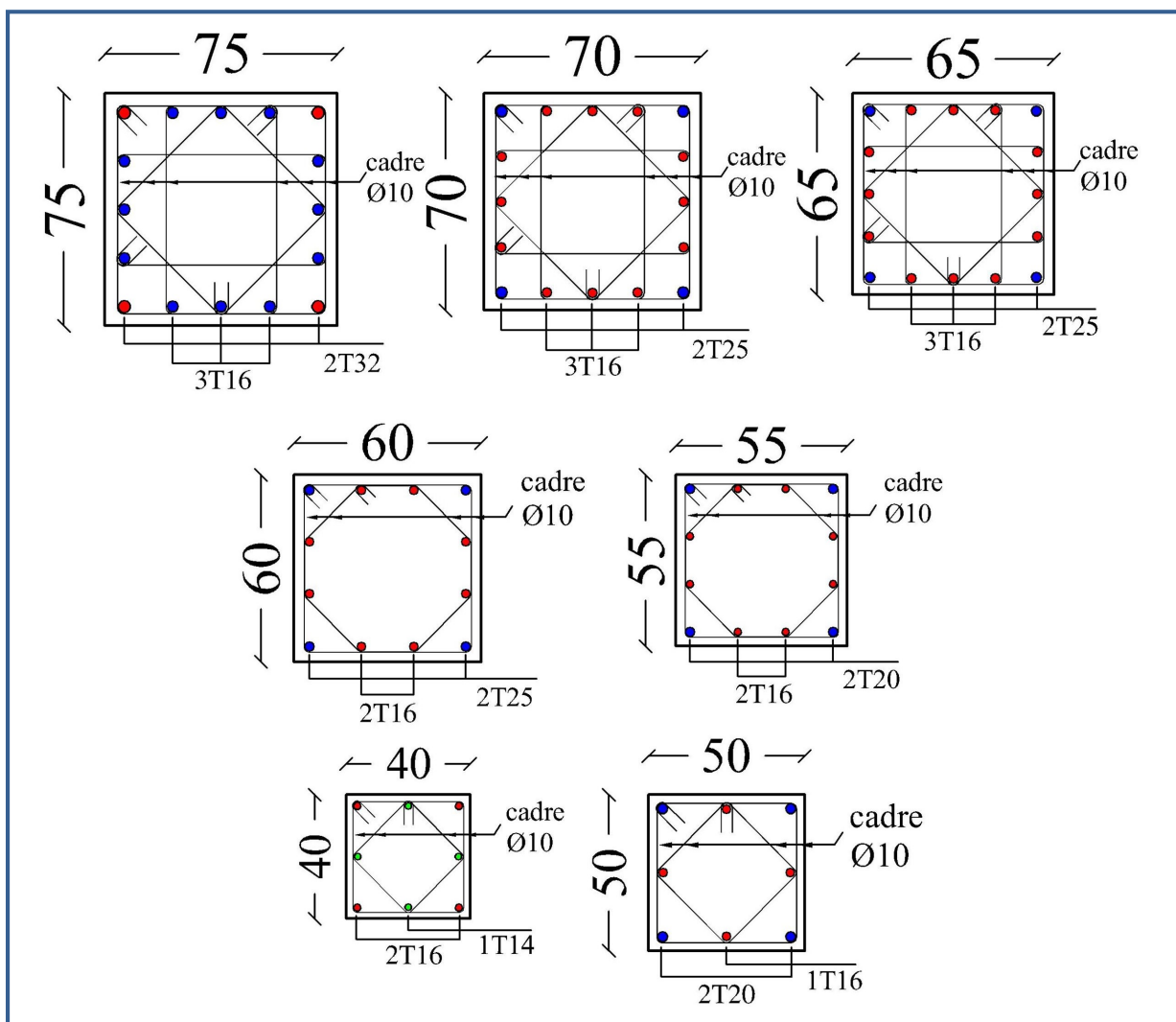


Figure V. 1 : Schéma de ferrailage des poteaux

### V.3 Ferrailage des poutres

#### V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

#### V.3.2 Recommandations du RPA99 version 2003

##### a) Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $40\emptyset$  en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

##### b) Armatures transversales

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est de :
- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \times S_t$$
$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \emptyset\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

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

#### V.3.3 Les combinaisons de calcul

- ✓  $1,35 G + 1,5 Q$  selon BAEL91/99/
- ✓  $G + Q$  selon BAEL91/99
- ✓  $G + Q \pm E$  selon RPA99/2003
- ✓  $0,8 G \pm E$  selon RPA99/2003

**NB :** Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

### V.3.4 Ferrailage longitudinal des poutres

Le ferrailage des poutres principales et secondaires et résumé dans les tableaux suivants :

#### V.3.4.1 Ferrailage des poutres principales

*Tableau V. 9 : Ferrailage poutres principales*

Poutre		M (KN.m)			As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
S-SOL jusqu'au 2 <sup>eme</sup> étage	PP1 (30×50)	Sur appuis	Sup	-315,4	19,91	4T20+4T16	20,61	7,5	60	20,61
			Inf	309,6	19,46	4T20+4T16				
		En travée		130,71	8,67	4T20	12,57	7,5	60	12,57
	PP2 (35×50)	Sur appuis	Sup	-314,4	19,22	4T20+4T16	20,61	8,75	70	20,61
			Inf	324,6	19,96	4T20+4T16				
		En travée		111,7	7,23	4T20	12,57	8,75	70	12,57
3 <sup>eme</sup> jusqu'au 7 <sup>eme</sup> étage	PP1 (30×50)	Sur appuis	Sup	-270,8	16,57	4T20+4T16	20,61	7,5	60	20,61
			Inf	309,9	19,48	4T20+4T16	20,61			20,61
		En travée		93,75	6,06	4T20	12,57	7,5	60	12,57
	PP2 (35×50)	Sur appuis	Sup	-308,9	18,83	4T20+4T16	20,61	8,75	70	20,61
			Inf	330,6	20,4	4T20+4T16				
		En travée		56,34	3,55	4T20	12,57	8,75	70	12,57
8 <sup>eme</sup> jusqu'au 12 <sup>eme</sup> étage	PP1 (30×50)	Sur appuis	Sup	-200,7	11,77	6T16	12,06	7,5	60	16,08
			Inf	235,93	14,12	8T16	16,08			16,08
		En travée		129,33	8,57	6T16	12,06	7,5	60	12,06
	PP2 (35×50)	Sur appuis	Sup	-219,6	12,79	8T16	16,08	8,75	70	16,08
			Inf	225,5	13,17	8T16				
		En travée		80,2	5,11	6T16	12,06	8,75	70	12,06



V.3.4.2 Ferrailage des poutres secondaires

Tableau V. 10 : Ferrailage poutres secondaires

Poutre		M (KN.m)		As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	
S-SOL jusqu'au 2 <sup>ème</sup> étage	PS1 (30×35)	Sur appuis	Sup	-80,4	6,82	5T14	7,7	5,25	42	7,7
			Inf	57,56	4,76	3T16	6,03			6,03
		En travée		54,5	5,24	3T16	6,03	5,25	42	6,03
	PS2 (35×35)	Sur appuis	Sup	-101,1	8,64	3T16+2T14	9,11	6,13	49	9,11
			Inf	98,87	8,43	3T16+2T14				
		En travée		16,24	1,48	3T16+2T14	9,11	6,13	49	9,11
3 <sup>ème</sup> jusqu'au 7 <sup>ème</sup> étage	PS1 (30×35)	Sur appuis	Sup	-164,8	15,75	8T16	16,08	5,25	42	16,08
			Inf	112,5	9,93	6T16	12,06			12,06
		En travée		26,89	2,5	4T16	8,04	5,25	42	8,04
	PS2 (35×35)	Sur appuis	Sup	-153,3	13,9	4T16+4T14	14,2	6,13	49	14,2
			Inf	151,97	13,75	4T16+4T14				
		En travée		20,28	1,86	4T16	8,04	6,13	49	8,04
8 <sup>ème</sup> jusqu'au 12 <sup>ème</sup> étage	PS1 (30×35)	Sur appuis	Sup	-164,9	15,77	8T16	16,08	5,25	42	16,08
			Inf	108,23	9,5	6T16	12,06			12,06
		En travée		52,44	5,05	4T16	8,04	5,25	42	8,04
	PS2 (35×35)	Sur appuis	Sup	-145	13,01	4T16+4T14	14,2	6,13	49	14,2
			Inf	139,6	12,45	4T16+4T14				
		En travée		32,89	3,06	4T16	8,04	6,13	49	8,04

V.3.4.3 Exemple de calcul des armatures longitudinales

On va prendre comme exemple de calcul les poutres PS1 du Sous sol jusqu'au 2<sup>ème</sup> étage.

a) En travée : (sous la combinaison 1,35G + 1,5Q)

$$\text{On a : } \theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$b = 30 \text{ cm} ; \quad h = 35 \text{ cm} ; \quad d = 32 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = 54,5 \text{ kN.m} ; \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{54,5 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,17} = 0,125$$

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

La section est armée par des armatures inférieures tendues ( $A_s' = 0$ )

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,125}) = 0,167$$

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

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 320(1 - 0,4 \times 0,167) = 298,6 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{54,5 \times 10^6}{298,6 \times 348} = 5,24 \text{ cm}^2$$

**b) En appuis « nappe supérieur » :** (sous la combinaison  $0,8G \pm E$ )

$$\text{On a : } \theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$M_{a,sup} = -80,4 \text{ kN.m} ; \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{80,4 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 18,48} = 0,142$$

$$\mu_u = 0,142 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ( $A_s' = 0$ )

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,142}) = 0,192$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 320(1 - 0,4 \times 0,192) = 295,4 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{80,4 \times 10^6}{295,4 \times 400} = 6,82 \text{ cm}^2$$

**c) En appuis « nappe inférieure » (sous la combinaison  $G + Q \pm E$ )**

On a :  $\theta = 1$  ;  $\gamma_b = 1,15$  ;  $\gamma_s = 1$

$$M_{a,inf} = 57,56 \text{ kN.m} ; f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{57,56 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 18,48} = 0,101$$

$$\mu_u = 0,101 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ( $A_s' = 0$ )

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,101}) = 0,134$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 320(1 - 0,4 \times 0,134) = 302,85 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{57,56 \times 10^6}{302,85 \times 400} = 4,76 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2.$$

$$A_s > A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

✓ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée en appuis « nappe inférieure ».}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

✓ **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\emptyset$$

Pour : HA20..... $L_r = 80 \text{ cm.}$

Pour : HA16..... $L_r = 64 \text{ cm.}$

Pour : HA14..... $L_r = 56 \text{ cm.}$

### **V.3.5 Calcul des armatures transversales**

✓ **Selon le BAEL91 (Art 7-4-2-4)**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$

Avec :

$b$  : largeur de la poutre.

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales :  $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm})$ .

Donc:  $S_t \leq \min(42,3 ; 40\text{cm}) = 40$  on adopte un espacement  $\Rightarrow S_t = 25\text{cm}$ .

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2.$$

Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l,\min} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right\} = 1,4 \text{ cm}.$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

✓ **Selon le RPA99/version 2003**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale :  $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_t) = 12,5 \text{ cm}$

- En zone courante :  $S_t \leq h/2 = 25\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale  $\Rightarrow S_t = 10\text{cm}$

- En zone courante  $\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

On aura alors :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35\text{cm}^2 > 0,45 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø10**  $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø10».

### **V.3.6 Vérification au cisaillement**

La contrainte tangentielle conventionnelle :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \overline{\tau}_u$

La contrainte tangentielle admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droit ( $\alpha = 90^\circ$ ) on aura :

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

**Tableau V. 11 : Vérification du cisaillement du béton**

Les poutres	V <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
PP1 (30×50)	412,03	2,92	3,33	CV
PP2 (35×50)	299,13	1,82	3,33	CV
PS1 (30×35)	184,85	1,93	3,33	CV
PS2 (35×35)	136,7	1,22	3,33	CV

### V.3.7 Vérification de La flèche (Art B.6.5, 1) BAEL91/99

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right)$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right)$$

Avec : L : portée de la travée entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub> : Moment fléchissant maximal en travée.

M<sub>0</sub> : Moment statique.

A<sub>s</sub> : Section d'armatures tendue.

Les résultats de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 12 : Vérification de la flèche**

Poutre	L (m)	h (cm)	M <sub>t</sub> (MPa)	M <sub>0</sub> (MPa)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observations		
						Cond 1	Cond 2	Cond 3
PP1	5,4	50	95,82	112,56	12,57	CV	CV	CV
PP2	5,23	50	82,31	98,5	12,57	CV	CV	CV
PS1	3,36	35	39,84	45	6,03	CV	CV	CV
PS2	3,36	35	24,29	30,7	9,11	CV	CV	CV

### V.3.8 Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Où :  $A_s$  : section d'armatures tendue.

$A'_s$  : section d'armatures comprimées.

$n$  : 15 coefficient d'équivalence.

Les résultats de cette vérification sont résumés dans les tableaux suivant :

**a) Poutres principales**

*Tableau V. 13 : Vérification des poutres principales à l'ELS*

Poutre		$M_{ser}$ (KN.m)		$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)
S-SOL jusqu'au 2 <sup>eme</sup> étage	PP1 (30×50)	Sur appuis	-99,14	20,61	20,61	17,54	387628,67	4,49
		En travée	95,82	12,57	12,57	15,47	253787,89	5,84
	PP2 (35×50)	Sur appuis	-74,19	20,61	20,61	16,91	396136,55	3,17
		En travée	82,31	12,57	12,57	14,81	259570,6	4,7
3 <sup>eme</sup> jusqu'au 7 <sup>eme</sup> étage	PP1 (30×50)	Sur appuis	-94,9	20,61	20,61	17,54	387628,67	4,29
		En travée	68,11	12,57	12,57	16,55	242297,35	4,15
	PP2 (35×50)	Sur appuis	-82,5	20,61	20,61	16,91	396136,55	3,52
		En travée	40,5	12,57	12,57	14,81	259570,6	2,31
8 <sup>eme</sup> jusqu'au 12 <sup>eme</sup> étage	PP1 (30×50)	Sur appuis	-126,5	12,06	16,08	14,44	253457,85	7,81
		En travée	95,05	12,06	8,04	16,25	235135,23	6,57
	PP2 (35×50)	Sur appuis	-94,5	16,08	16,08	15,87	320324,26	4,68
		En travée	58,4	12,06	8,04	15,48	241786,77	3,74

✓ **Conclusion** : On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

b) Poutres secondaires

Tableau V. 14 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Poutre		$M_{ser}$ (KN.m)		$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A's$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)
S-SOL jusqu'au 2 <sup>ème</sup> étage	PS1 (30×35)	Sur appuis	-89,4	7,7	6,03	10,79	70010,34	13,77
		En travée	39,84	6,03	6,03	9,7	58166,911	6,64
	PS2 (35×35)	Sur appuis	-12,33	9,11	9,11	10,47	84358,236	1,53
		En travée	11,87	9,11	9,11	10,47	84358,236	1,47
3 <sup>ème</sup> jusqu'au 7 <sup>ème</sup> étage	PS1 (30×35)	Sur appuis	-43,64	16,08	12,06	13,29	127063,23	4,57
		En travée	19,91	8,04	8,04	10,56	74105,194	2,84
	PS2 (35×35)	Sur appuis	-24,51	14,2	14,2	11,79	122575,86	2,36
		En travée	14,99	8,04	8,04	10,1	75940,59	1,99
8 <sup>ème</sup> jusqu'au 12 <sup>ème</sup> étage	PS1 (30×35)	Sur appuis	-46,61	16,08	12,06	13,29	127063,23	4,88
		En travée	38,76	8,04	8,04	10,56	74105,194	5,52
	PS2 (35×35)	Sur appuis	-34,11	14,2	14,2	11,79	122575,86	3,28
		En travée	24,29	8,04	8,04	10,1	75940,59	3,23

✓ **Conclusion :** On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

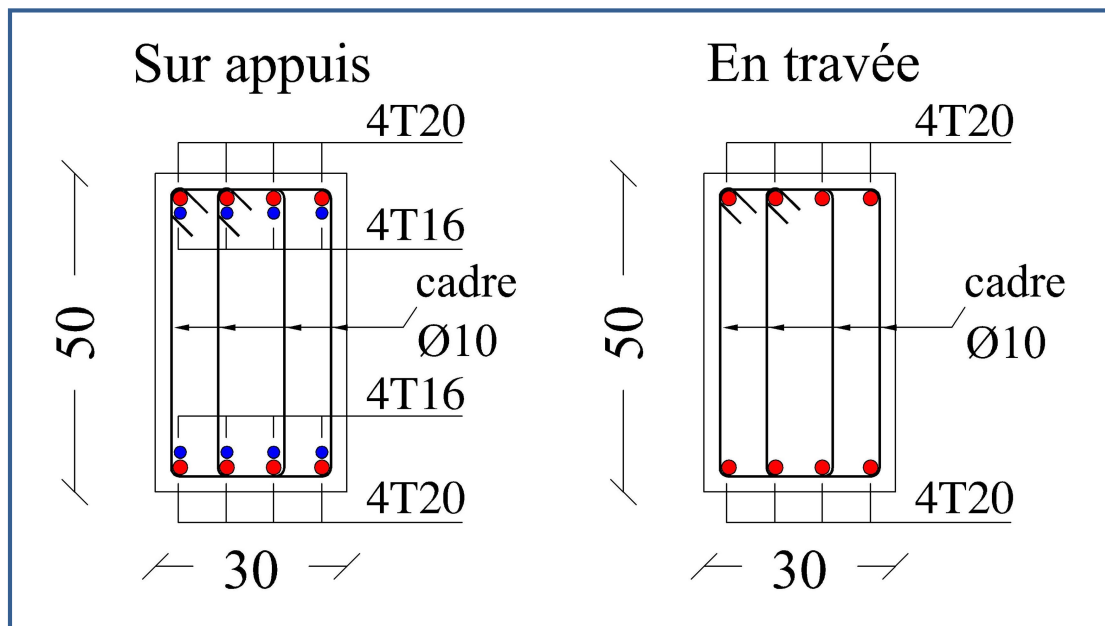


Figure V. 2 : Ferrailage de la poutre principale type 01 (Zone 01 et 02)

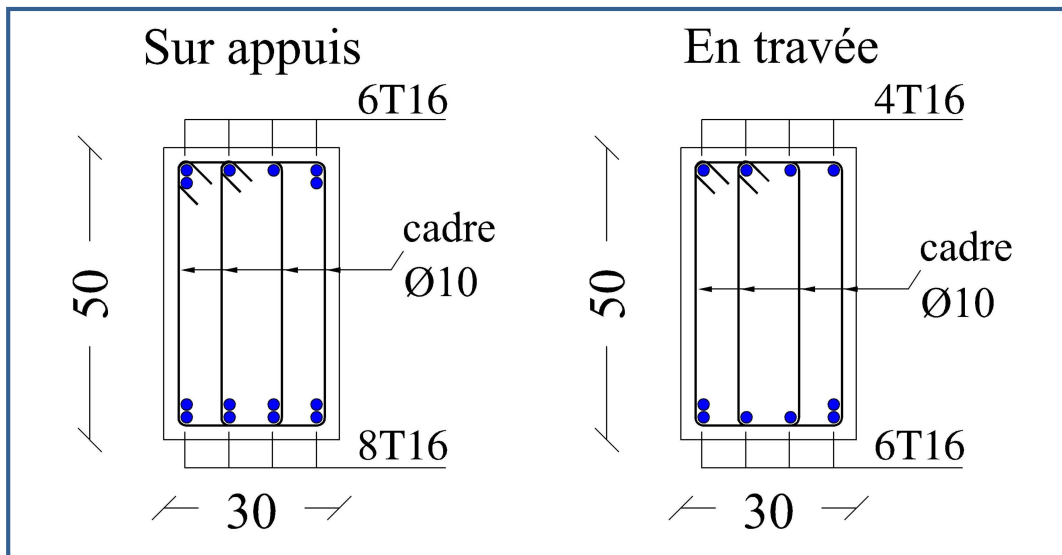


Figure V. 3 : Ferrailage de la poutre principale type 01 (Zone 03)

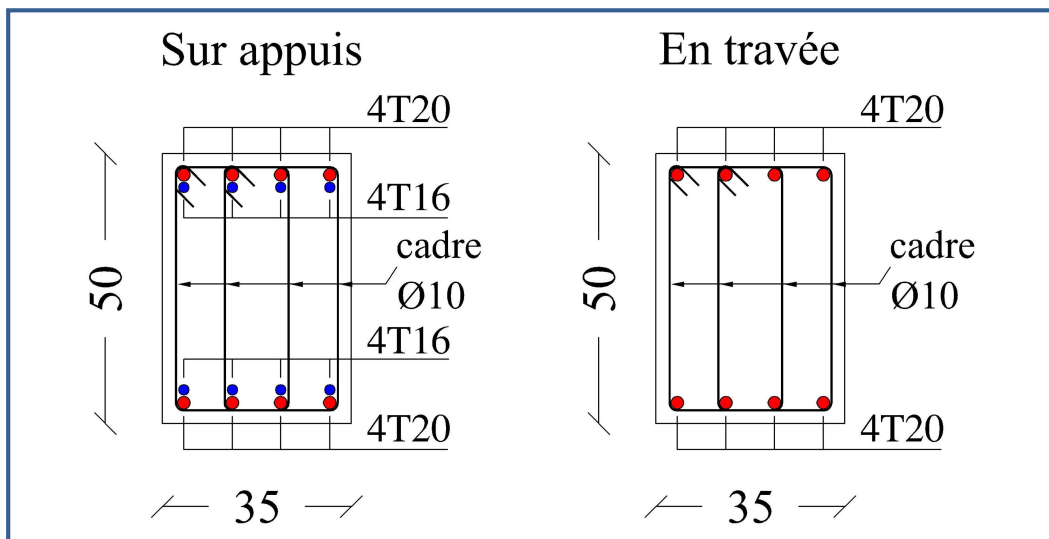


Figure V. 4 : Ferrailage de la poutre principale type 02 (Zone 01 et 02)

