

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : Génie Civil

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

## Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**Etude et conception du contreventement d'une structure en béton armé (R+10 avec entre sol) en zone sismique**

Présenté par : *BOUAICHA CHAIMA & KHEZZANE NADJOUA*

Encadrant : *MENADI Souad* Grade : *MCB* Université : *Badji Mokhtar d'Annaba*

### Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	
HAMMOUDA Abdelaziz	MC-A	UBMA	Président
MENADI Souad	MC-B	UBMA	Encadrant
MERZOUZ Mouloud	Professeur	UBMA	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

سَمِيعٌ عَلِيمٌ  
الْحَمْدُ لِلَّهِ  
الْعَلِيِّ الْعَظِيمِ

السلام عليكم ورحمة الله وبركاته



## Remerciement :

*Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Allah, le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que Nous tenons à remercier Mme Menadi Souad, (de nous avoir encadrés ainsi que sa disponibilité,) orientations, et précieux conseils avec lesquels elle a suivi et guidé ce travail*

*Nous remercions les membres de jury Mr HAMMOUDA ABDELAZIZ et Mr MERZOUD MOULOUD qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.*

*Je voudrais présenter mes remerciements à mon professeur «Mr KEBAILI Bachir », c'est lui qui nous a amené jusqu'à un niveau où nous pouvons entrer dans le monde du travail par une tête haute et en toute confiance.  
Merci professeur*

*Un grand merci et appréciation à l'ingénieur Mohamed Nadjib Belaggoun pour ses efforts avec nous*

*Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les ingénieurs de l'agence CTC ANNABA et particulièrement Mr. OTMANE RAHEDI MAHIEDDINE et Mr SAMMIR qui nous ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.*

*En fin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*



# ***DÉDICACES***

Je m'incline devant Allah le tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir. Je dédie ce modeste travail :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A l'âme de ma chère mère

A mon frère et ma sœur. Vous m'avez épaulé en tout temps.

A mes oncles et mes tantes

A mes cousins, cousines

Ma très chère binôme **Nadjoua** et sa famille

A celle qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines.

A tous mes amis

A toute la promotion 2022-2023

A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

A tous mes parents et proches.

**CHAIMA**

# ***DÉDICACES***

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir. Je dédie ce modeste travail :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation, source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mes sœurs. Vous m'avez épaulé en tout temps.

A mes oncles et mes tantes

A mes cousins, cousines

Ma très chère binôme **CHAIMA** et sa famille

A celle qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines.

A tous mes amis

A toute la promotion 2022-2023

A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

A tous mes parents et proches.

**NADJOUA**

## ◆Résumé◆

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé constitué d'un rez de chaussée plus 10 étages plus un entre- sols à usage habitation.

Cette structure est implantée au niveau de 264 logement de berrahal la daïra de BERRAHAL dans la wilaya d' ANNABA. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité IIa Selon le règlement parasismique Algérien de l' année 1999 modifié en 2003 « *RPA99v2003* » .

Cette étude se compose de trois parties :

**La première partie :** dans cette partie nous avons constaté :

- Présentation générale de projet avec une présentation de l' aspect architectural.
- la conception et la description générale du projet et des éléments et matériaux utilisé.
- le pré dimensionnement des éléments et enfin l'évaluation et la descente des charges.

**La deuxième partie :** c'est l'étude parasismique de la structure selon le règlement parasismique algérienne '*RPA99v2003*', le calcul est effectuée par logiciel d'analyse Structurale *Autodesk Robot Structural Analysis Professional version2017*.

**La troisièmes partie :** comprend l'étude et le ferrailage des éléments en béton (les éléments résistants ; les éléments secondaires ; l'infra structure)

## ملخص

في هذا المشروع نقوم بعرض دراسة مفصلة لعمارة من الخرسانة المسلحة ذات طابق ارضي زائد 10 طوابق وطابق له واجهة تحت الأرض للاستخدام سكني.