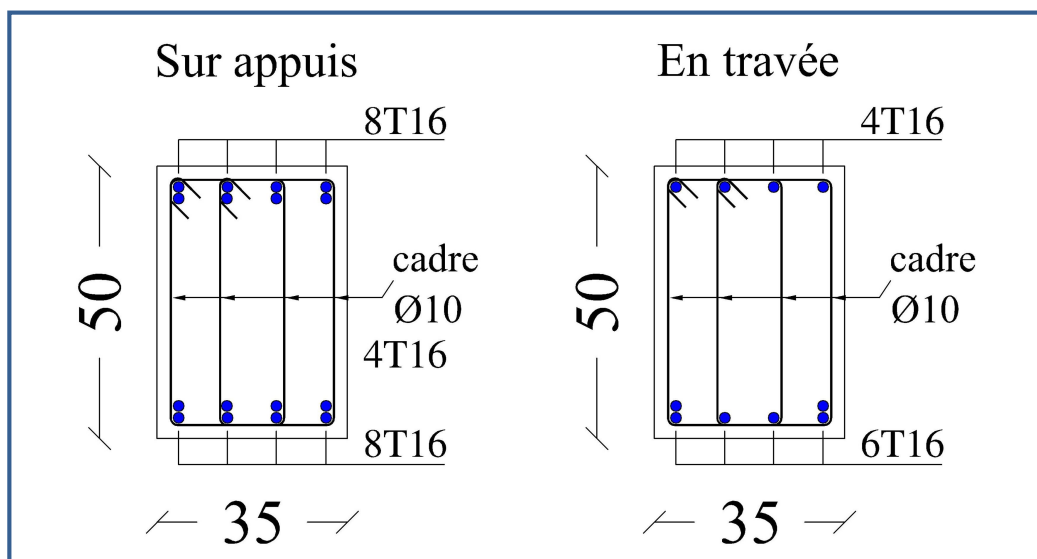


Figure V. 5 : Ferrailage de la poutre principale type 02 (Zone 03)



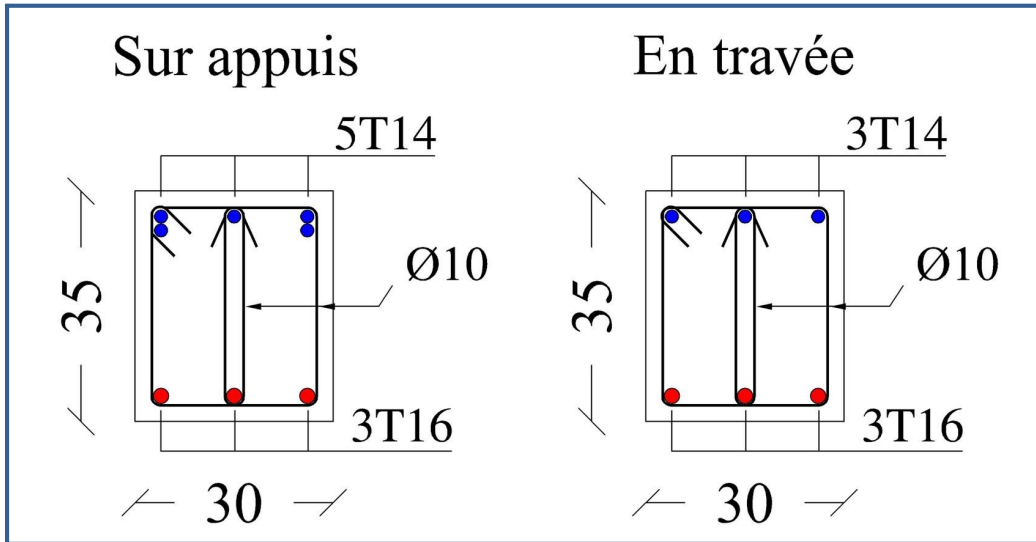


Figure V. 6 : Ferrailage de la poutre secondaire type 01 (Zone 01)

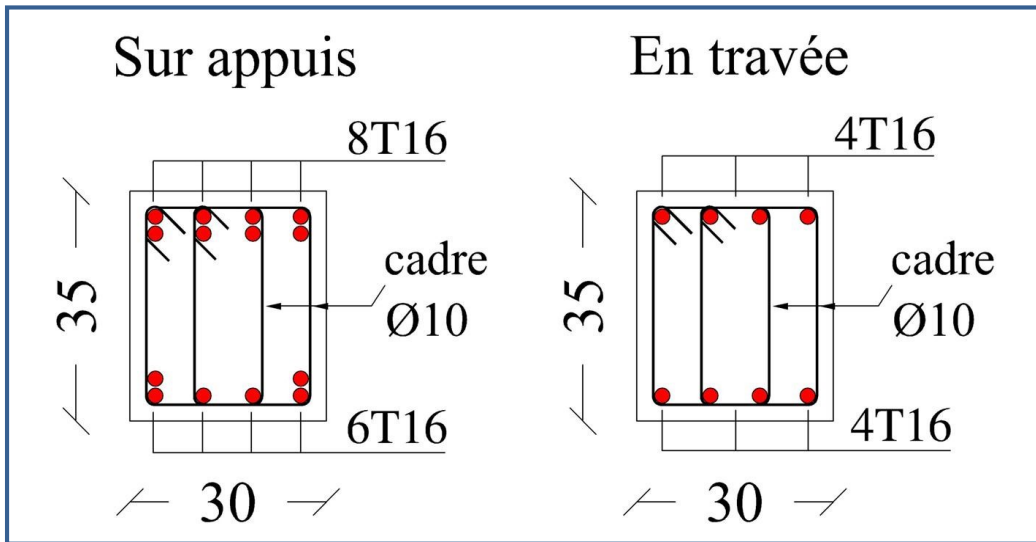


Figure V. 7 : Ferrailage de la poutre secondaire type 01 (Zone 02 et 03)

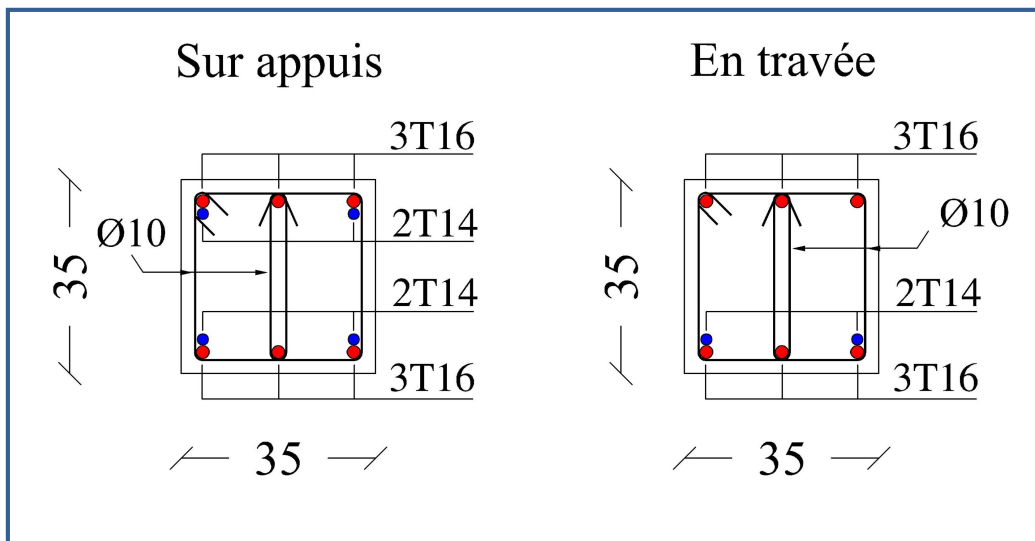


Figure V. 8 : Ferrailage de la poutre secondaire type 02 (Zone 01)

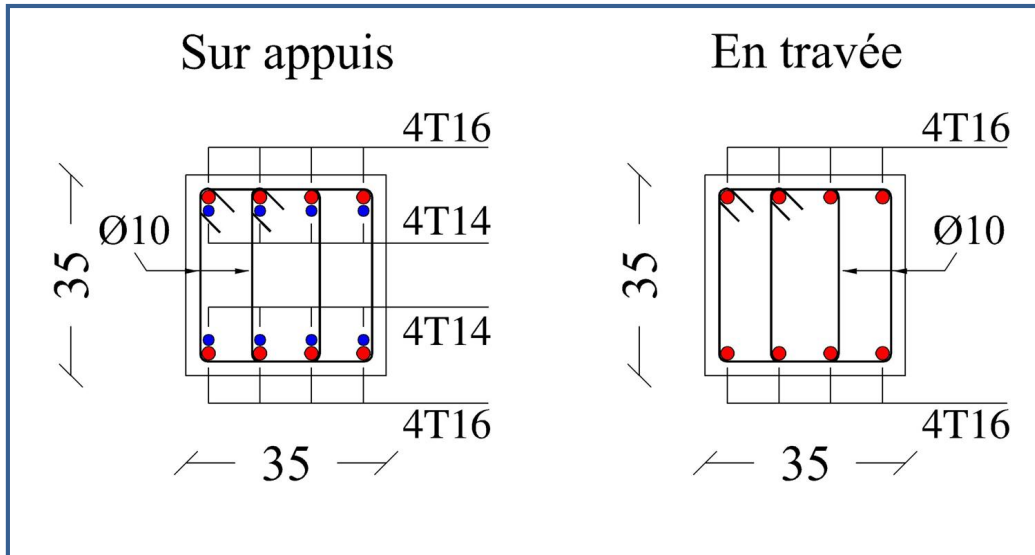


Figure V. 9 : Ferrailage de la poutre secondaire type 02 (Zone 02 et 03)

## V.4 Ferrailage des voiles

### V.4.1 Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles :

**Type 1** :  $L = 3,31 \text{ m}$  ; **Type 2** :  $L = 2,5 \text{ m}$  ; **Type 3** :  $L = 1,5 \text{ m}$

**Type 4** :  $L = 1,13 \text{ m}$  ; **Type 5 (Trumeau)**:  $L = 0,8 \text{ m}$

que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- ✓ **Zone I** : S-SOL, RDC.
- ✓ **Zone II** : 1, 2, 3ème étage.
- ✓ **Zone III** : 4, 5, 6ème étage.
- ✓ **Zone IV** : 7, 8, 9ème étage.
- ✓ **Zone V** : 10, 11, 12ème étage.

### V.4.2 Recommandations du RPA99/2003

#### a) Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ 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 l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

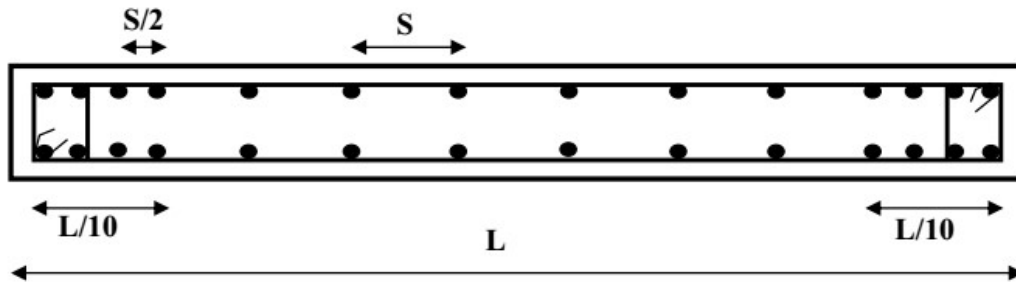


Figure V. 10 : Disposition des armatures verticales dans le voile

**b) Armatures horizontales**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

**c) Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$e$  : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. 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.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
  - $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

**d) Armatures de coutures**

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

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

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

**e) Armatures de potelet**

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.

**V.4.3 Combinaisons de calcul**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL91/99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99/2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{array} \right.$$

**V.4.4 Calcul du ferrailage des voiles**

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

1.  $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
2.  $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
3.  $M_{max}, N_{corr}$

**V.4.4.1 Présentation de la méthode de calcul**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

**NB:** L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

### **On distingue 3 cas**

#### **1<sup>er</sup> cas**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \times e$$

$L_c$  : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

#### **2<sup>ème</sup> cas**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

$L_T$  : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

#### **3<sup>ème</sup> cas**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- ✓ Si  $A_v < A_{\min}$ , on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

#### **V.4.4.2 Exemple de calcul**

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone I) de ( $L = 3,31 \text{ m}$ ;  $e = 20 \text{ cm}$ ).

##### **✓ Détermination des sollicitations**

$$N_{\min} = 59,59 \text{ kN}$$

$$M_{\text{cor}} = 696,4 \text{ kN.m}$$

$$V = 1214,61 \text{ kN}$$

$$B = L \times e = 0,662 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0,6044 \text{ m}^4$$

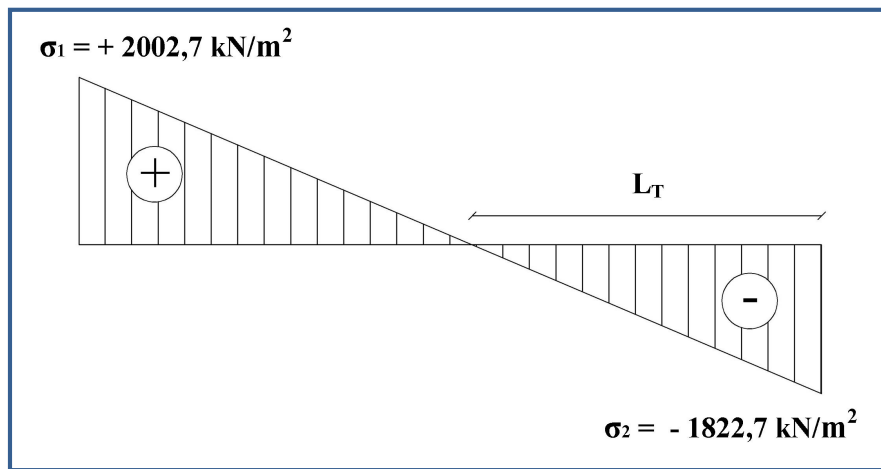
$$V = \frac{L}{2} = 1,66 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{59,59}{0,662} + \frac{696,4 \times 1,66}{0,6044} = +2002,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{59,59}{0,662} - \frac{696,4 \times 1,66}{0,6044} = -1822,7 \text{ kN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement tendue.



**Figure V. 11 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue**

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{1822,7}{2002,7 + 1822,7} \times 3,31 = 1,58 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{1822,7}{2} \times 0,2 \times 1,58 = 288 \text{ kN}$$

✓ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{288 \times 10}{400} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_v / \text{Face} = 7,2/2 = 3,6 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armature minimale**

$$A_{\min} = \max\left(0,2\% e L_T; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

e : épaisseur du voile.

$L_T$  : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(6,2 ; 34,76) = 34,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{Face} = 34,76/2 = 17,38 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1214,61 \times 10}{400} = 46,76 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc : } A_{SV} = \text{Max}(A_V; A_{\min}) = 17,38 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Le ferrailage adopté:

En zone d'about : **Soit 6HA12 (A<sub>s</sub> = 6,79 cm<sup>2</sup>)**

En zone courante : **Soit 10HA12 (A<sub>s</sub> = 11,3 cm<sup>2</sup>)**

Donc A<sub>s</sub> adopté : **A<sub>s</sub> = 18,09 /face.**

✓ **Espacement**

En zone courante :  $S_t \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } S_{tc} = 20 \text{ cm}$$

En zone d'about :  $\frac{L}{10} = \frac{331}{10} = 33,1 \text{ cm}$  Avec :  $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

✓ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL91/99 :  $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{18,09}{4} = 4,52 \text{ cm}^2$

D'après le RPA :  $A_H = 0,15 \% B = 0,0015 \times 20 \times 331 = 9,93 \text{ cm}^2$

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4}; 0,15 \% B\right) = 9,93 \text{ cm}^2$$

Soit 15HA10 = 11,85 cm<sup>2</sup>/nappe avec : S<sub>h</sub> = 20 cm

✓ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4Ø8.

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement**

**Selon le RPA99**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 1214,61 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 3,31} = 2,85 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$



**Selon le BAEL**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{1214,61 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 3,31} = 2,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  **condition vérifiée**

✓ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2132,75 \times 10^{-3}}{0,662 + (15 \times 36,18 \times 10^{-4})} = 3,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  **condition vérifiée**

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V. 15 : Ferrailage verticale du voile type 01**

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sup>min</sup>	59,59	696,4	2002,7	-1822,7	SPT	1,73	1,58	288	7,2
	N <sup>max</sup>	2911	75,65	4604,43	4190,14	SEC	3,31	00	2911	-162
	M <sup>max</sup>	1378,7	5852,2	18107,13	-13942	SPT	1,87	1,44	2007,5	50,19
Zone II	N <sup>min</sup>	156,5	127,64	585,91	-113,1	SPT	2,44	0,54	6,06	0,15
	N <sup>max</sup>	2789,9	14,4	4253,8	4174,9	SEC	3,31	00	2789,9	-165
	M <sup>max</sup>	1292,2	5147,3	16046,3	-12142	SPT	1,88	1,43	1731,3	43,28
Zone III	N <sup>min</sup>	236,5	178,45	845,9	-131,4	SPT	2,87	0,44	5,85	0,15
	N <sup>max</sup>	2174,9	45,72	3410,54	3160,16	SEC	3,31	00	2174,9	-180
	M <sup>max</sup>	974,5	2723,54	8929,65	-5985,5	SPT	1,98	1,33	795,07	19,88
Zone IV	N <sup>min</sup>	234,23	196,4	891,6	-183,96	SPT	2,74	0,57	10,41	0,26
	N <sup>max</sup>	1667,03	69	2707,11	2329,24	SEC	3,1	00	1667,03	-193
	M <sup>max</sup>	742,12	1534,95	5324,03	-3082	SPT	2,1	1,21	374,02	9,35
Zone V	N <sup>min</sup>	37,83	96,28	320,78	-206,5	SPT	2,01	1,3	26,77	0,67
	N <sup>max</sup>	882,2	54,84	1482,79	1182,47	SEC	3,31	00	882,2	-212
	M <sup>max</sup>	390,51	1052,34	3471,41	-2291,6	SPT	1,99	1,32	301,62	7,54

**NB:** Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N<sup>max</sup> ; N<sup>min</sup> ; M<sup>max</sup>.

**Tableau V. 16 : Choix des barres du voile type 01**

Zone	Av (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres / nappe							
				Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
I	50,19	34,76	26,17	11T14	20	6T14	10	9,93	12,64	16T10	20
II	43,28	34,76	21,68	11T12	20	6T14	10	9,93	12,64	16T10	20
III	19,88	34,76	19,23	11T12	20	6T12	10	9,93	11,06	14T10	20
IV	9,35	34,76	19,23	11T12	20	6T12	10	9,93	11,06	14T10	20
V	7,54	34,76	19,23	11T12	20	6T12	10	9,93	11,06	14T10	20

**NB :** la surface de l'ouverture de la salle d'eau dans le voile type 01 est inférieure à 10% de la surface totale de voile, donc on le considère comme un voile pleine dans les calculs.

**Tableau V. 17 : Ferrailage verticale du voile type 02**

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sup>min</sup>	-252,1	195,85	435,9	-1444,3	SPT	0,58	1,92	277,36	6,93
	N <sup>max</sup>	2801,4	990,5	9757,2	248,4	SEC	2,5	00	2501,4	-114
	M <sup>max</sup>	1529,5	3834,94	21466,7	-15349	SPT	1,64	1,04	1599,76	40
Zone II	N <sup>min</sup>	-209,85	101,6	67,98	-907,4	SPT	0,18	2,32	211,03	5,28
	N <sup>max</sup>	2761,31	903,72	9860,48	1184,8	SEC	2,5	00	2761,31	-108
	M <sup>max</sup>	1642,6	3025,7	17808,56	-11238	SPT	1,53	0,97	1087,01	27,17
Zone III	N <sup>min</sup>	-42,34	115,5	469,72	-639,1	SPT	1,06	1,44	92,09	2,3
	N <sup>max</sup>	2073,6	456,9	6340,32	1954,1	SEC	2,5	00	2073,6	-126
	M <sup>max</sup>	1298,03	1652	10525,7	-5333,5	SPT	1,66	0,84	448,43	11,21
Zone IV	N <sup>min</sup>	92,4	196,4	1127,52	-757,9	SPT	1,5	1	76,17	1,9
	N <sup>max</sup>	1474,9	228,7	4047,56	1852,04	SEC	2,5	00	1474,9	-140
	M <sup>max</sup>	733,65	198,3	2419,14	515,5	SEC	2,5	00	733,65	-159
Zone V	N <sup>min</sup>	42,8	74,9	445,12	-273,9	SPT	1,55	0,95	26,09	0,65
	N <sup>max</sup>	684,03	48,55	1601,1	1135,02	SEC	2,5	00	684,03	-160
	M <sup>max</sup>	660,16	339	2947,52	-306,9	SPT	2,26	0,24	7,23	0,18

**Tableau V. 18 : Choix des barres du voile type 02**

Zone	Av (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres / nappe							
				Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
I	40	26,25	23,09	11T14	15	4T14	10	7,5	12,64	16T10	20
II	27,17	26,25	16,95	11T12	15	4T12	10	7,5	12,64	16T10	20
III	11,21	26,25	16,95	11T12	15	4T12	10	7,5	11,06	14T10	20
IV	1,9	26,25	16,95	11T12	15	4T12	10	7,5	11,06	14T10	20
V	0,18	26,25	16,95	11T12	15	4T12	10	7,5	11,06	14T10	20

**Tableau V. 19 : Ferrailage verticale du voile type 03**

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sup>min</sup>	339,9	54	1853	413	SEC	1,5	00	339,9	-97,8
	N <sup>max</sup>	2104,5	39,14	7536,87	6493,13	SEC	1,5	00	2104,5	-53,7
	M <sup>max</sup>	1687,33	1693,8	28208,43	-16959,6	SPT	0,94	0,56	955,2	23,9
Zone II	N <sup>min</sup>	252,11	115	2373,7	-693	SPT	1,16	0,34	23,5	0,59
	N <sup>max</sup>	1925,9	8,16	6528,5	6310,9	SEC	1,5	00	1925,9	-58,2
	M <sup>max</sup>	1421,2	649	15415,3	-11088,8	SPT	0,87	0,63	695,9	17,4
Zone III	N <sup>min</sup>	224,1	155,26	2817,13	-1323,1	SPT	1,02	0,48	63,43	1,59
	N <sup>max</sup>	1523,8	9,1	5200,67	4958	SEC	1,5	00	1523,8	-68,2
	M <sup>max</sup>	1086,3	519,1	10542,3	-3300,3	SPT	1,14	0,36	118,03	2,95
Zone IV	N <sup>min</sup>	146,5	155,6	2623	-1526,3	SPT	0,95	0,55	84,22	2,11
	N <sup>max</sup>	1102,8	12,5	3842,67	3509,33	SEC	1,5	00	1102,8	-78,7
	M <sup>max</sup>	850	474,8	9164	-3497,3	SPT	1,09	0,41	144,91	3,62
Zone V	N <sup>min</sup>	43	233	3250	-2963,3	SPT	0,78	0,72	211,9	5,3
	N <sup>max</sup>	601,5	16,4	2223,67	1786,33	SEC	1,5	00	601,5	-91,5
	M <sup>max</sup>	214,7	314,1	4903,67	-3472,33	SPT	0,88	0,62	215,92	5,4

**Tableau V. 20 : Choix des barres du voile type 03**

Zone	Av (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres / nappe							
				Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
I	23,9	15,75	12,94	6T12	15	4T14	10	4,5	12,64	16T10	20
II	17,4	15,75	11,3	6T12	15	4T12	10	4,5	12,64	16T10	20
III	2,95	15,75	11,3	6T12	15	4T12	10	4,5	11,06	14T10	20
IV	3,62	15,75	11,3	6T12	15	4T12	10	4,5	11,06	14T10	20
V	5,4	15,75	11,3	6T12	15	4T12	10	4,5	11,06	14T10	20

**Tableau V. 21 : Ferrailage verticale du voile type 04**

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sup>min</sup>	164,1	509,2	13269,4	-11237,2	SPT	0,6	0,53	596,4	14,91
	N <sup>max</sup>	1551,1	20,46	7343,97	6382,58	SEC	1,13	00	1551,1	-41,3
	M <sup>max</sup>	448,61	1108,6	21840,13	-24060,9	SPT	0,61	0,52	1255,9	31,4
Zone II	N <sup>min</sup>	353,3	35	2385,58	740,97	SEC	1,13	00	353,3	-71,3
	N <sup>max</sup>	1466,1	46,5	7579,66	5394,68	SEC	1,13	00	1466,1	-43,4
	M <sup>max</sup>	993,9	836,7	24055,6	-15259,9	SPT	0,69	0,44	669,3	16,73
Zone III	N <sup>min</sup>	284	40,6	2210,51	302,8	SEC	1,13	00	284	-73
	N <sup>max</sup>	1240,1	61,72	6920,2	4037,1	SEC	1,13	00	1240,1	-49,1
	M <sup>max</sup>	734,3	434,3	13452,7	-6954,5	SPT	0,75	0,38	267,81	6,7
Zone IV	N <sup>min</sup>	191,44	43,68	1873,32	-179,15	SPT	1,03	0,1	1,77	0,04
	N <sup>max</sup>	1018,5	92,94	6690,22	2323,07	SEC	1,13	00	1018,5	-54,6
	M <sup>max</sup>	580,8	390,91	11754,1	-6614,29	SPT	0,72	0,41	269,14	6,73
Zone V	N <sup>min</sup>	32,85	39,81	1080,67	-790	SPT	0,65	0,48	37,7	0,94
	N <sup>max</sup>	633,2	108,25	5345,04	258,5	SEC	1,13	00	633,2	-64,2
	M <sup>max</sup>	339	289,6	8303,98	-5304	SPT	0,69	0,44	233,61	5,84

**Tableau V. 22 : Choix des barres du voile type 04**

Choix des barres / nappe											
Zone	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Hadop}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
I	31,4	11,87	16,08	4T16	15	4T16	10	4,04	12,64	16T10	20
II	16,73	11,87	9,04	4T12	15	4T12	10	3,39	12,64	16T10	20
III	6,7	11,87	9,04	4T12	15	4T12	10	3,39	11,06	14T10	20
IV	6,73	11,87	9,04	4T12	15	4T12	10	3,39	11,06	14T10	20
V	5,84	11,87	9,04	4T12	15	4T12	10	3,39	11,06	14T10	20

**Tableau V. 23 : Ferrailage verticale du voile type 05 (Trumeau de longueur 0,8 m)**

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	$L_c$ (m)	$L_T$ (m)	F (kN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )
Zone III	$N^{min}$	11,79	331,8	15626,8	-15479,4	SPT	0,4	0,4	616,24	15,4
	$N^{max}$	790,8	347,3	21217,5	-11332,5	SPT	0,52	0,28	315,64	7,9
	$M^{max}$	371,4	560,14	28577,8	-23935,3	SPT	0,44	0,36	872,8	21,82
Zone IV	$N^{min}$	32,52	199,27	9544,03	-9137,5	SPT	0,41	0,39	357,55	8,94
	$N^{max}$	617,03	81,85	7694,84	21,41	SEC	0,8	00	617,3	-41,3
	$M^{max}$	602,5	446,1	24676,6	-17145,3	SPT	0,47	0,33	562,3	14,06
Zone V	$N^{min}$	-22,76	99,95	4542,91	-4827,41	SPT	0,39	0,41	198,96	4,97
	$N^{max}$	416,97	294,83	16426,22	-11214,1	SPT	0,48	0,31	363,98	9,1
	$M^{max}$	417,97	294,83	16426,22	-11214,1	SPT	0,48	0,31	363,98	9,1

**Tableau V. 24 : Choix des barres du voile type 05**

Choix des barres / nappe											
Zone	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Hadop}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
III	21,82	8,4	12,32	2T14	15	4T14	10	3,08	12,64	16T10	20
IV	14,06	8,4	8,42	2T12	15	4T14	10	2,4	12,64	16T10	20
V	9,1	8,4	6,78	2T12	15	4T12	10	2,4	11,06	14T10	20

**NB :** Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

**V.4.5 Vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement**

Tableau V. 25 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

Voile	Zone	V	Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
			$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	OBS	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	I	1201,8	2,82	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,02	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2132,75	2,88	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	1376,1	3,23	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,31	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2042,07	2,81	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	923,4	2,17	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,55	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1590,34	2,21	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	664,1	1,56	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,11	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1218,8	1,69	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	341,2	0,80	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,57	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	645,13	0,89	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	I	979,3	3,05	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,18	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1513,9	2,66	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	1109	3,45	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,46	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1523,1	2,76	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	637,6	1,98	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,42	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1205,15	2,19	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	514,8	1,60	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,14	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	935,8	1,69	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	277,2	0,86	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,61	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	487	0,88	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 03	I	591,4	3,07	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,19	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1531,7	4,52	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	382,6	1,98	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,42	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1401,3	4,19	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	330,6	1,71	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,22	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1108,6	3,32	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	290,8	1,51	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,08	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	802,3	2,40	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	179,7	0,93	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,66	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	437,9	1,31	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 04	I	443	3,04	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,17	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1137	4,15	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	444,7	3,05	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,18	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1074,8	4,25	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	277,7	1,91	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,36	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	910,3	3,59	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	241	1,65	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,18	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	747,8	2,95	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	160,1	1,10	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,78	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	465,26	1,84	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 05	III	466,2	4,53	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	3,23	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	517,65	2,63	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	454,6	4,42	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	3,16	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	425,32	2,30	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	344,1	3,34	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,39	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	250,2	1,39	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Le ferrailage obtenu est représenté dans les figures suivantes :

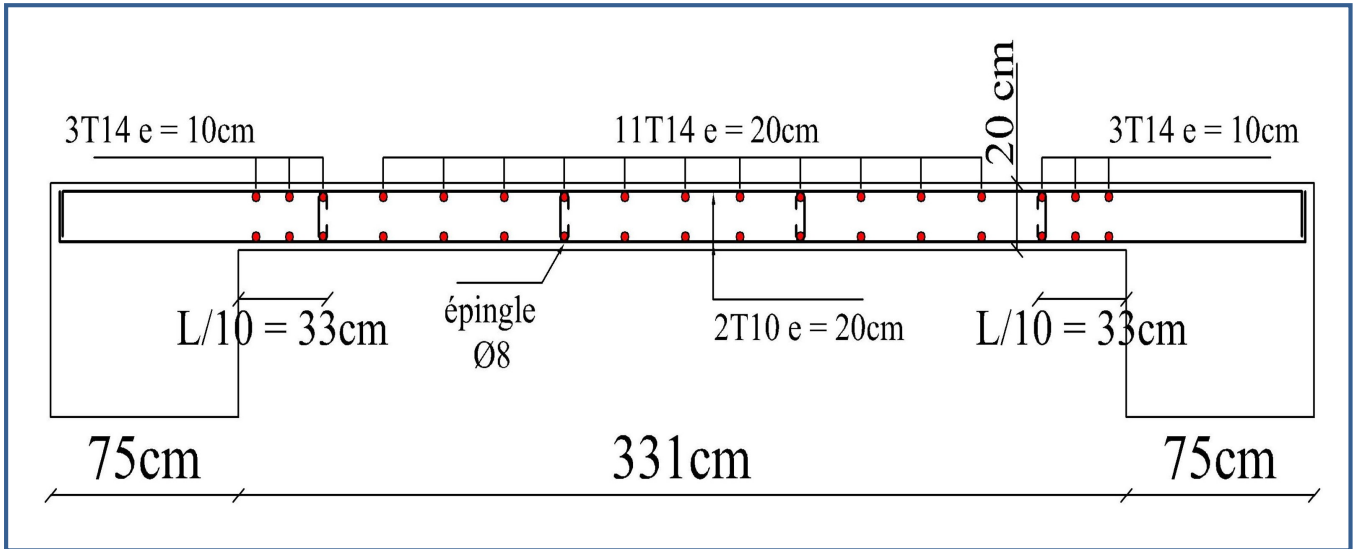


Figure V. 12 : Schéma de ferrailage de voile type 01 zone I

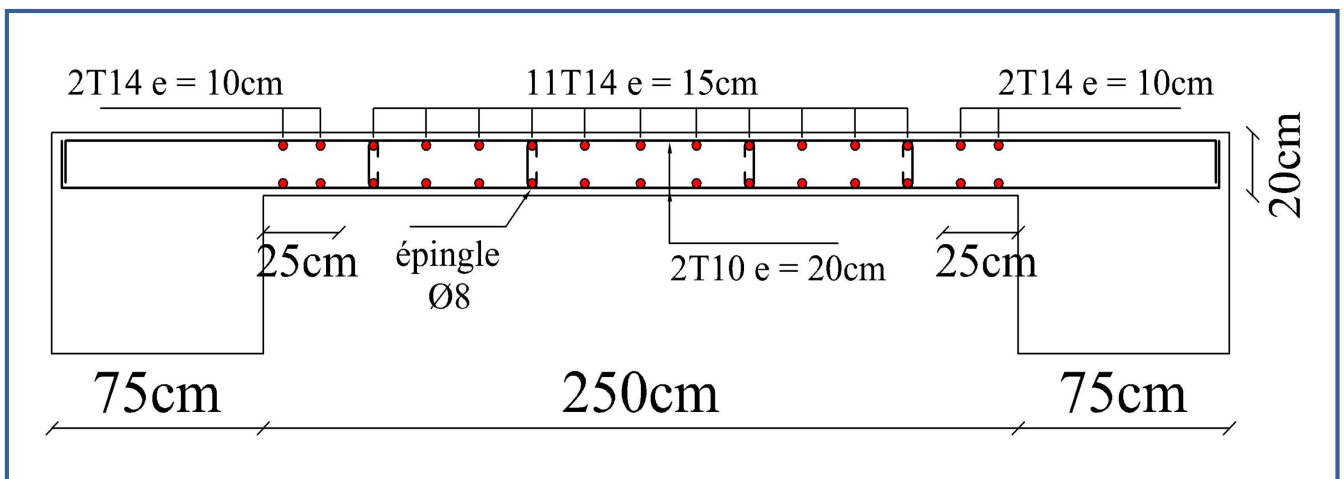


Figure V. 13 : Schéma de ferrailage de voile type 02 zone I

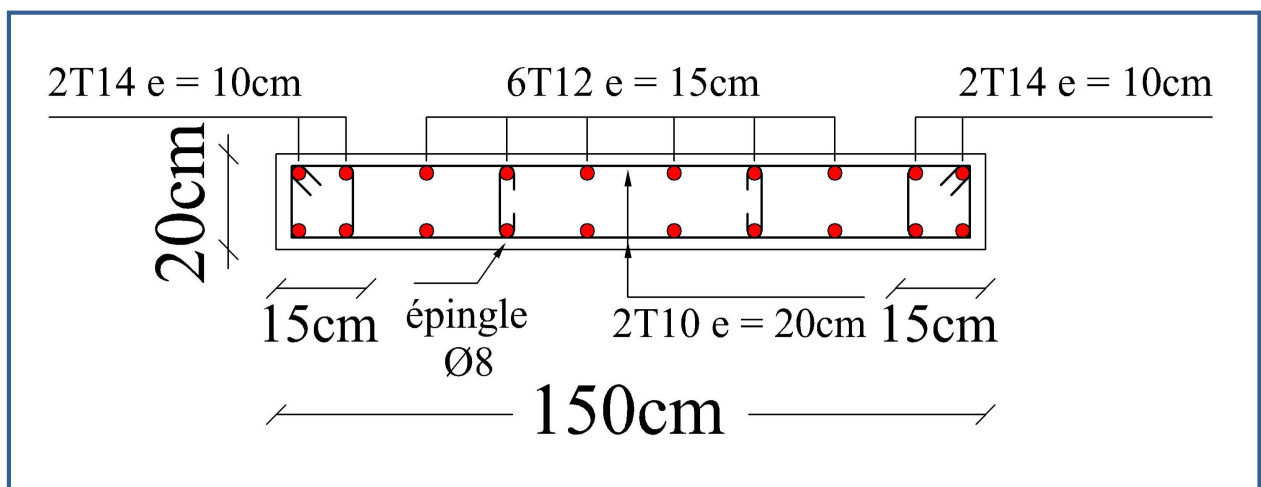


Figure V. 14 : Schéma de ferrailage de voile type 03 zone I

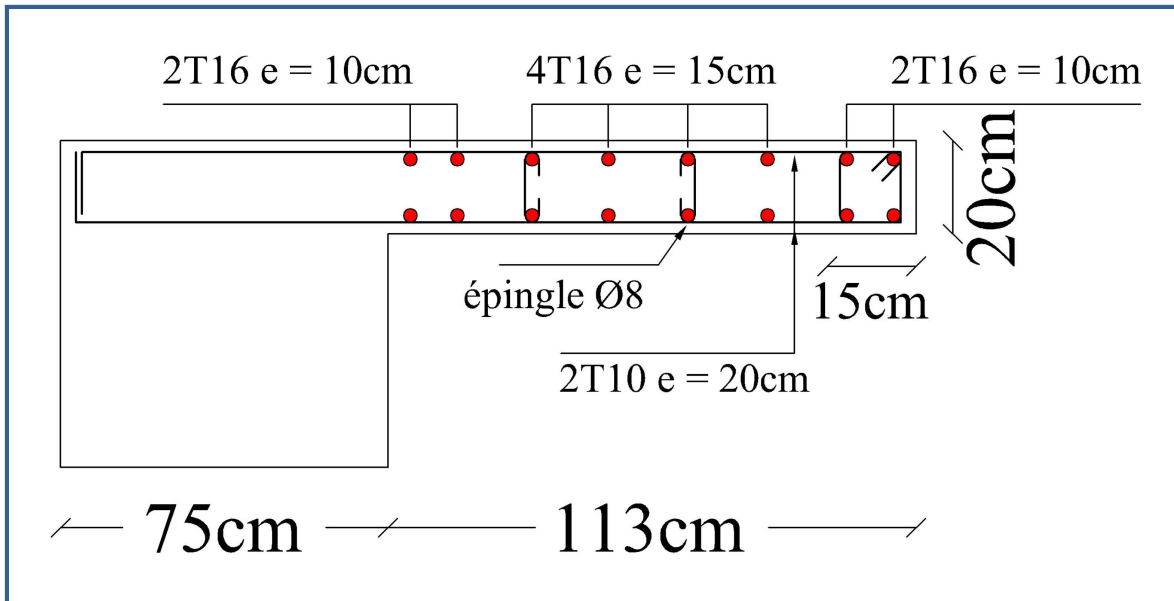


Figure V. 15 : Schéma de ferrailage de voile type 04 zone I

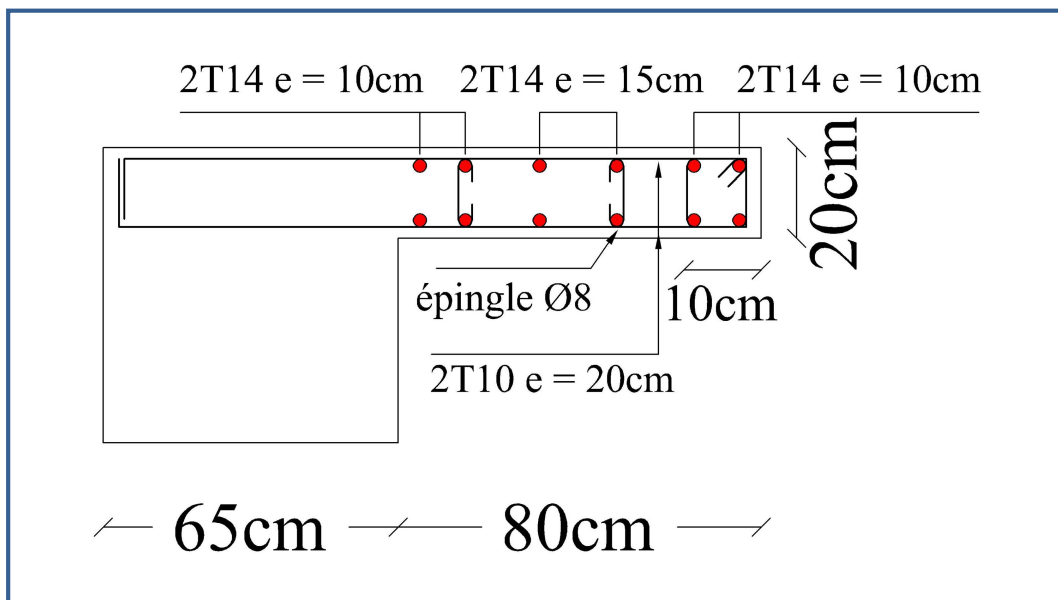


Figure V. 16 : Schéma de ferrailage de voile type 05 zone III



### V.4.6 Ferrailages des linteaux

#### V.4.6.1 Introduction

Les linteaux sont des poutres courtes parfaitement encastées en leurs extrémités aux trumeaux, leur conception doit être faite de manière à éviter la rupture, ils seront calculés à la flexion simple à l'ELU en situation accidentelle.

#### V.4.6.2 Vérification des contraintes tangentielles dans les linteaux

La contrainte de cisaillement dans les linteaux est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e \cdot d} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

e : épaisseur du linteau

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

*Tableau V. 26 : Contraintes tangentielles dans les linteaux*

$V_{calcul}$ (KN)	d (m)	$e \times d$ (m <sup>2</sup> )	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observations
578	0,85	0,17	4,76	5	Vérifier

#### V.4.6.3 Ferrailage

Les linteaux seront ferrailés conformément au règlement RPA99, d'après l'article 7.7.3 du RPA99 ; deux cas peuvent se présenter :

**1) Premier cas  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$**

✓ **Aciers longitudinaux ( $A_l$ )**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Avec :  $Z = h - 2d'$

h : La hauteur totale du linteau.

d' : La distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ( $\bar{V} = 1,4 V_{calcul}$ ).

✓ **Aciers transversaux**

**a. Linteaux longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )**

On a :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{\bar{V}}$$

Avec:

S<sub>t</sub>: Espacement des courts d'armatures transversales.

A : Section d'un court d'armatures transversales.

$$Z = h - 2d'$$

$$\bar{V} = 1,4 V_{\text{calcul}}$$

L : Portée de linteau.

**b. Linteaux courts ( $\lambda_g \leq 1$ )**

On doit avoir :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul} \quad \text{et} \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :  $M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite de linteau de portée  $l_{ij}$ .

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

**2) Deuxième cas  $\tau_b \geq 0,06 f_{c28}$**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieure et inférieure), transversale et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, V) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales ( $A_D$ ).

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec :  $\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$  et V de calcul (sans majoration).

✓ **Ferrailage minimal**

**a. Armatures longitudinale**

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 \times b \times h \quad (0,15\%)$$

**b. Armatures transversales**

- Pour  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$  :  $A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s$  (0,15%).

- Pour  $\tau_b > 0,025 f_{c28}$  :  $A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot s$  (0,25%).

**c. Armatures en section courante (armatures de peau)**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20 %.

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h$$

#### V.4.6.4 Exemple de calcul

- $h = 0,90$  m
- $L = 1$  m
- $b = 0,20$  m
- $V = 578$  kN

On a:  $\tau_b = 4,76 > 0,06 f_{c28} = 1,5$ MPa selon le **RPA99/2003** on est dans le **2<sup>eme</sup>** cas.

##### a) Aciers longitudinaux

$$A_L = A_L' = 0,0015b \times h = 0,0015 \times 20 \times 90 = 2,7 \text{ cm}^2$$

##### b) Armatures diagonales

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{90-2 \times 5}{100} = 0,8 \Rightarrow \alpha = 38,66$$

$$A_D = \frac{578 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 38,66} = 11,57 \text{ cm}^2$$

Section minimale exigée par le RPA 99 / Version 2003 :

$$A_D = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 90 = 2,7 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_D = \max (A_D \text{ calculé}, A_D \text{ RPA})$

$$A_D = 11,57 \text{ cm}^2$$

##### c) Armatures transversales

$$\bar{\tau}_b = 0,025 \times f_{c28} = 0,025 \times 25 = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4,76 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,625 \text{ MPa}$$

Condition minimale des **RPA 99 / Version 2003**

$$A_t \geq 0,0025 \times b \times S \text{ avec : } S = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 20 \times 15 = 0,75 \text{ cm}^2$$

##### d) Armatures de peau

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 20 \times 90 = 3,60 \text{ cm}^2$$

##### e) Ferrailage final

Le ferrailage final de ce linteau se résume comme suit :

- $A_l = A_l' = 2,7 \text{ cm}^2$  soit : **2T16** = 4,02 cm<sup>2</sup>.
- $A_t = 0,75 \text{ cm}^2$  soit : **6T12** = 6,79 cm<sup>2</sup> (St = 15 cm).
- $A_c = 3,60 \text{ cm}^2$  soit : **10T14** = 15,4 cm<sup>2</sup> (St = 15 cm).
- $A_D = 11,57 \text{ cm}^2$  soit : **8T14** = 12,32 cm<sup>2</sup> + **Cadre T8** (St = 15 cm).