هذه البناية تقع في حي 264 سكن برحال دائرة برحال في ولاية عنابة، حيث تصنف هذه المنطقة كمناطقة ذات نشاط زلزالي متوسط من درجة IIa حسب القانون الجزائري المضاد للزلازل. هذه الدراسة تتكون من ثلاثة اجزاء تتمثل في:

**الجزء الأول** : حيث نقوم في هذا الجزء بما يلي:

-التقديم العام للمشروع مع عرض المخططات المعمارية للمشروع.

-التصميم والوصف العام للمشروع ; العناصر والمواد المستعملة.

-إعطاء ابعاد أولية للعناصر المستعملة وتعريف الحمولات وانقسامها.

**الجزء الثاني** : هو الدراسة الضد زلزالية باتباع القانون الجزائري المضاد للزلازل الصادر سنة 1999 و

المعدل عليه سنة , " RPA99v2003 " 2003 حيث ان الحسابات سوف تتم بواسطة برنامج تحليل الهياكل .

روبو نسخة 2017 .

**الجزء الثالث** : يضم دراسة وتسليح العناصر الخرسانية(العناصر الحاملة، العناصر الثانوية، البنية التحتية) .

## **Abstract :**

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building consisting of a ground floor plus 10 floors plus one mezzanines for use " residential".

This structure is located at the level of 264 logement de berrahal the daïra of BERRAHAL in the wilaya of ANNABA. This region is classified as a medium seismicity zone IIa according to the Algerian paraseismic regulation of the year 1999 modified in 2003 “ *RPA99v2003*” . This study consists of three parts:

**The first part:** in this part we found:

- General presentation of the project with a presentation of the architectural aspect.
- the design and general description of the project and the elements and materials used.
- the pre-sizing of the elements and finally the evaluation and lowering of the loads.

**The second part:** it is the seismic study of the structure according to the Algerian seismic regulation RPA99v2003, the calculation is carried out by *Autodesk Robot Structural Analysis Professional version2017*.

**The third part: includes** the study and the reinforcement of the concrete elements (the resistant elements; the secondary elements; the infrastructure)

CHAPITRE I	<i>présentation d'ouvrage et</i>	1
	<i>Caractéristique des matériaux</i>	1
<b>I-1-Introduction :</b>		2
<b>I .2. Présentation et implantation du projet :</b>		2
<b>I .2.2 Présentation architecturale de bloc étudié :</b>		3
<b>I .2.3. Caractéristiques de bloc étudié :</b>		7
<b>I.3 Conception structurelle :</b>		9
<b>I .3.1. Ossature de l'ouvrage :</b>		9
<b>I .3.2. Plancher :</b>		10
<b>I.4. Donnés géotechnique :</b>		13
<b>I.4.1 Caractéristique mécanique des matériaux :</b>		13
<b>I .4.2. Méthode de calcul :</b>		13
<b>I .5. Les matériaux composants le béton :</b>		15
<b>I.5.1 Définition :</b>		15
<b>I.5.2 Résistance caractéristique à la compression :</b>		16
<b>I .6. Déformation et contrainte de calcul :</b>		17
<b>I .7. Caractéristiques mécaniques :</b>		19
<b>I.7.1. Hypothèse de calcul :</b>		22
<b>I .7.2 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :</b>		22
CHAPITRE II		23
	<i>Pré-dimensionnement des éléments</i>	23
<b>II.1. Introduction :</b>		24
<b>II 2. Pré dimensionnement des éléments principaux :</b>		24
<b>II .2.1.1. pré dimension des poutres principales (PP) :</b>		25
<b>II.3 Les poteaux :</b>		26
<b>II-4- Pré-dimensionnement des voiles :</b>		27
<b>II i.4. pré dimensionnement des éléments secondaires :</b>		28
<b>II i.4.1. Prédimensionnement des planchers :</b>		28
<b>II.5- Pré-dimensionnement de l'ascenseur :</b>		32
<b>II.6- Pré-dimensionnement de l'acrotère :</b>		32
CHAPITRE III		33
	<i>Evaluation des charges et des surcharges</i>	33
<b>III.1. Introduction :</b>		34
<b>III.2. Les charges réglementaires :</b>		34