# ***CHAPITRE VI***

---

***Etude de l'infrastructure***

---

## VI.1 Généralité

L'infrastructure d'un bâtiment est l'ensemble des parties du bâtiment se trouvant au dessous du niveau d'encastrement arrêté dans la phase étude, elle est composée de :

- Fondations.
- Amorces poteaux et voiles.
- Voile périphérique s'il est prévu.
- Longrines ou éléments de solidarisation des points d'appui des éléments structuraux verticaux.

Selon le code parasismique Algérien (RPA 99 / Version 2003), toute infrastructure d'une construction doit remplir les conditions suivantes :

- Les éléments précités dans la définition doivent former un ensemble résistant et rigide.
- L'infrastructure doit prendre appui sur des formations de sol compactes et homogènes, de préférence hors eau et sur une assise horizontale.
- L'infrastructure doit être capable de transmettre les charges horizontales (sismiques et du vent) ainsi que les charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- Elle doit pouvoir limiter les tassements uniformes et différentiels.
- Elle doit empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appui.
- Son système de fondation doit être homogène avec un seul mode de fondation par bloc de construction.

## VI.2 Etude des fondations

### VI.2.1 Introduction

Les fondations sont les points de contact de la construction avec le sol, elles ont pour rôle de transmettre toutes les charges horizontales et verticales ramenées par les points d'appui (poteaux et voiles) et d'éviter au sol un poinçonnement important ou un enfoncement uniforme ou dissymétrique (tassement uniforme ou tassement différentiel).

Pour remplir son rôle, les fondations doivent transmettre au sol une pression inférieure à sa capacité portante.

### VI.2.2 Différents types des fondations

En fonction de leur profondeur d'ancrage les fondations sont répertoriées dans des ensembles dits systèmes de fondation :

1. **Système de fondation superficiel** : Semelles isolées centrées et excentrées, semelles filantes et les différents radiers (rigides et souples),  $H/B < 5$  avec  $H \leq 03$  m.
2. **Système de fondation semi profond** : Puits armés et non armés,  $H/B > 5$  avec :  $3\text{m} < H < 6\text{m}$ .
3. **Système de fondation profond** : Pieux battus (vibro forcés) ou forés (moulés),  $H/B > 6$  avec :  $H > 6$  m.
4. **Système de fondation spéciale** : Parois moulées et barrettes,  $H/B > 10$ .

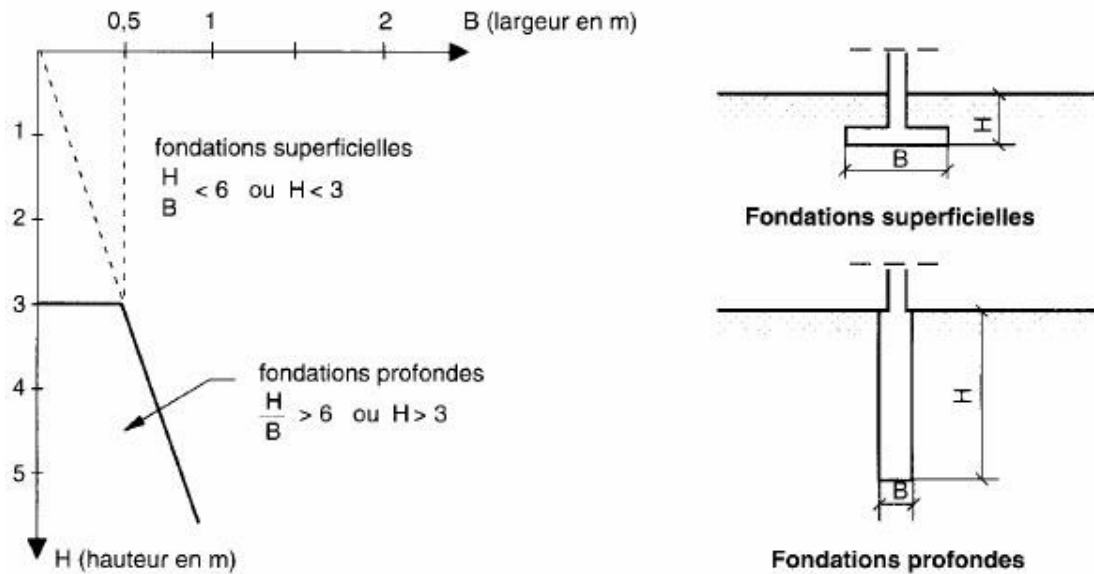


Figure VI. 1 : les différents systèmes de fondation

### VI.2.3 Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire. L'étude de sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol :  $\overline{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ Mpa}$ .

### VI.2.4 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- ✓ Semelle isolée
- ✓ Semelles continues (semelles filantes)
- ✓ Radier général

Nous propos en premier lieu des semelles isolées :

#### VI.2.4.1 Vérification de semelle isolée

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon les combinaisons.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

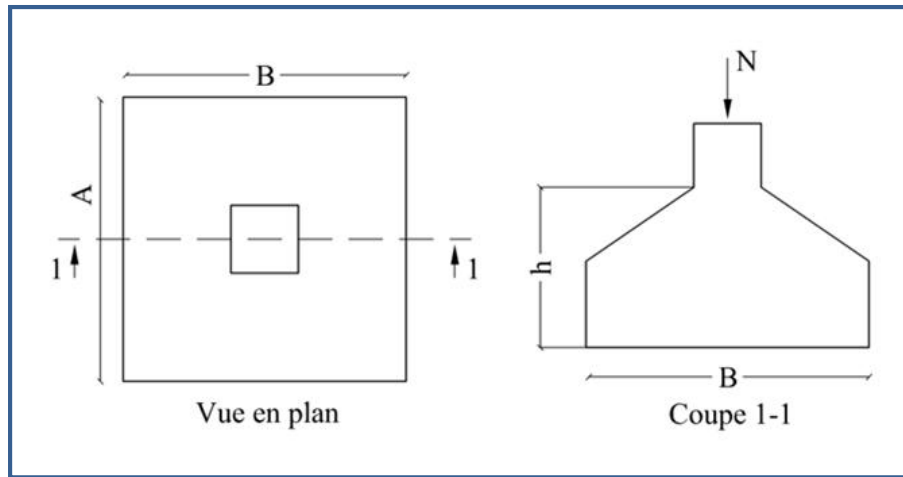


Figure VI. 2 : Semelle isolée

On a :

$$N = 4234,3 \text{ kN} \text{ et } \overline{\sigma_{sol}} = 0,2 \text{ Mpa}$$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A^2 \leq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{4234,3 \times 10^{-3}}{2 \times 10^{-1}}} = 4,6 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

#### VI.2.4.2 Vérification des semelles filantes

Tableau VI. 1 : Calcul des semelles filantes

Files	$N_i$ (kN)	$L_F$ (m)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	B (m)
01	10263,4	19,78	200	2,59
02	12757,2	19,65	200	3,25
03	13589,8	19,53	200	3,48
04	13818,4	19,39	200	3,56
05	14724,4	19,27	200	3,82
06	10441,8	19,10	200	2,73
$\sum N_i$ (kN)	75595			

$$L_F = \sum L_i + 2d \Rightarrow \text{Longueur de la file plus le débord.}$$

$$B \geq \frac{N_i}{\overline{\sigma_{sol}} \times L}$$

$$S = \frac{\sum N_i}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{75595}{200} = 378 \text{ m}^2$$

On a:  $S_{\text{batiment}} = 394,2 \text{ m}^2$

$$\text{Donc : } \frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{378}{394,2} = 0,96 \Rightarrow \frac{S_s}{S_b} = 96\% > 50\%$$

- **Conclusion**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, cela nous conduit à opter pour un type de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier.

### **VI.2.5 Etude du radier**

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Il existe deux principaux types de radier général :

- ✓ **Le radier général épais** : il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges sont descendues par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.
- ✓ **Le radier général nervuré** : ce type de radier général constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutre principales relié par des goussets de poutres secondaires. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armé.

#### **VI.2.5.1 Pré dimensionnement du radier**

##### **a) La hauteur du radier**

L'épaisseur de radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} < h_r < \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$L_{\text{max}} = 6,48 \text{ m}$  c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 81 \text{ cm} < h_r < 129,6 \text{ cm}$$

- ✓ **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

$E = 32164,159 \text{ MPa}$  (module de young du béton).

$K$  : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne =  $40000 \text{ kN/m}^3$ .



b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier.

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 6,48^4}{32164,195 \times \pi^4}} = 1,03 \text{ m}$$

✓ **Condition de coffrage**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} \geq \frac{648}{10} = 64,8 \text{ cm}$$

✓ **Conclusion**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

***h = 1,10 m.***

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

### **b) Pré dimensionnement du radier nervuré**

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

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = 64,8 \text{ cm soit } h_p = 1,1 \text{ m}$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm soit } b_p = 75 \text{ cm}$$

**NB :** il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieure de la nervure et assure la transmission des charge au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

- L'épaisseur de la dalle :

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L_{\max}}{20} = 32,4 \text{ cm soit } h_{\text{dalle}} = 0,5 \text{ m.}$$

### **c) Surface minimale du radier**

La surface d'emprise du bâtiment est égale à :  $S_{\text{bât}} = 348 \text{ m}^2$

Il faut que la surface du radier vérifier la condition suivante :

✓ A l'ELS :  $S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{55242,3}{200} = 276,2 \text{ m}^2$

✓ A l'ELU :  $S_{\text{rad}} \geq \frac{N_U}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{75595}{1,3 \times 200} = 290,8 \text{ m}^2$

On remarque que la surface d'emprise du bâtiment ( $S_{\text{bât}} = 348 \text{ m}^2$ ) est supérieur à la surface minimale du radier, donc la condition est vérifiée, on n'a pas besoins de débord.

**d) Caractéristiques géométriques du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$  : Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 10,06 \text{ m}$$

$$Y_G = 8,88 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultants des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 10,33 \text{ m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 8,82 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |X_{G \text{ str}} - X_{G \text{ rad}}| = |10,33 - 10,06| = 0,27 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{G \text{ str}} - Y_{G \text{ rad}}| = |8,82 - 8,88| = 0,06 \text{ m}$$

**• Moment d'inertie**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_{xx} = 9236,1 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 10990,2 \text{ m}^4$$

**e) Calcul des sollicitations**

$$G_{\text{Superstructure}} = 48456,8 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 6785,6 \text{ kN}$$

$$\text{Poids du radier : } G_{\text{rad}} = G(\text{dale}) + G(\text{nervure})$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0,5 \times 348 + (0,6 \times 0,75 \times 25 \times 206,1) = 6668,5 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2,5 \times S_{\text{bloc}} = 348 \times 2,5 = 870 \text{ kN}$$

C'est la charge d'exploitation sur le niveau  $(R - 1)$

$$G_{\text{Mur}} = 1138,4 \text{ kN}$$

- **Les combinaisons de calcul**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 87439,4 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 63919,3 \text{ kN}$$

### VI.2.5.2 Vérifications

#### a) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

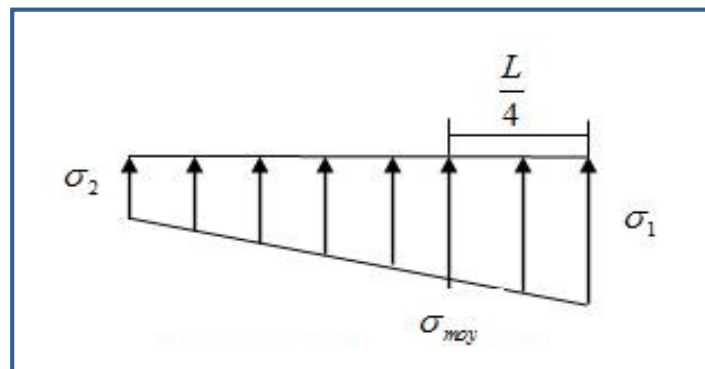
N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface total du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.



*Figure VI. 3 : Diagramme des contraintes*

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  $0,8G \pm E$ .
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison  $G + Q + E$ .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier**

	<b>0,8G + E</b>		<b>0,8G - E</b>		<b>G + Q + E</b>	
	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>
<b>N (kN)</b>	63834,8	65746,7	13696,06	11784,13	80311,7	82223,6
<b>M<sub>rad</sub> (kN.m)</b>	1182,6	2220,16	1175,62	2307,24	1179,6	2200,7
<b>V (m)</b>	10,06	8,99	10,06	8,99	10,06	8,99
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	9236,1	10990,2	9236,1	10990,2	9236,1	10990,2
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	348	348	348	348	348	348
<b>σ<sub>1</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	184,7	190,7	40,6	35,7	232,1	238,1
<b>σ<sub>2</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	182,1	187,1	38,1	32	229,5	234,5
<b>σ<sub>moy</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	184,1	189,8	40	34,8	231,4	237,2
<b>σ<sub>adm</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	300	300	300	300	300	300
<b>Vérification</b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

**b) Vérification de cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \text{ pour une Fissuration préjudiciable}$$

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul vis à vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

$q$  : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{87439,4 \times 1}{348} = 251,26 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{251,26 \times 6,48}{2} = 814,1 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0,9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0,9b\bar{\tau}_u} = \frac{814,1 \times 10^3}{0,9 \times 10^3 \times 2,5} = 36,18 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de radier  $h_r = 1,1 \text{ m}$  est vérifiée vis-à-vis au cisaillement.

**c) Vérification au poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

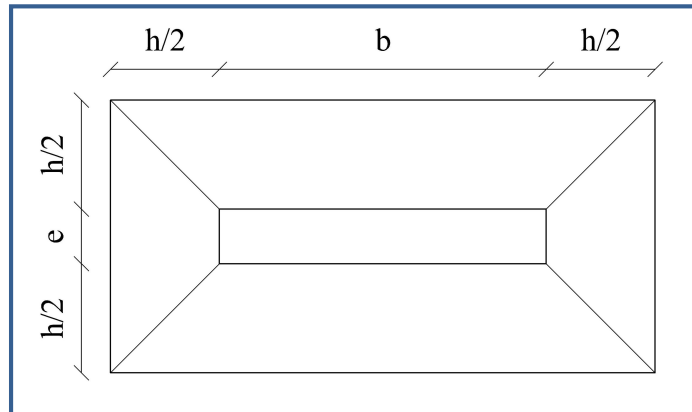
$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c2}}{\gamma_b}$$

Avec :  $N_u$  : La charge de calcul vis à vis de l'état limite.

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

$h$  : L'épaisseur totale de la radier.

- **Sous voiles**



**Figure VI. 4 : Schéma de transmission des charges sous voiles**

$N_{u,voil} = 2699,4$  kN Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,2 + 3,31 + 2h) = (3,51 + 4h) \text{ m}$$

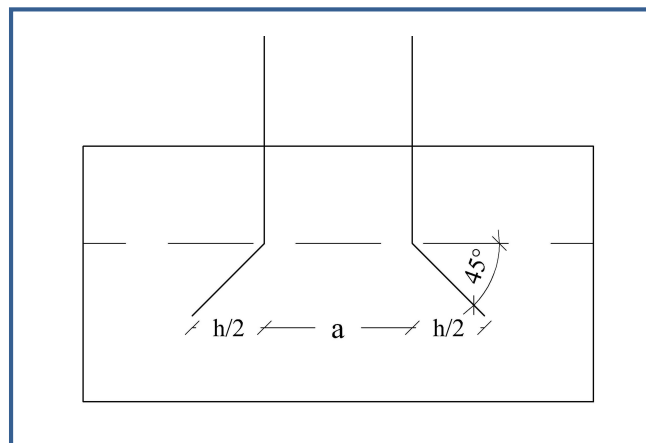
$$N_u \leq \frac{0,045 \times (3,51 + 4h) \times h \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$N_u \leq 750 \times (3,51 + 4h)h$$

On obtient :  $3000h^2 + 2632,5h - 2699,4 \geq 0$

D'où :  $h \geq 60,64$  cm

- **Sous poteaux**



**Figure VI. 5 : Schéma de transmission des charges sous poteaux**

$N_{u,pot} = 4233,01 \text{ kN}$  Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0,75 + h) = (3 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times (3+4h) \times h \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$N_u \leq 750 \times (3 + 4h)h$$

On obtient :  $3000h^2 + 2250h - 4233,01 = 0$

D'où :  $h \geq 87,06 \text{ cm}$

- **Conclusion**

D'après la vérification qu'on a faite nous remarquons que l'épaisseur du radier choisi à partir du pré dimensionnement nous suffit. Donc on prend  **$h_r = 110 \text{ cm}$** .

**d) Vérification de la stabilité au renversement du radier**

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport  $\frac{M_s}{M_r}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

$M_s$  : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

$M_r$  : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre IV

$V$  : L'effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 1,1 m

$$M_{Sta,x} = 0,8 \times W \times b_x = 0,8 \times 56263,7 \times 9,72 = 437506,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0,8 \times W \times b_y = 0,8 \times 56263,7 \times 8,88 = 399697,3 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 142107,73 + 4962,64 \times 1,1 = 147566,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 139980,74 + 4888,31 \times 1,1 = 145357,9 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 2,96 > 1,5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 2,75 > 1,5$$

- **Conclusion**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1,5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

**e) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{bat} + W_{radier} + G_{Mur} = 56263,7 \text{ kN}$$

$F_s$  : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1,5

$\gamma$  : poids volumique de l'eau = 10 kN/m<sup>3</sup>

Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à l'épaisseur de radier = 1,1 m

S : surface de radier = 348 m<sup>2</sup>

D'où :  $W = 56263,7 > 1,5 \times 10 \times 1,1 \times 348 = 5742 \text{ kN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**f) Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA**

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

**Tableau VI. 3 : Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA**

	<b>0,8G+E</b>		<b>0,8G-E</b>		<b>G+Q+E</b>	
	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>
<b>N (kN)</b>	63834,8	65746,7	13696,06	11784,13	80311,7	82223,6
<b>M<sub>stru</sub> (kN. m)</b>	1182,6	2220,16	1175,62	2307,24	1179,6	2200,7
<b>M<sub>rad</sub> (kN. m)</b>	18418	6164,96	4873,56	3014,3	22863,8	7134,12
<b>e (m)</b>	0,29	0,094	0,36	0,26	0,28	0,087
<b>l/4 (m)</b>	4,95	4,47	4,95	4,47	4,95	4,47
<b>Vérification</b>	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$

### **VI.2.6 Ferrailage du radier nervurée**

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

#### **VI.2.6.1 Ferrailage de la dalle**

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables.

##### **✓ Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

*Si  $\alpha < 0,4 \Rightarrow$  le panneau porte dans un seul sens*

*Si  $0,4 < \alpha < 1 \Rightarrow$  le panneau porte dans les deux sens*

*Avec :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$*

*L<sub>x</sub> : Le petit portée de panneau*

*L<sub>y</sub> : La grande portée de panneau*

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$L_x = 3,31 \text{ m}$

$L_y = 5,70 \text{ m}$

*Donc :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,31}{5,70} = 0,58 \Rightarrow$  donc le panneau porte dans les deux sens*



Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encastré aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,75M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0,5M_x$$

- Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0,75M_y$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0,5M_x$$

✓ **Evaluation des Charges et Surcharges**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{87439,4}{348} = 251,3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{63919,3}{348} = 183,7 \text{ kN/m}^2$$

• **A'ELU**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,0851 \times 251,3 \times 3,31^2 = 234,3 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,2703 \times 234,3 = 63,33 \text{ kN.m}$$

• **A'ELS**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0,0879 \times 183,7 \times 3,31^2 = 176,9 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,4456 \times 176,9 = 78,83 \text{ kN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

• **A'ELU**

- Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,75M_x = 175,73 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0,5M_x = -117,15 \text{ kN.m}$$

- Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0,75M_y = 47,5 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0,5M_x = -117,15 \text{ kN.m}$$

• **A P'ELS**

- Dans le sens de la petite portée :

En travée :  $M_{tx} = 0,75M_x = 132,68 \text{ kN.m}$

En appuis :  $M_{ax} = -0,5M_x = -88,45 \text{ kN.m}$

- Dans le sens de la grande portée :

En travée :  $M_{ty} = 0,75M_y = 59,12 \text{ kN.m}$

En appuis :  $M_{ay} = -0,5M_x = -88,45 \text{ kN.m}$

**Tableau VI. 4 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier**

	Petite portée			Grande portée		
	$M_x \text{ (kN.m)}$	$M_{tx} \text{ (kN.m)}$	$M_{ax} \text{ (kN.m)}$	$M_y \text{ (kN.m)}$	$M_{ty} \text{ (kN.m)}$	$M_{ay} \text{ (kN.m)}$
<b>ELU</b>	234,3	175,73	-117,15	63,33	47,5	-117,15
<b>ELS</b>	176,9	132,68	-88,45	78,83	59,12	-88,45

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$b = 100 \text{ cm}, h = 50 \text{ cm}, d = 0,9h = 45 \text{ cm}.$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 5 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier**

	Sense X-X		Sense Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
<b><math>M_u \text{ (KN.m)}</math></b>	175,73	117,15	47,5	117,15
<b><math>A_s' \text{ (cm}^2\text{/ml)}</math></b>	0	0	0	0
<b><math>A_s \text{ (cm}^2\text{/ml)}</math></b>	11,61	7,65	3,06	7,65
<b>Choix des barres</b>	6T20	6T16	6T16	6T16
<b><math>A_s \text{ adopté}</math></b>	18,85	12,06	12,06	12,06
<b>Espacement (cm)</b>	15	15	15	15

**NB**

- La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 4,84 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

- Et dans le sens yy est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh = 4 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

Avec :  $\rho_0 = 0,0008$  pour feE400

- Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Vérification à l'ELS**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

**Tableau VI. 6 : Tableau récapitulatif de vérification des panneaux de radier**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub>	Observation
<b>Appuis</b>	XX	88,45	12,36	239512,34	4,57	180,8	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	YY	88,45	13,11	233422,46	4,97	181,2	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
<b>Travée</b>	XX	132,68	16,11	324283,96	6,59	177,28	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	YY	59,12	13,11	233422,46	3,32	121,14	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>

VI.2.6.2 Ferrailage des nervures

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitant donc on a deux types (nervure 1-1) et (nervure 2-2).

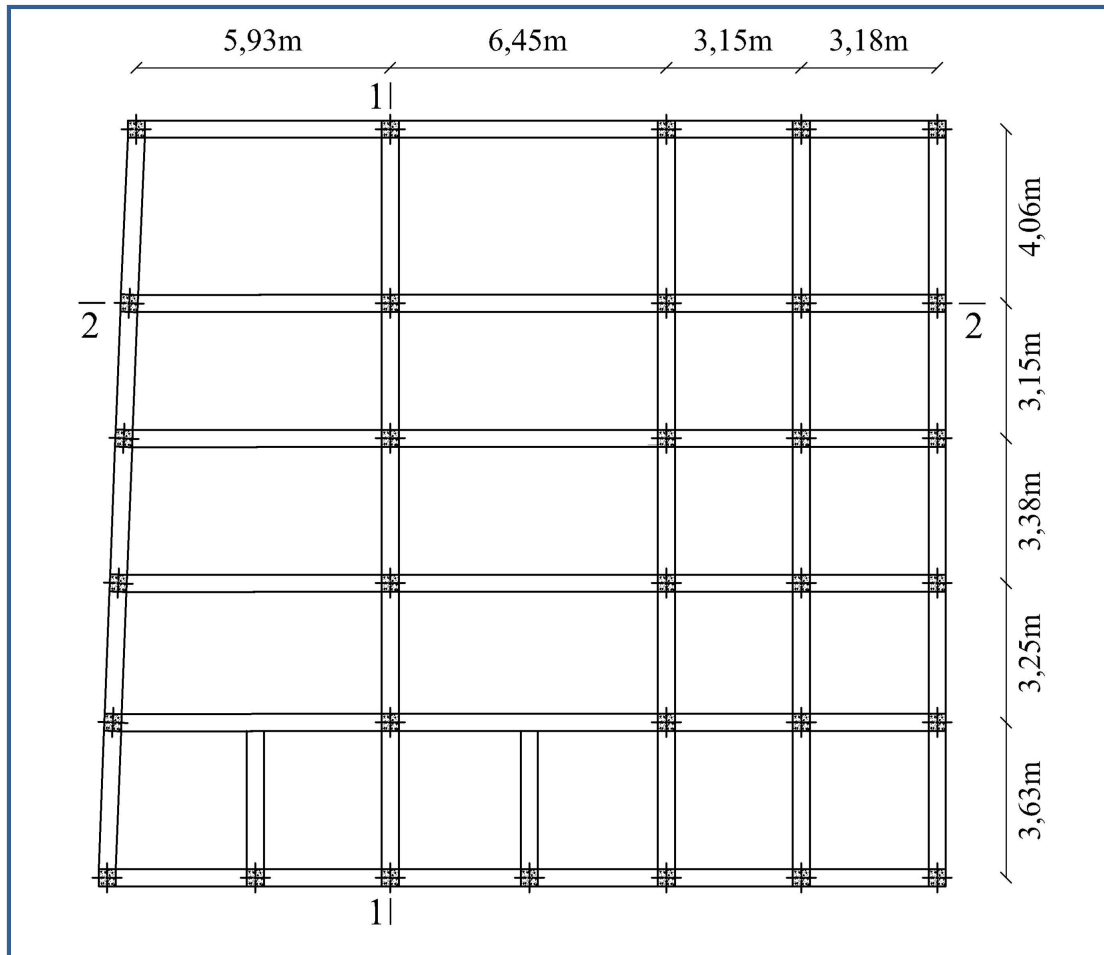


Figure VI. 6 : Plan de coffrage de radier nervurée

a) Evaluation des charges et surcharges

à l'ELU :  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 251,3 \text{ kN/m}^2$

à l'ELS :  $Q_{ser} = G + Q = 183,7 \text{ kN/m}^2$

b) Calcul des sollicitations de la nervure type 1

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left( 1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

Avec :

$Q$  : la charge surfacique de la dalle

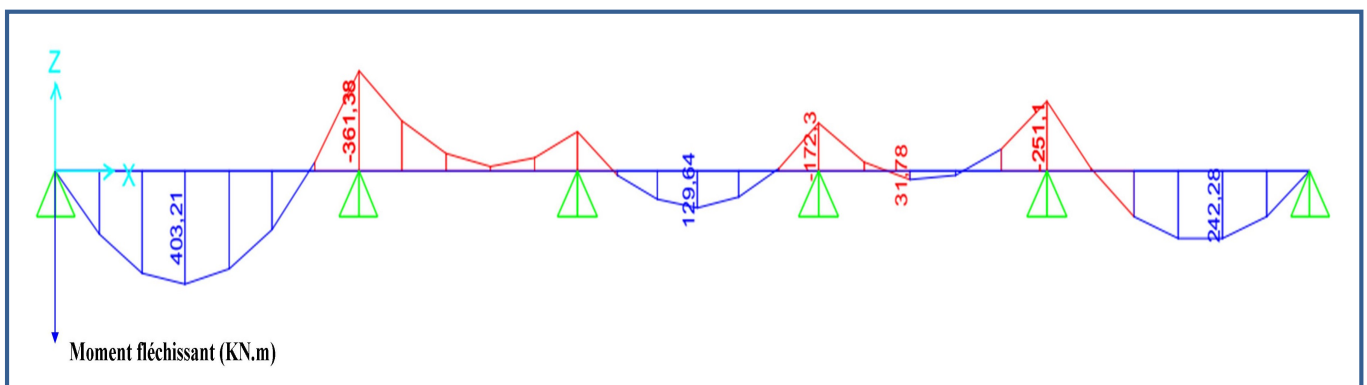
$L_y$  : la grande portée de panneau

$L_x$  : la petite portée de panneau

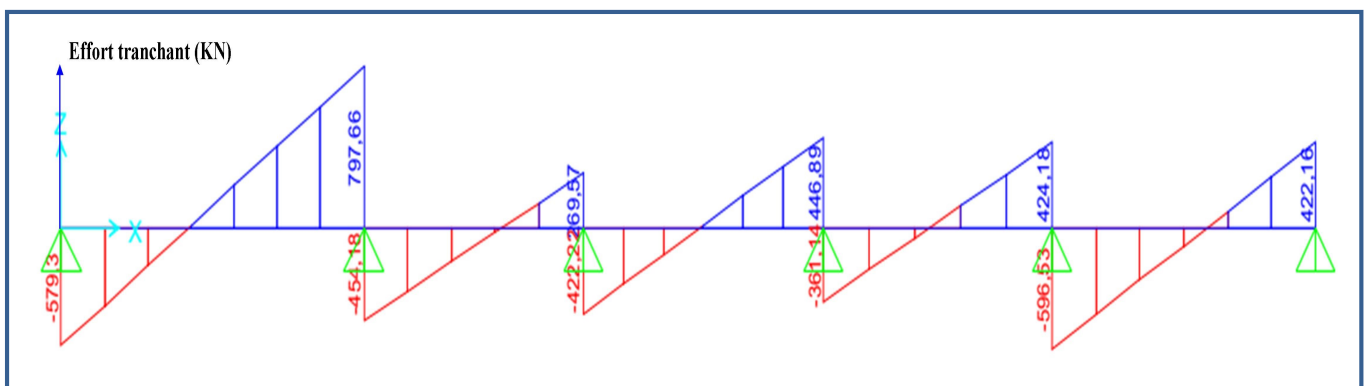
**Tableau VI. 7 : Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 1**

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
<b>ELU (kN/ml)</b>	416	301,56	330,46	314,13	353,71
<b>ELS (kN/ml)</b>	304,02	240,44	241,57	229,63	258,55

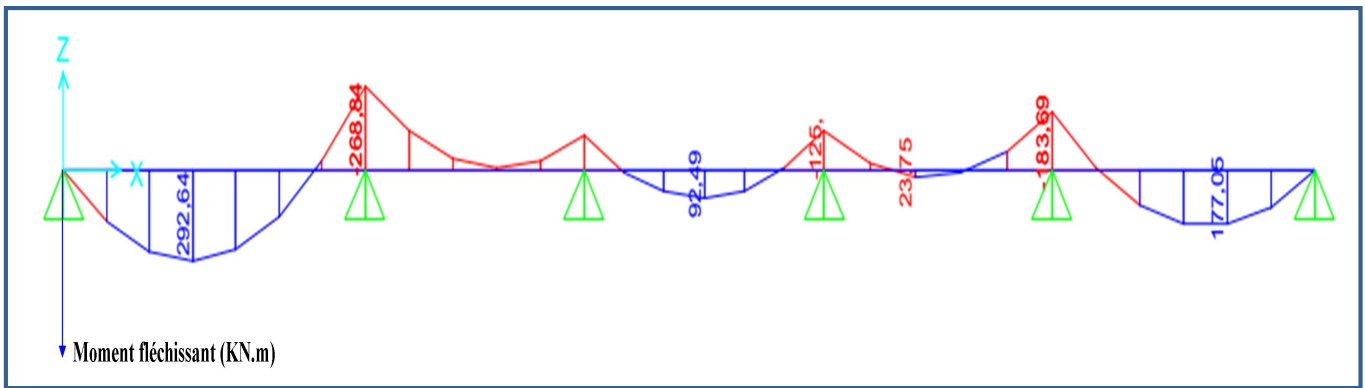
A partir de logiciel SAP2000 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :



**Figure VI. 7 : Diagramme de moment fléchissant de la nervure type 01 à l'ELU**



**Figure VI. 8 : Diagramme de l'effort tranchant de la nervure type 01 à l'ELU**



**Figure VI. 9 :** Diagramme de moment fléchissant de la nervure type 01 à l'ELS

$$M_{a,u} = -361,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 403,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = -268,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 292,64 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 767,66 \text{ kN}$$

**c) Calcul des sollicitations de la nervure type 2**

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left( 1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

**Tableau VI. 8 :** Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 2

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
<b>ELU (kN/ml)</b>	521,16	533,21	301,56	305,33
<b>ELS (kN/ml)</b>	381	389,78	220,44	223,2

A partir de logiciel SAP2000 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

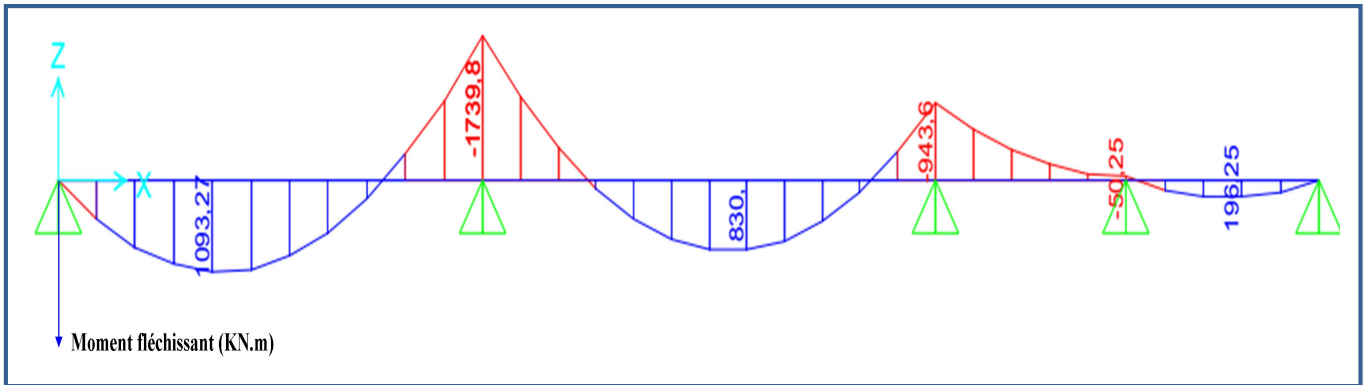


Figure VI. 10 : Diagramme de moment fléchissant de la nervure type 02 à l'ELU

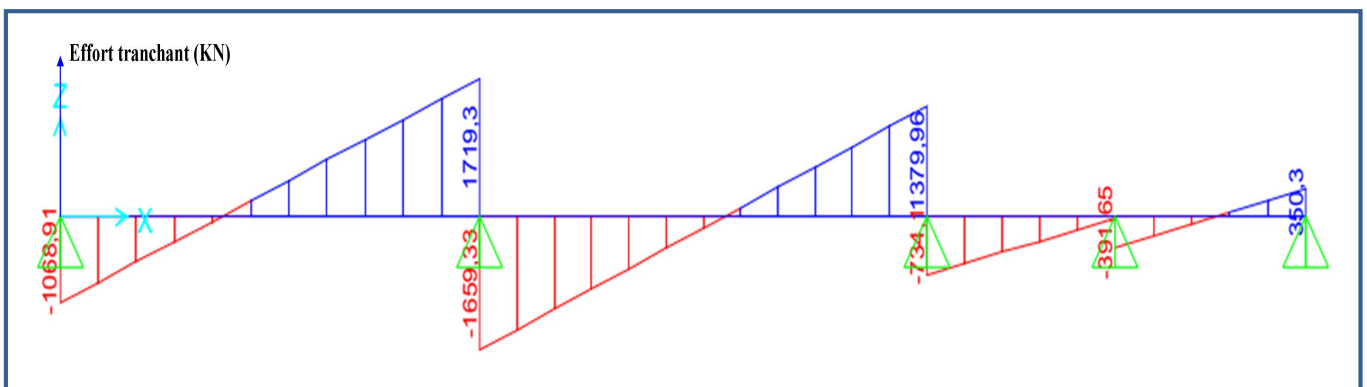


Figure VI. 11 : Diagramme de l'effort tranchant de la nervure type 02 à l'ELU

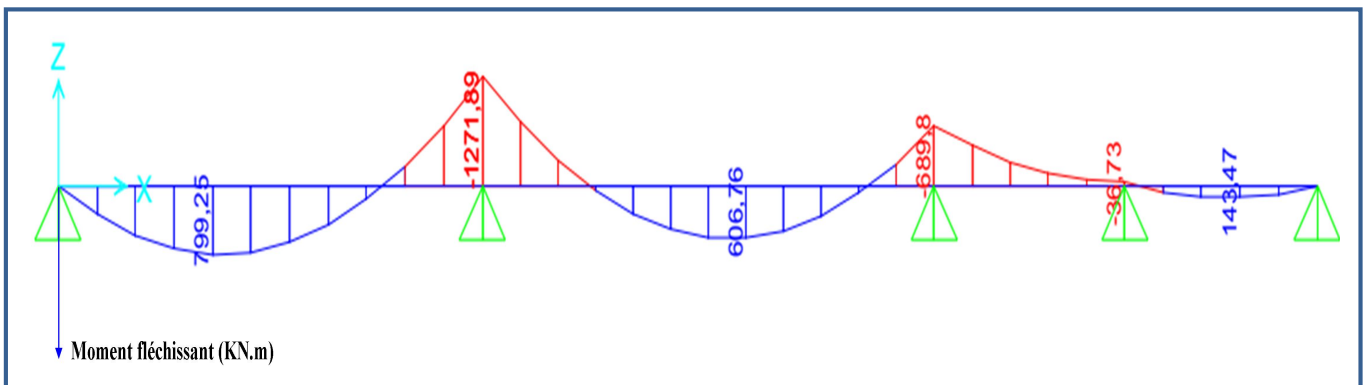


Figure VI. 12 : Diagramme de moment fléchissant de la nervure type 02 à l'ELS

$$M_{a,u} = -1739,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,u} = 1093,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,ser} = -1271,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,ser} = 799,25 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1719,3 \text{ kN}$$

**d) Calcul de ferrailage des nervures**

Ce sont des poutres disposées le long de radier de section (110 × 75) cm, le calcul de ferrailage s'effectue en travée et sur appuis à la flexion simple en considérant les sollicitations les plus défavorables dans les deux types :

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 9 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des nervures**

	Sense X-X		Sense Y-Y	
	En Travée	Sur Appuis	En Travée	Sur Appuis
<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	1093,27	1739,8	403,21	361,38
<b>A<sub>s</sub>' (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	33,3	55,14	11,83	10,58
<b>Choix des barres</b>	10T25	12T25+3T20	5T20	5T20
<b>A<sub>s</sub> adopté</b>	49,09	68,33	15,71	15,71

Vue la grand importance de la hauteur des nervure on prévoit des armatures de peau :

$$A_p = 3cm^2 \times \text{périmètre de la retombée en mètre} = 3 \times (0,6 + 0,75 + 0,6) = 5,85 cm^2$$

Donc on prend  $A_p = 4HA14 = 6,16 cm^2$

**e) Vérification à l'ELU**

**Tableau VI. 10 : Tableau récapitulatif de vérification des nervures à l'ELU**

		Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
		V <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	OBS	ΣU <sub>i</sub> (mm)	τ <sub>su</sub> (MPa)	τ̄ <sub>su</sub> (MPa)	OBS
<b>Sense X-X</b>	<b>Travée</b>	0	0	2,5	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	706,9	0	3,15	τ <sub>su</sub> < τ̄ <sub>su</sub>
	<b>Appui</b>	1719,3	2,29	2,5	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	1099,6	1,74	3,15	τ <sub>su</sub> < τ̄ <sub>su</sub>
<b>Sense Y-Y</b>	<b>Travée</b>	0	0	2,5	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	314,2	0	3,15	τ <sub>su</sub> < τ̄ <sub>su</sub>
	<b>Appui</b>	767,66	1,02	2,5	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	314,2	2,71	3,15	τ <sub>su</sub> < τ̄ <sub>su</sub>

**f) Vérification à l'ELS**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$



✓ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

**Tableau VI. 11 : Tableau récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS**

		<b>M<sub>ser</sub></b> (kN. m)	<b>y(cm)</b>	<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> (MPa)	<b>σ<sub>st</sub></b> (MPa)	<b>Observation</b>
<b>Sense X-X</b>	<b>Travée</b>	799,25	33,52	5003277,4	5,35	171,28	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	<b>Appuis</b>	1271,89	38,56	6372337,1	7,7	198,93	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
<b>Sense Y-Y</b>	<b>Travée</b>	292,64	20,75	1954468,6	3,11	189,22	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	<b>Appuis</b>	268,84	20,75	1954468,6	2,85	173,83	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>

**g) Calcul des armatures transversales dans les nervures**

✓ **Selon le BAEL 91/99**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}^*}{0,9\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3})\text{BAEL91/99}$$

$$f_{t28}^* = \text{Min} \{f_{t28}; 3,3 \text{ MPa}\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0,9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Avec :

$A_t$  : Section des armatures transversales

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{94,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left\{\frac{110}{4}; 12 \times 1,6\right\} = 19,20 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{110}{2} = 55 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{2,3 - 0,3 \times 2,1}{0,9 \times 348} \times 75 \times 10 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003b_0S_t = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_t = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

#### **h) Vérification La flèche (Art B.6.5,1) BAEL91/99**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,193 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0\text{ser}}}\right) \Rightarrow (0,19 > 0,038) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0062 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 110 \text{ cm} ; b = 75 \text{ cm} ; d = 105 \text{ cm} ; L = 5,7 \text{ m} ; A_s = 49,09 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 606,8 \text{ kN.m} ; M_{0\text{ser}} = 1583,1 \text{ kN.m} ; f_e = 400\text{MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

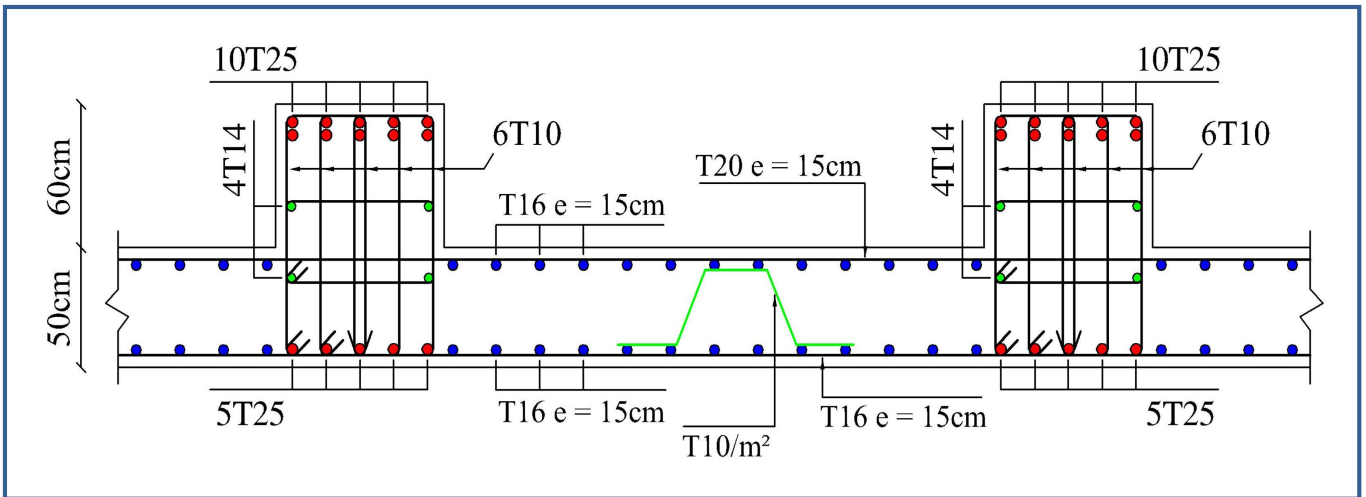


Figure VI. 13 : Schéma de ferrailage du radier en travée dans le sens X-X

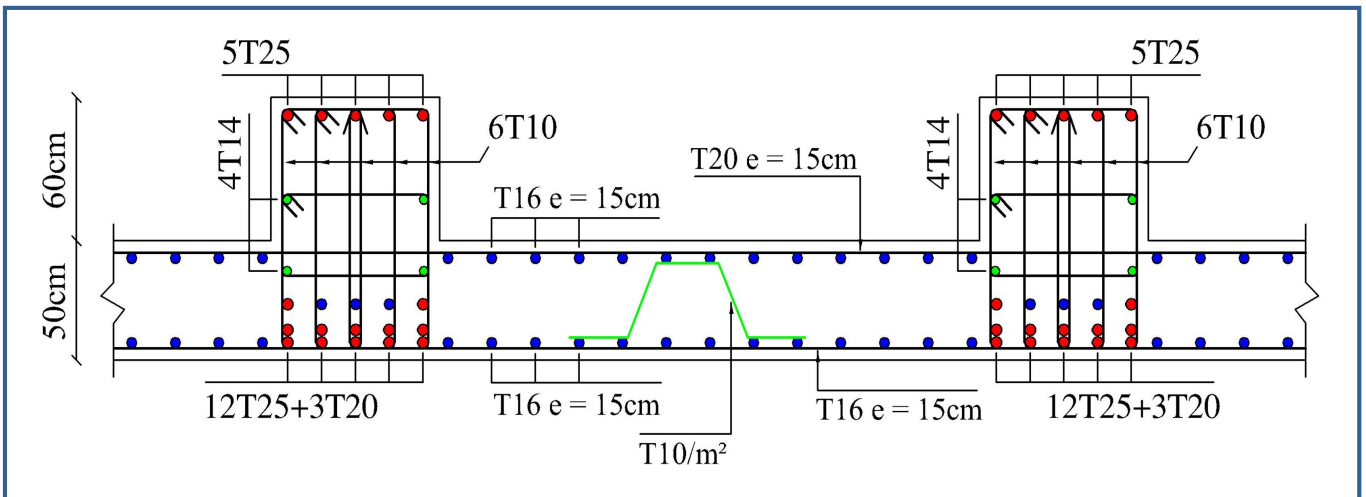


Figure VI. 14 : Schéma de ferrailage du radier sur appui dans le sens X-X

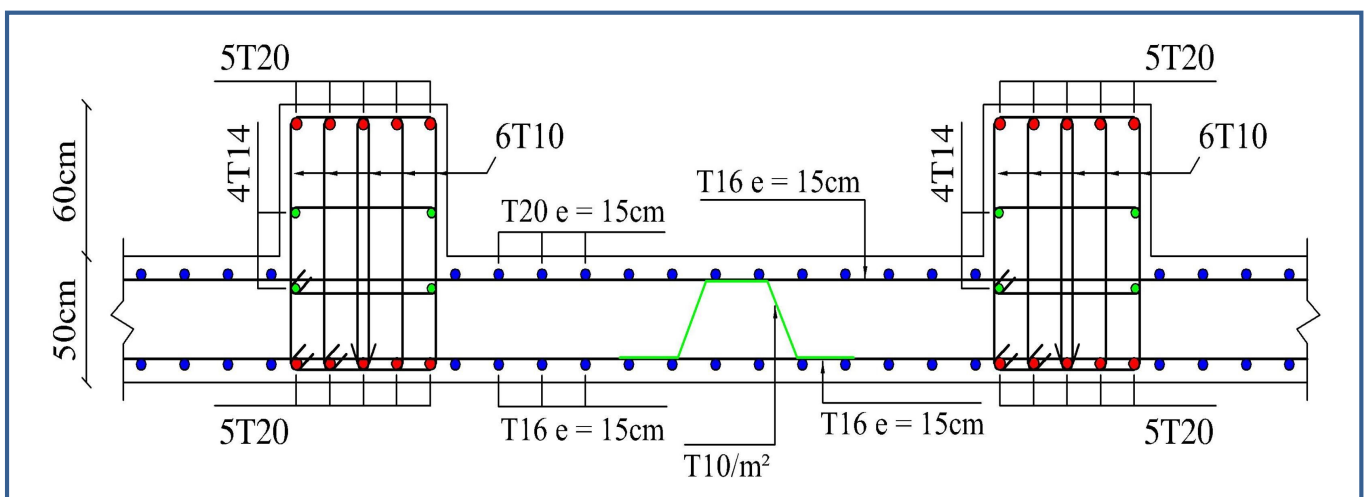


Figure VI. 15 : Schéma de ferrailage du radier en travée et sur appui dans le sens Y-Y

### VI.3 Étude de voile périphérique

#### VI.3.1 Introduction

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 3,4 m pour permettre la réalisation d'un sous-sol, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

#### VI.3.2 Préconisation du RPA 99 (Art-10-1-2)

D'après l'article **10.1.2** du **RPA2003**, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de 2 nappes
- ✓ Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### VI.3.3 Dimensionnement du voile

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

Épaisseur de : 20 cm

Hauteur de : 2,9 m

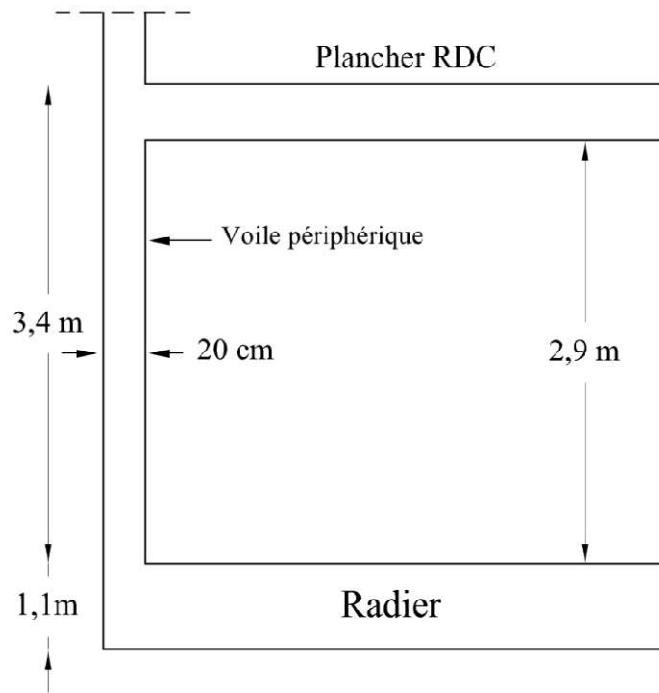


Figure VI. 16 : Voile périphérique

### **VI.3.4 Détermination des sollicitations**

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres. Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussées des terres.

#### **VI.3.4.1 Caractéristiques mécaniques et physiques du sol**

- Surcharges éventuelle :  $q = 5 \text{ kN/m}^2$ .
- Poids volumique :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$
- Cohérence :  $C = 0$ .

#### **VI.3.4.2 Contrainte de la poussée des terres**

$$\sigma_{h1} = K_a \times \gamma \times H$$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$k_a = 0,33$$

$$\sigma_{h1} = 0,33 \times 18 \times H$$

$$H = 0,0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 3,4 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 20,2 \text{ kN/m}^2$$

#### **VI.3.4.3 Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge**

$$\sigma_{h2} = K_q \times q$$

$k_q$  : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

On prend  $\beta = \lambda = 0$ .

$$k_q = 0,33$$

$$\sigma_{h2} = 0,33 \times 5 = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

#### **VI.3.4.4 Méthode de calcul**

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre côtes.

#### VI.3.4.5 Contrainte totale

Les contraintes totales auxquelles est soumis le voile d'infrastructure deviennent alors :

- **A I'ELU**

$$Z = 0\text{m} : \sigma_u(0) = 1,35\sigma_h(0) + 1,5\sigma_q = 2,48 \text{ kN/m}^2$$

$$Z = 2\text{m} : \sigma_u(3,4) = 1,35\sigma_h(3,4) + 1,5\sigma_q = 29,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{umoy}} = \mathbf{22,93 \text{ kN/m}^2}$$

- **A I'ELS**

$$Z = 0\text{m} : \sigma_{\text{ser}}(0) = \sigma_h(0) + \sigma_q = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

$$Z = 2\text{m} : \sigma_{\text{ser}}(3,4) = \sigma_h(3,4) + \sigma_q = 21,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sermoy}} = \mathbf{16,8 \text{ kN/m}^2}$$

#### VI.3.5 Ferrailage du voile

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{2,9}{5,18} = 0,56$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  Le panneau porte sur les deux sens.

Les valeurs de  $\mu_X$  et  $\mu_Y$  sont prise par le tableau dans le (BAEL, ANNEXE 1) :

$$M_{0X} = \mu_X \times \sigma \times L_X^2 \Rightarrow \text{Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y \times M_{0X} \Rightarrow \text{Dans le sens de la grande portée.}$$

- **Panneau (intermédiaire)**

- Moment en travée :  $M_t = 0,75M_0$

- Moment sur appuis :  $M_a = -0,5M_0$

- **Panneau (rive)**

- Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis :  $M_a = -0,3M_0$

On a :  $\alpha = 0,56$

Les résultats de calcul des moments sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 12 : Moment selon les deux sens**

	ELU		ELS	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
$\mu$	0,088	0,25	0,0923	0,4254
<b>M(KN. m)</b>	16,97	4,24	13,04	5,55
<b>M<sub>t</sub>(KN. m)</b>	14,42	3,6	11,08	4,72
<b>M<sub>a</sub>(KN. m)</b>	5,09	1,27	3,91	1,67

Les résultats de ferrailage du voile périphérique sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 13 : Ferrailage du voile selon les deux sens**

	Sense X-X		Sense Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	14,42	5,09	3,6	1,27
<b>A<sub>s</sub>' (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	0	0	0	0
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	2,48	0,87	0,61	0,22
<b>Choix des barres</b>	5T12	5T12	5T10	5T10
<b>A<sub>s</sub> adopté</b>	5,65	5,65	3,93	3,93
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	20

✓ **Ferrailage minimal**

Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} \geq 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{RPA} \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} \geq 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{\min} \geq 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**VI.3.6 Vérification de l'effort tranchant**

Selon le « Pratique de BAEL p 356 » on a :

$$\tau_{U_{\max}} = \frac{V_{U_{\max}}}{d} < \left( 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 1,17 \text{ MPa}$$

✓ **Au milieu de grand coté**

$$V_u = \frac{q_u l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{22,93 \times 2,9}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,56}{2}} = 25,98 \text{ kN}$$

✓ *Au milieu du petit coté*

$$V_u = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{22,93 \times 2,9}{3} = 22,17 \text{ kN}$$

$$\tau_{Umax} = \frac{25,98 \times 10^{-3}}{0,17} = 0,153 \text{ MPa} < \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VI.3.7 Vérification des contraintes à l'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y - c') - 15 A_s (d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

**Tableau VI. 14 : Tableau récapitulatif de vérification de voile à l'ELS**

		<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(kN.m)</b>	<b>y(cm)</b>	<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ<sub>st</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Observation</b>
<b>Sense X-X</b>	<b>Travée</b>	11,08	4,37	16459,906	2,94	127,54	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	<b>Appuis</b>	3,91	4,37	16459,906	1,04	45,01	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
<b>Sense Y-Y</b>	<b>Travée</b>	4,72	3,82	12138,081	1,48	76,89	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	<b>Appuis</b>	1,67	3,82	12138,081	0,53	27,21	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>



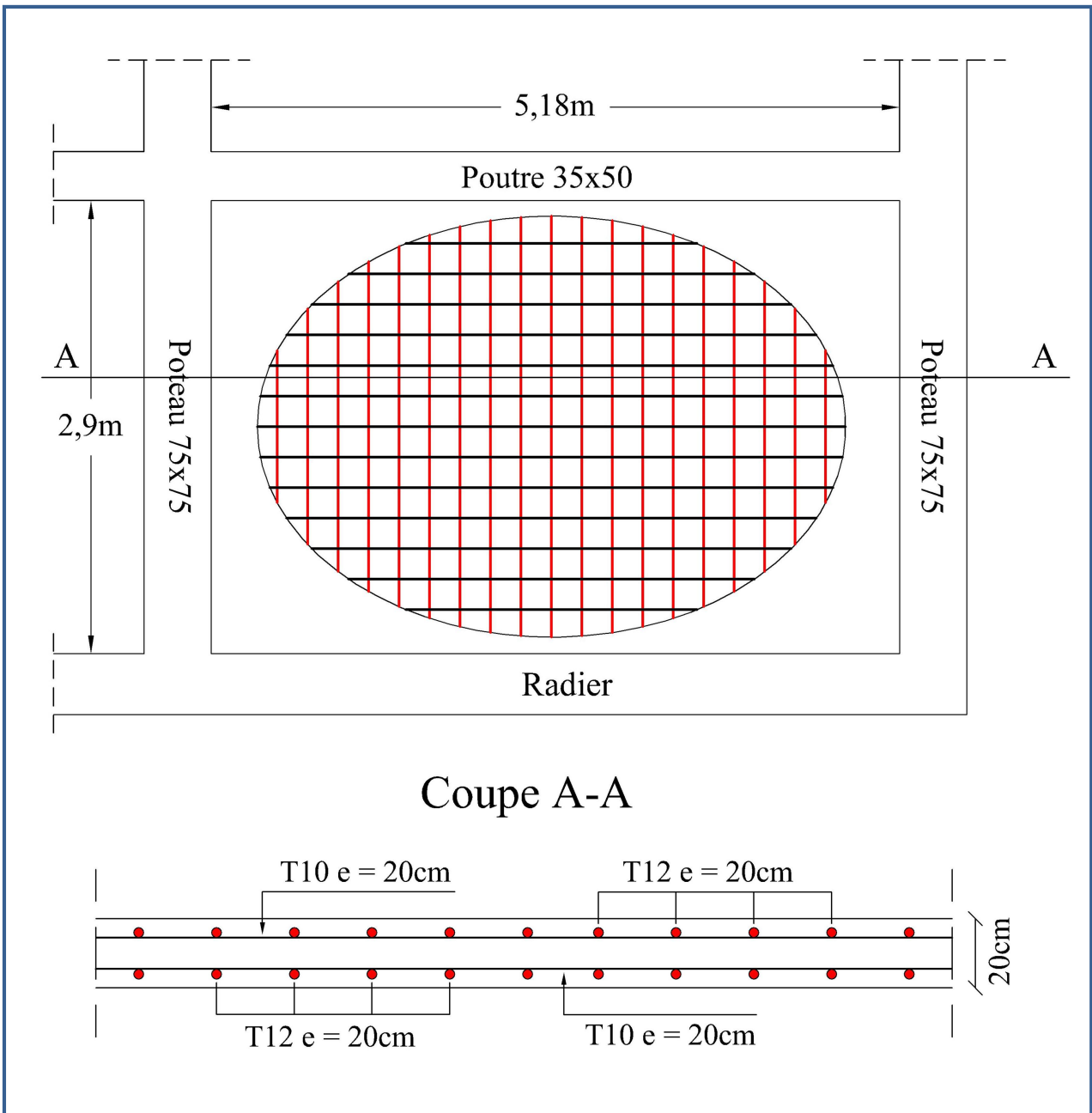


Figure VI. 17 : Ferrailage du voile périphérique

---

## *Conclusion générale*

---

## *Conclusion générale*

Ce projet de fin d'étude qui consistait en l'étude d'un bâtiment en R+12+Sous Sol est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus de formation, ce qui nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine de l'étude des structures de bâtiment et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période (L'augmentation de la rigidité diminue la valeur de la période), ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ Les sections des poteaux choisis au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier la condition de l'effort normal réduit.
- ✓ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail va constituer une référence fiable et crédible pour les promotions à venir.

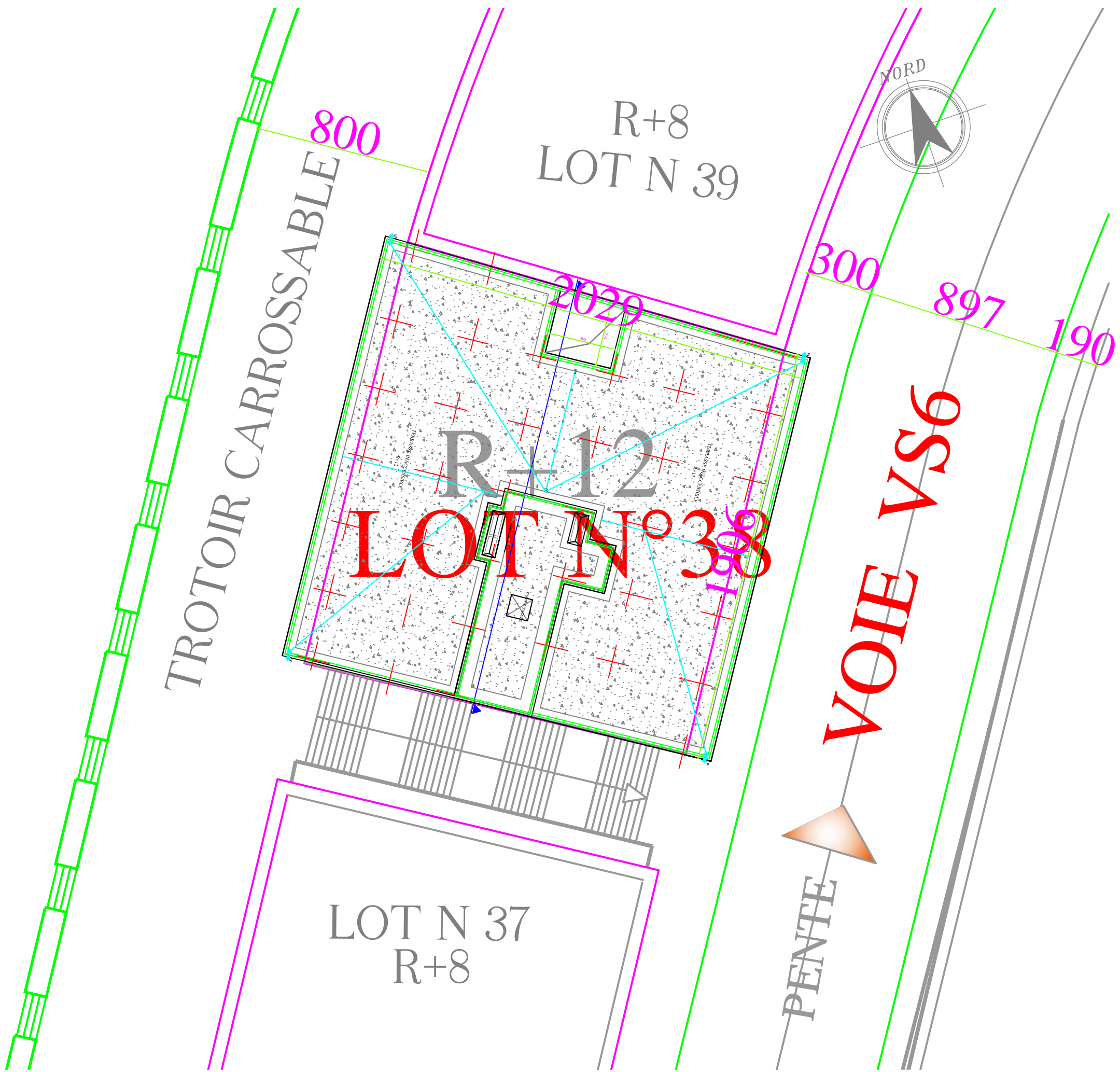
## *Bibliographies*

- [1] Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).
- [2] Béton Armé aux états limites (BAEL 91/ Modifier 99).
- [3] Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).
- [4] Document technique réglementaire (charges et Surcharges DTR B.C.2.2)
- [5] **Belazougui. M**, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.
- [6] **H Renaud & J Lamirault**, Précis de calcul de béton armé.
- [7] **H Renaud & J Lamirault**, Béton Armé, Guide de Calcul Bâtiment et Génie Civil.
- [8] **Jean Perchât & Jean Roux**, édition Eyrolles, Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés.
- [9] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 1), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1992.
- [10] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 2), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1993.
- [11] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 3), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1995.
- [12] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 4), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1996.
- [13] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 5), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1998.
- [14] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 6), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1999.

---

# *ANNEXE*

---



République algérienne démocratique et populaire  
 Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
 UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -  
 Faculté des sciences et des sciences appliquées  
 Département de génie civil  
**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**  
 En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
 Spécialité : Structures.  
 Thème

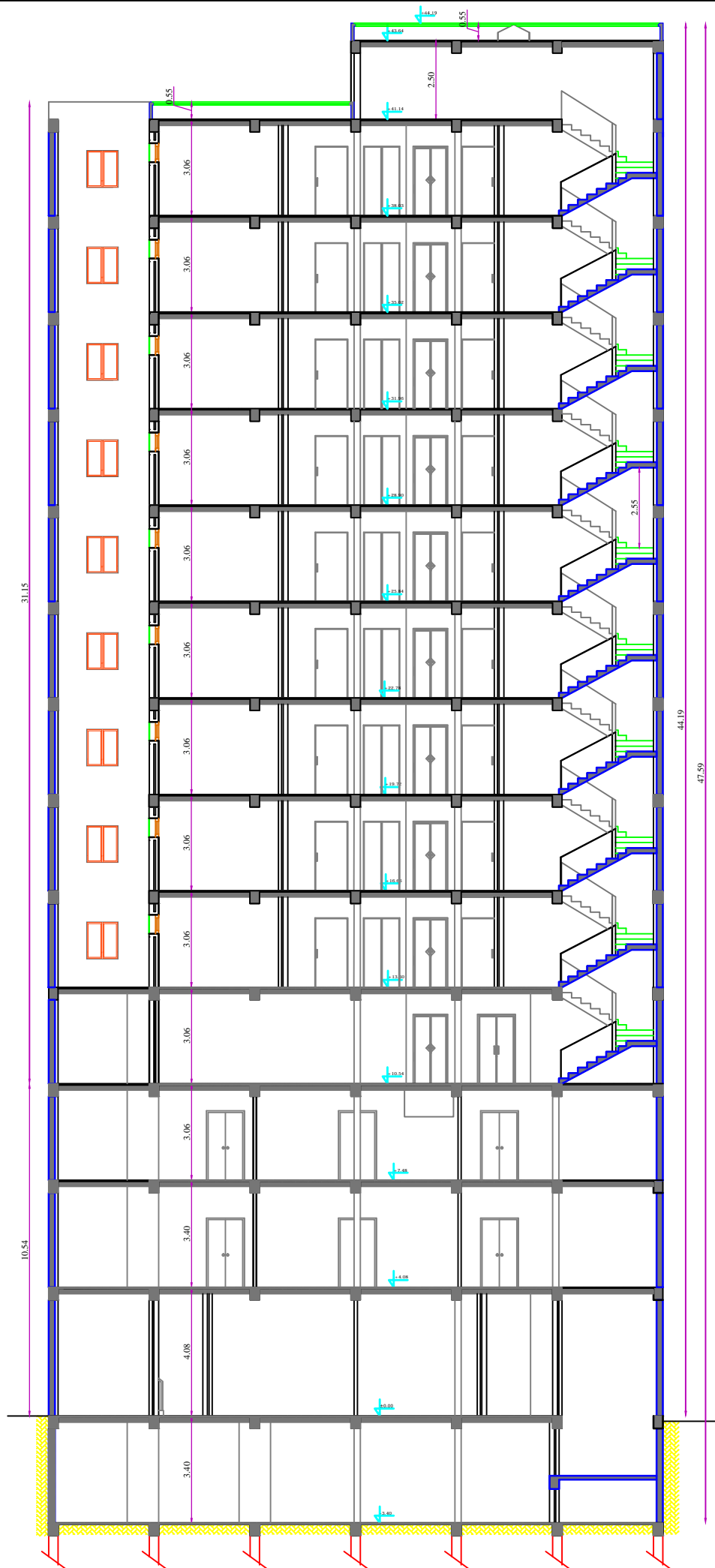
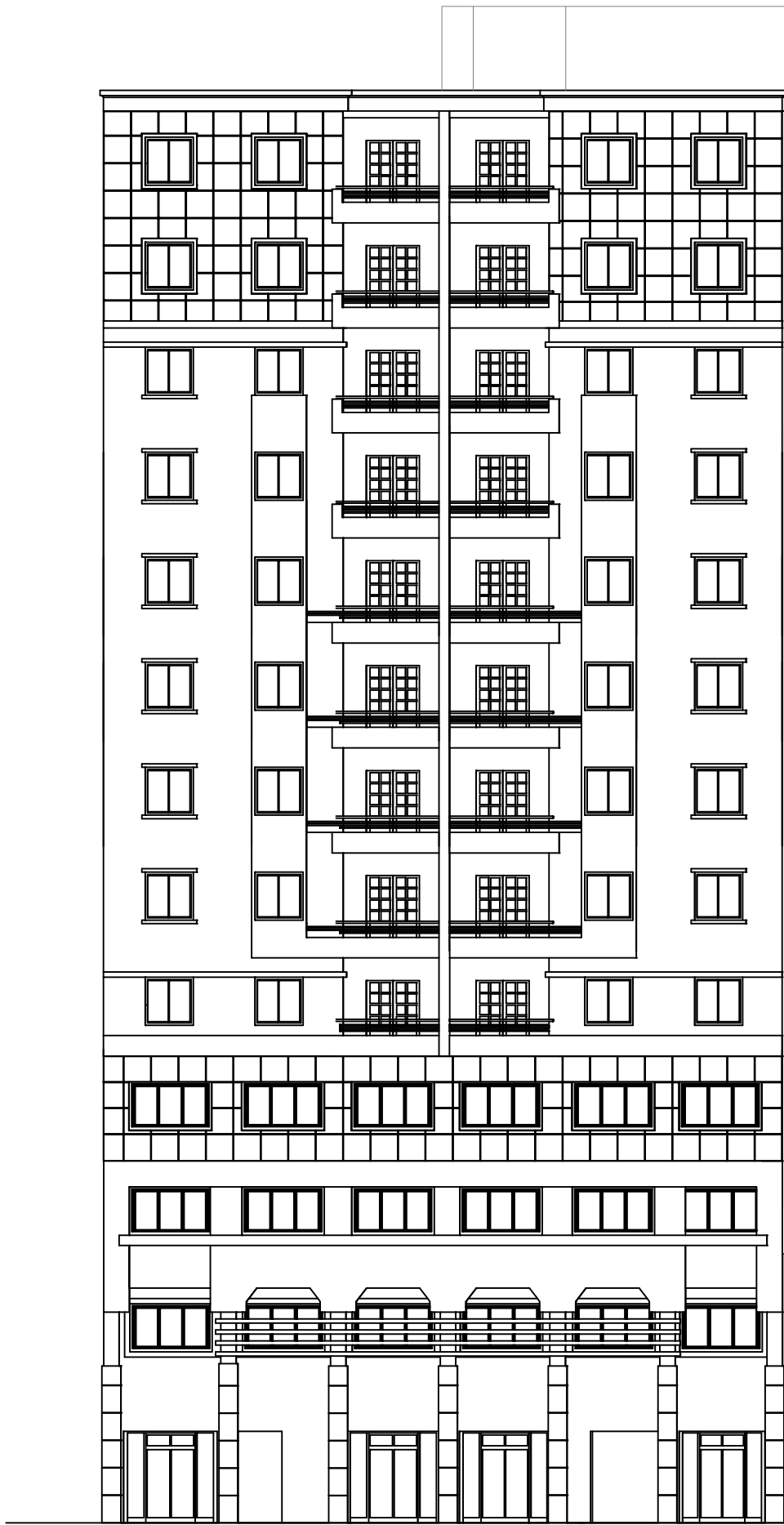
**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN R+12+SOUS SOL**  
**CONTREVENTÉ PAR DES VOIES PORTEURS EN BÉTON ARMÉ**

**Réalisé par:**  
 - AYAD Adel  
 - IFRIK Ahmed samir

**Encadré par:**  
 - Mr Bouamra .Y

**Plans d'architecture:**      **Echelle:**  
 - PLAN DE MASSE              1/180

Année universitaire: 2020/2021



République algérienne démocratique et populaire  
 Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche  
 scientifique  
 UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -  
 Faculté des sciences et des sciences appliquées  
 Département de génie civil  
 MEMOIRE DE FIN  
 D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme  
 de Master en Génie Civil  
 Spécialité : Structures.

Thème

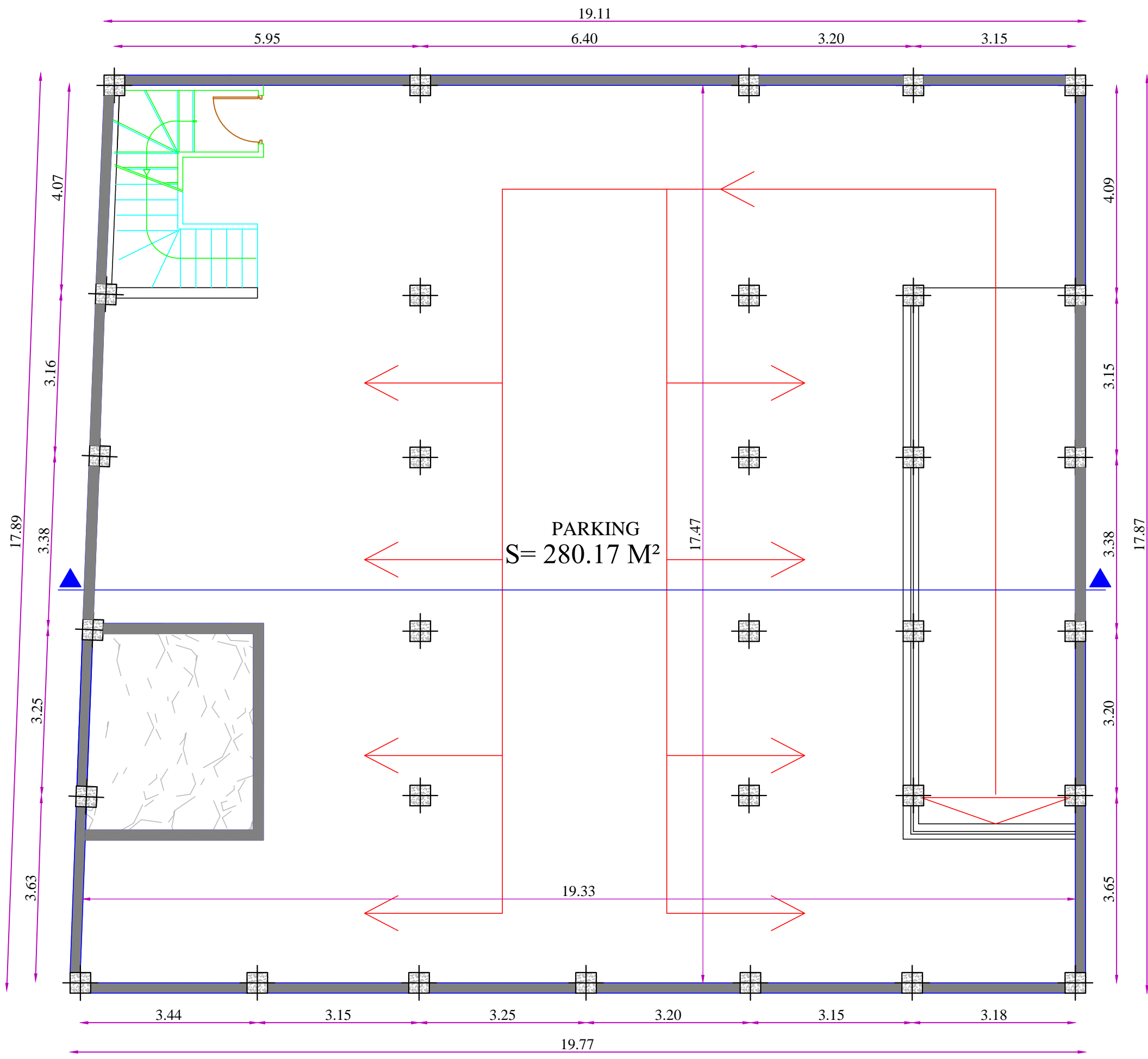
ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN  
 R+12+SOUS SOL  
 CONTREVENTÉ PAR DES VOILES PORTEURS  
 EN BÉTON ARMÉ

Réalisé par:  
 - AYAD Adel  
 - IFRIK Ahmed samir

Encadré par:  
 - Mr Bouamra .Y

Plans d'architecture: Echelle:  
 - FACADE PRINCIPALE 1/180  
 - COUPE A-A

Année universitaire: 2020/2021



République algérienne démocratique et populaire  
 Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
 UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -  
 Faculté des sciences et des sciences appliquées  
 Département de génie civil  
**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**  
 En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
 Spécialité : Structures.  
**Thème**  
**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN R+12+SOUS SOL CONTREVENTÉ PAR DES VOILES PORTEURS EN BÉTON ARMÉ**

**Réalisé par:**  
 - AYAD Adel  
 - IFRIK Ahmed samir

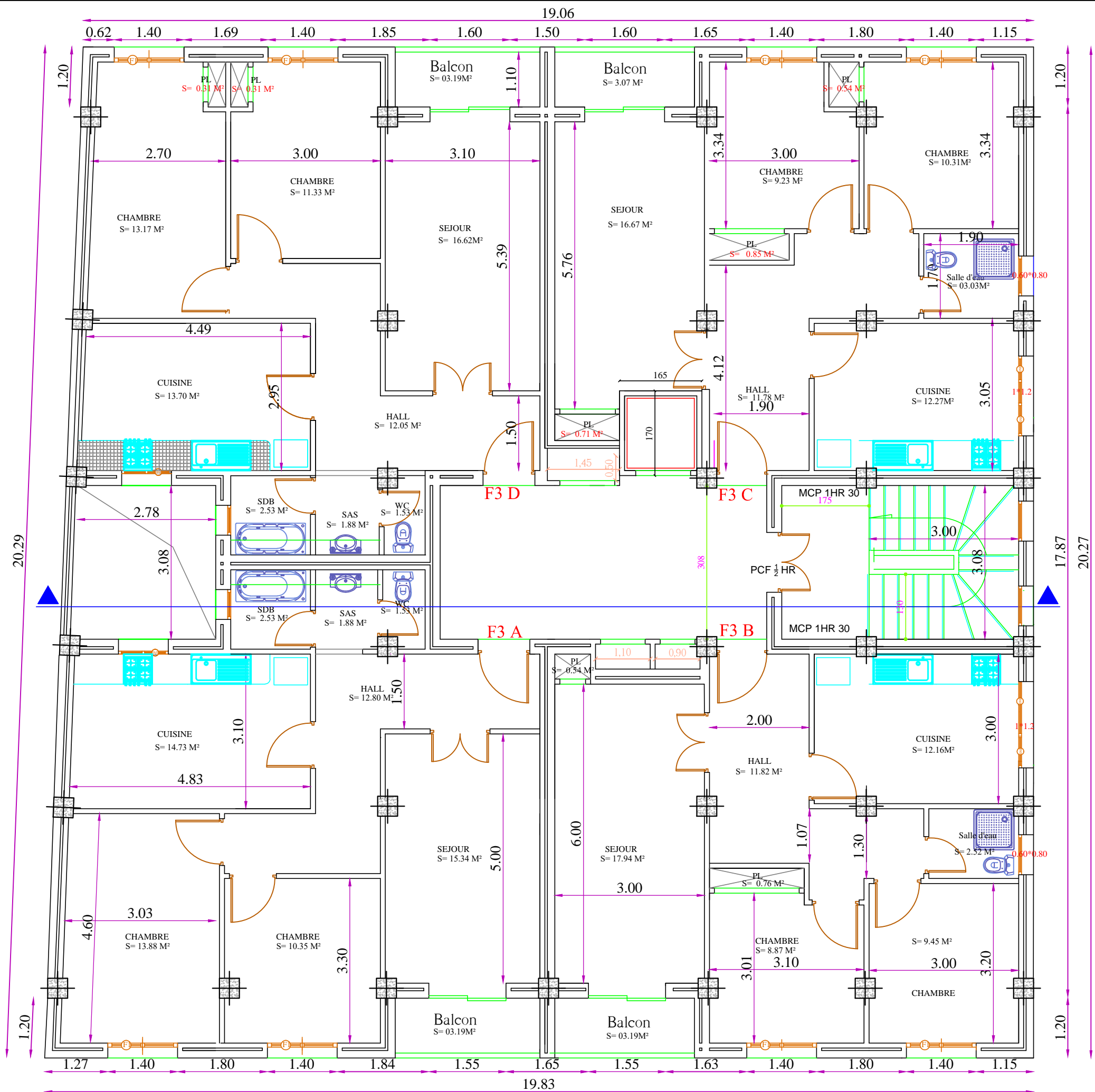
**Encadré par:**  
 - Mr Bouamra .Y

**Plans d'architecture:**  
 - VUE EN PLAN SOUS SOL

**Echelle:**  
 1/80

Année universitaire: 2020/2021





**République algérienne démocratique et populaire**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -**  
**Faculté des sciences et des sciences appliquées**  
**Département de génie civil**  
**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**  
 En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
 Spécialité : Structures.  
**Thème**  
**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN R+12+SOUS SOL CONTREVENTÉ PAR DES VOILES PORTEURS EN BÉTON ARMÉ**

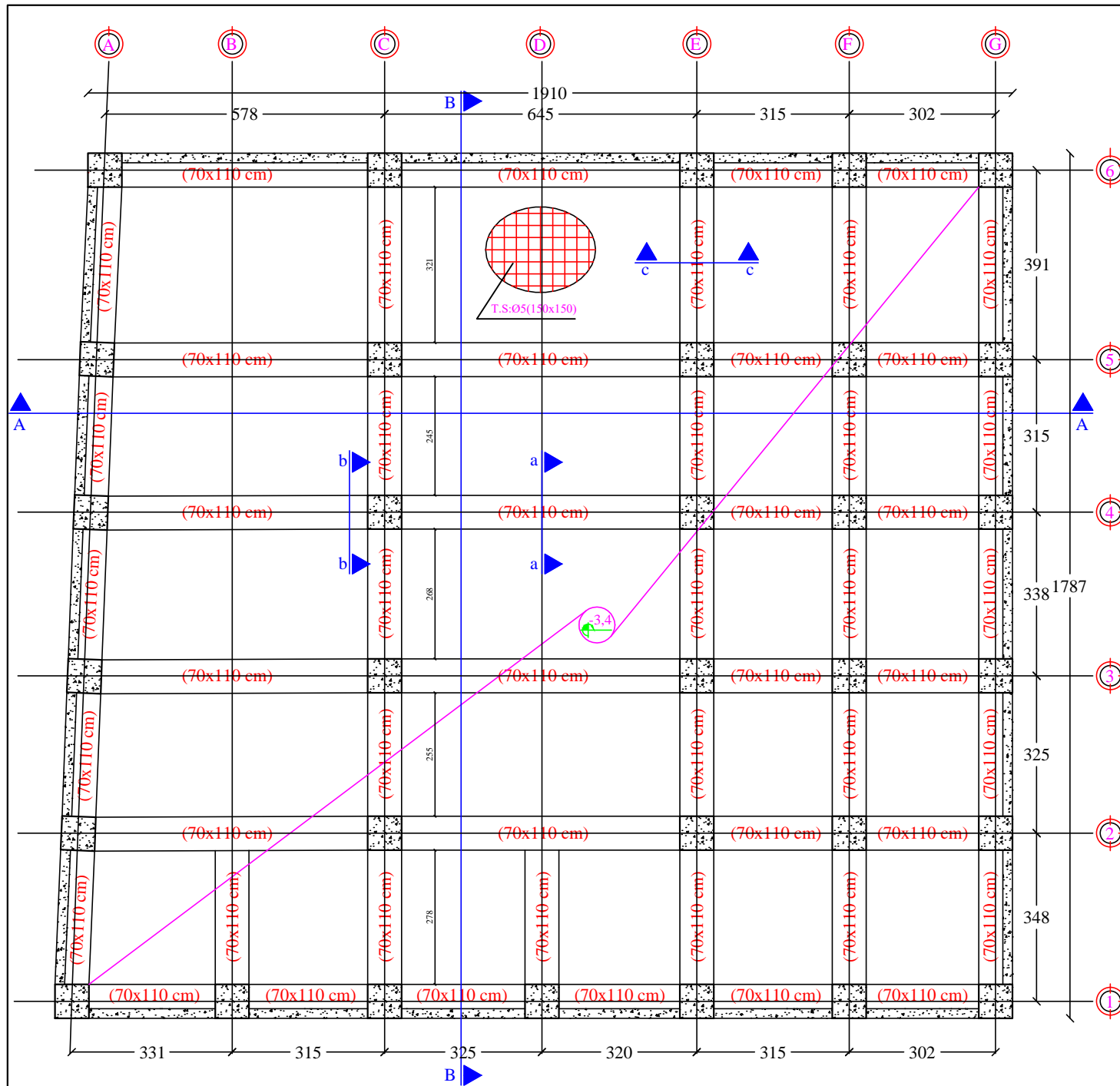
**Réalisé par:**  
 - AYAD Adel  
 - IFRIK Ahmed samir

**Encadré par:**  
 - Mr Bouamra .Y

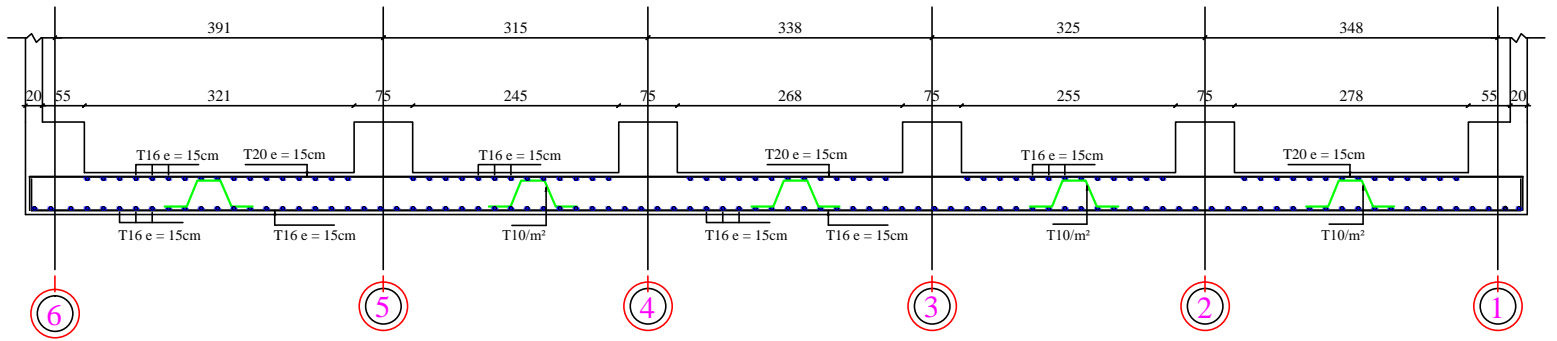
**Plans d'architecture:**  
 - PLAN ETAGE COURANT

**Echelle:**  
 1/80

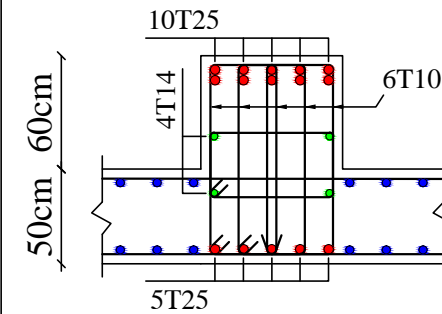
Année universitaire: 2020/2021



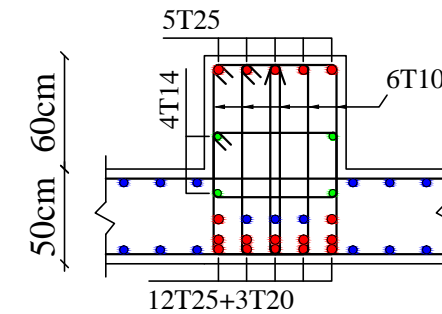
COUPE B-B



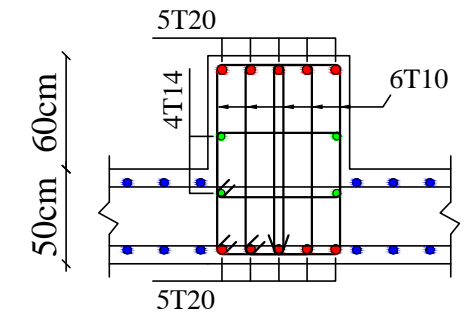
Coupe a-a



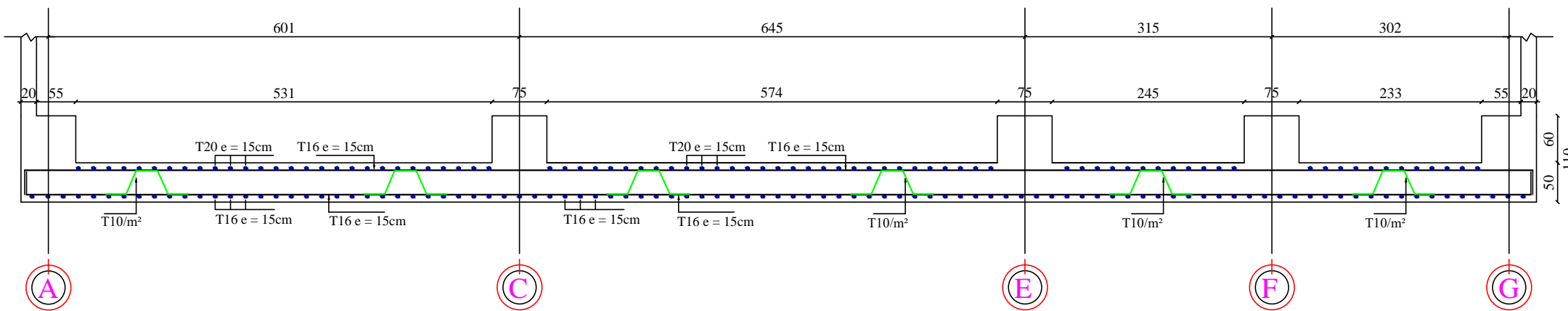
Coupe b-b



Coupe c-c



COUPE A-A



République algérienne démocratique et populaire  
 Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
 UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -  
 Faculté des sciences et des sciences appliquées  
 Département de génie civil  
 MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Structures.

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN R+12+Sous Sol  
 CONTREVENTÉ PAR DES VOILES PORTEURS EN BÉTON ARMÉ

Réalisé par:

- AYAD Adel  
 - IFRIK Ahmed samir

Encadré par:

- Mr Bouamra .Y

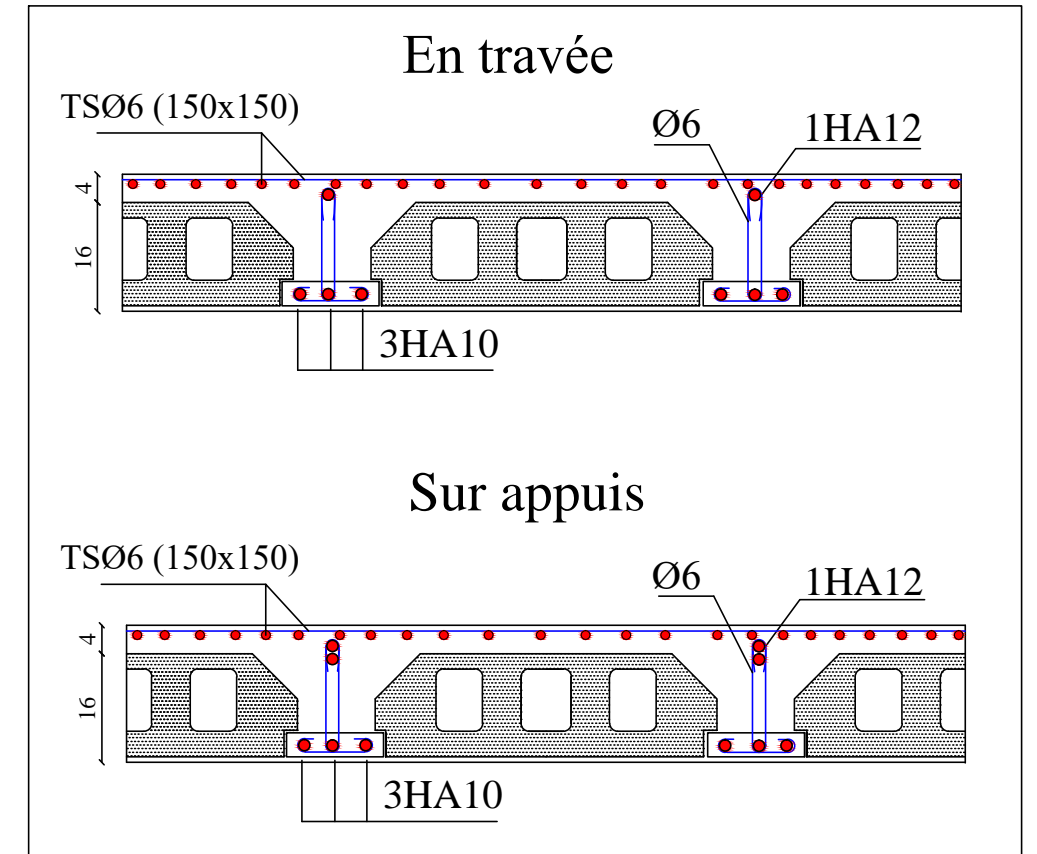
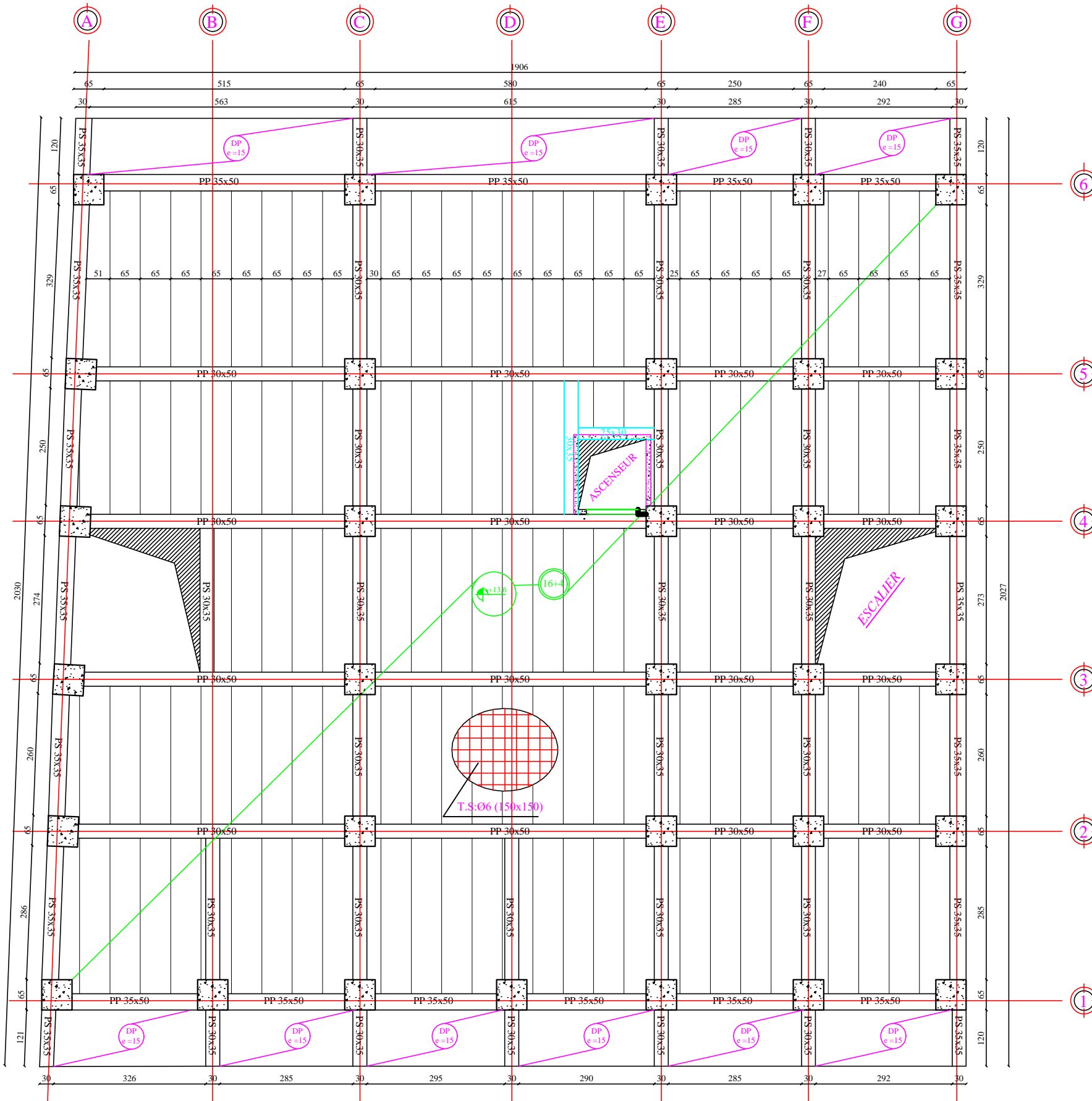
Plans d'exécution:

- COFFRAGE ET FERRAILLAGE RADIER

Echelle:

1/120

Année universitaire: 2020/2021



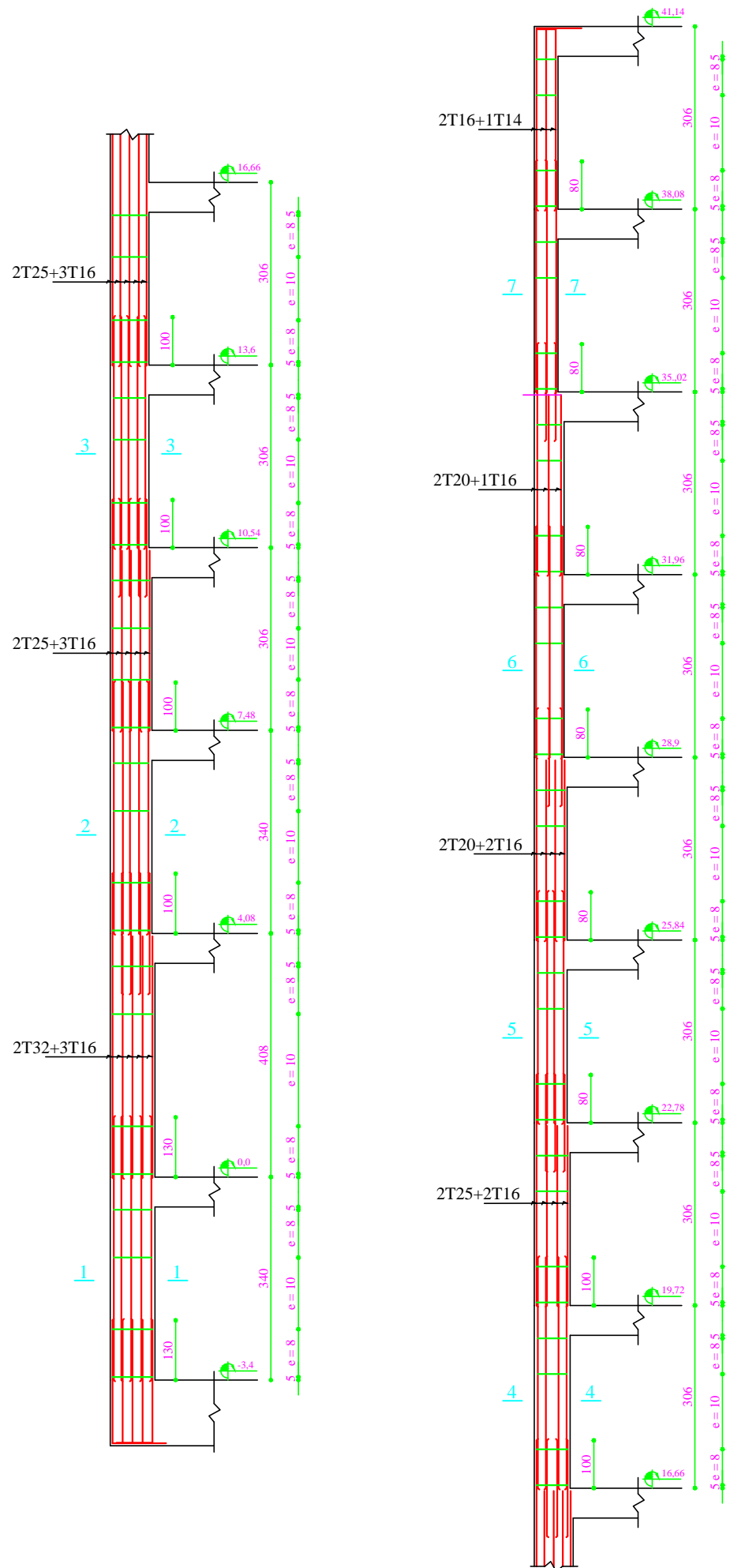
**République algérienne démocratique et populaire**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -**  
**Faculté des sciences et des sciences appliquées**  
**Département de génie civil**  
**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**  
 En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
 Spécialité : Structures.  
**Thème**  
**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN R+12+SOUS SOL CONTREVENTÉ PAR DES VOILES PORTEURS EN BÉTON ARMÉ**

**Réalisé par:**  
 - AYAD Adel  
 - IFRIK Ahmed samir

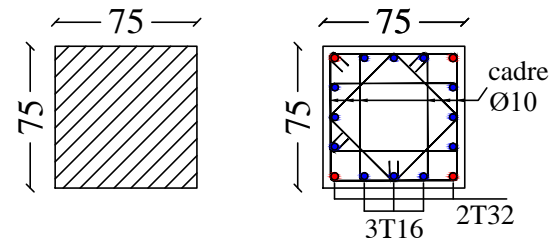
**Encadré par:**  
 - Mr Bouamra .Y

**Plans d'exécution:** - COFFRAGE ET FERRAILLAGE PLANCHER  
**Echelle:** 1/100

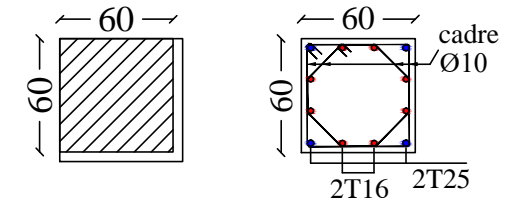
Année universitaire: 2020/2021



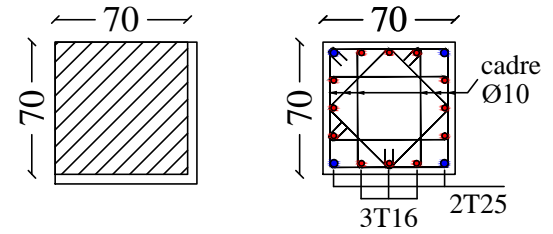
COUPE 1-1



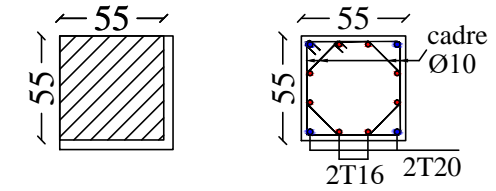
COUPE 4-4



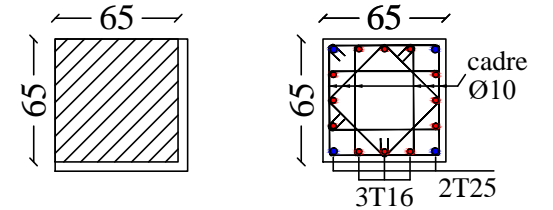
COUPE 2-2



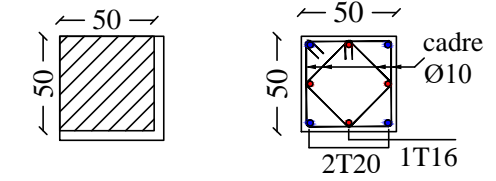
COUPE 5-5



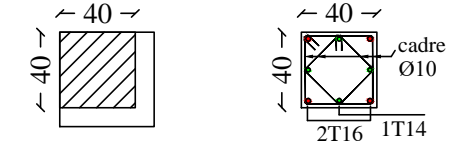
COUPE 3-3



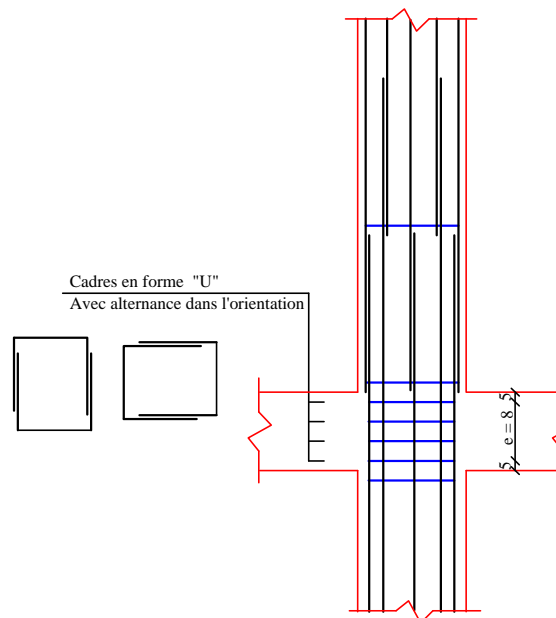
COUPE 6-6



COUPE 7-7



DETAIL DES BARRES DANS LES ZONES NODALES



République algérienne démocratique et populaire  
 Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
 UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -  
 Faculté des sciences et des sciences appliquées  
 Département de génie civil  
 MEMOIRE DE FIN D'ETUDES  
 En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
 Spécialité : Structures.  
 Thème

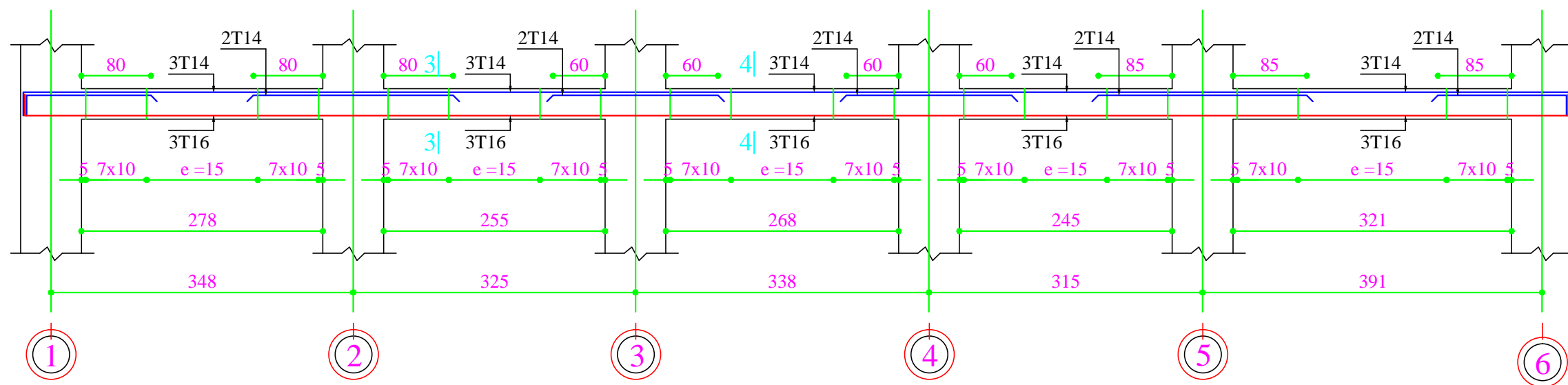
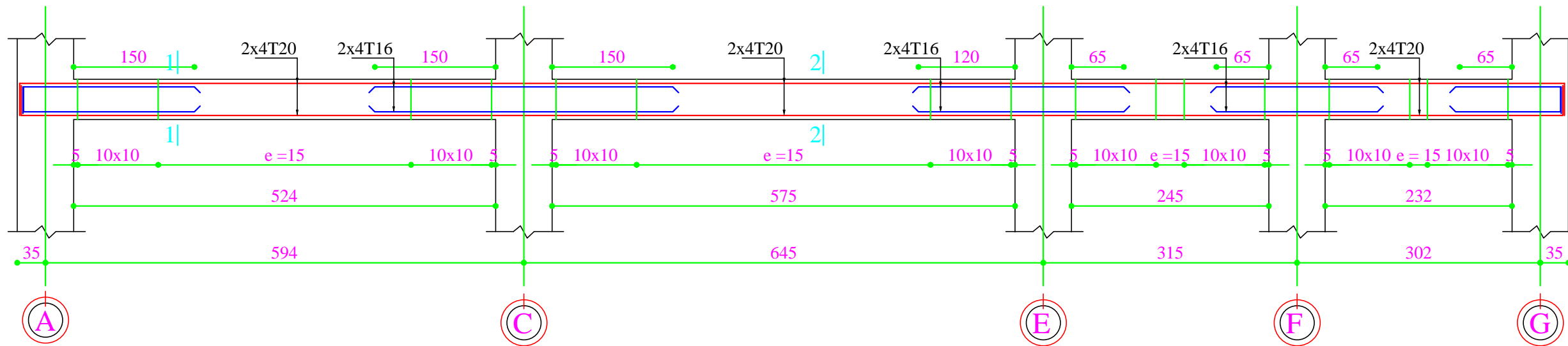
ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN R+12+SOUS SOL CONTREVENTÉ PAR DES VOILES PORTEURS EN BÉTON ARMÉ

Réalisé par:  
 - AYAD Adel  
 - IFRIK Ahmed samir

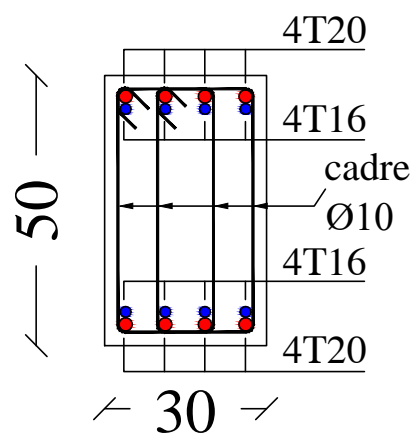
Encadré par:  
 - Mr Bouamra .Y

Plans d'exécution: Echelle:  
 - FERRAILLAGE DES POTEAUX 1/100

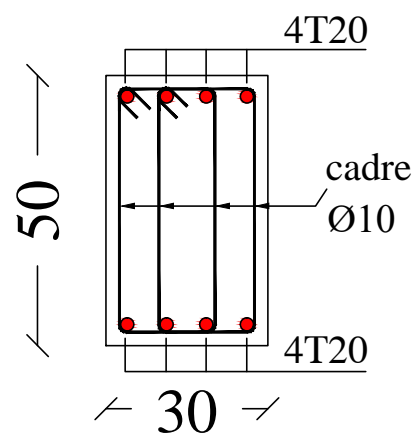
Année universitaire: 2020/2021



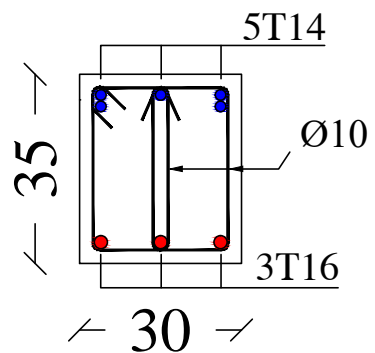
Coupe 1-1



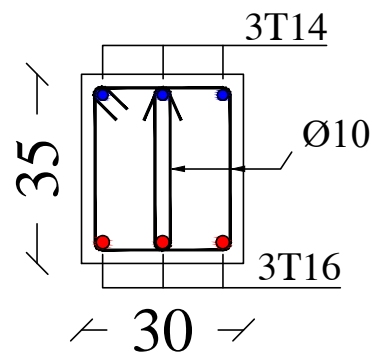
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



République algérienne démocratique et populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ - BOUIRA -  
Faculté des sciences et des sciences appliquées

Département de génie civil  
MEMOIRE DE FIN  
D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme  
de Master en Génie Civil  
Spécialité : Structures.

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN  
R+12+SOUS SOL  
CONTREVENTÉ PAR DES VOILES PORTEURS  
EN BÉTON ARMÉ

Réalisé par:

- AYAD Adel  
- IFRIK Ahmed samir

Encadré par:

- Mr Bouamra .Y

Plans d'exécution:

- FERRAILLAGE DES  
POUTRES

Echelle:

1/100

Année universitaire: 2020/2021