<b>III.3.Plancher terrasse (inaccessible) :</b> .....	35
<b>III.4.Escalier :</b> .....	37
<b>III.5. L'acrotère :</b> .....	37
<b>III.5.1.charge permanant (sous Q)</b> .....	38
<b>CHAPITRE IV</b> .....	39
<i>MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE</i> .....	39
<b>IV.1.Introduction :</b> .....	40
<b>IV.2 Objectifs de l'étude sismique :</b> .....	40
<b>IV.3 Méthode de calcul des forces sismiques :</b> .....	40
<b>IV.3.1. La méthode statique équivalente :</b> .....	L'objet de
cette méthode est la détermination des forces sismiques équivalentes à appliquer à .....	40
<b>IV.3.2.1 Principe :</b> .....	42
<b>IV.4. Modélisation :</b> .....	42
<b>IV.4.1 Disposition des voiles :</b> .....	43
<b>IV.4.2. Résultats de l'analyse modale :</b> .....	45
<b>IV.5. Caractéristique de l'ouvrage :</b> .....	47
<b>IV.6. 1. Vérification de l'effort normal réduit :</b> .....	51
<b>IV.6.2. Vérification de l'excentricité :</b> .....	53
<b>VI .6 Conclusion :</b> .....	57
<b>CHAPITRE V</b> .....	58
<i>Ferraillage des éléments structuraux</i> .....	58
<b>V.1. Introduction :</b> .....	59
<b>V.1.1. Les Poteaux :</b> .....	59
<b>V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :</b> .....	61
<b>V.3. Disposition constructive :</b> .....	67
<b>V.4. L'Etude de ferraillage des poutres :</b> .....	70
<b>V.4.1Définition :</b> .....	70
<b>V.4.2Calcul du ferraillage :</b> .....	70
<b>V.5. Ferraillage longitudinale :</b> .....	71
<b>V.5.1. Calcule le ferraillage longitudinal :</b> .....	71
<b>V.5. 2Vérification de ferraillage longitudinale :</b> .....	72
<b>V.6. Ferraillage transversale :</b> .....	73
<b>V.6.1. Calcule et vérification de ferraillage transversal</b> .....	74
<b>V.6.2.Schéma de ferraillage :</b> .....	75
<b>V.7. L'Etude de ferraillage des voiles :</b> .....	78
<b>V.7.1. Introduction :</b> .....	78

V.7.2 Le Ferrailage :	78
V.8. Voile périphérique :	85
V.8. 1- INTRODUCTION :	85
V.8. 2-ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :	85
V.8.2 Étude du mur voile périphérique :	86
V.8.2.1 Calcul de la poussée des terres :	86
a) La poussée des terres :	87
b) Surcharge accidentelle :	87
➤ L'espacement :	89
• Condition de non fragilité:	89
• Vérification au cisaillement :	89
V.8.3.Schéma de ferrailage	89
CHAPITRE VI	92
<i>Ferrailage des éléments secondaire.</i>	92
VI.1. Introduction :	93
VI.1.1 Plancher à corps creux :	93
VI.2. Ferrailage des poutrelles :	93
❖ Vérification de Condition non fragilité :	95
VI.6.Ferrailage transversale:	96
❖ Vérification des efforts tranchant :	96
❖ Choix des armatures transversales : selon le B.A.E.L.	96
VI.6.2. Schéma de ferrailage:	97
VI.7. Étude des dalles pleines :	99
VI.7.1. Introduction :	99
VI.7.2.Le calcul de la Dalle pleine :	99
VI .7.3.Schéma de ferrailage de la dalle :	100
VI. 8. la Dalle pleine balcon :	102
VI.8.1. calcule de Ferrailage de la dalle pleine :	102
✓ Vérification des espacements :	103
VI.8.2.Schéma de ferrailage de dalle balcon :	Erreur ! Signet non défini.
VI. 9. ETUDE DE LA DALLE MACHINE	107
VI. 9. 1. Introduction :	107
VI. 9. 2.Résistance a la flexion :	107
VI.9.5.Schéma de ferrailage de la dalle machine:	109
VI.10. L'étude de l'acrotère :	111

VI.10.1. calcul de Ferrailage l'acrotère :	111
3. Efforts appliqués:	111
VI.10.2.coupe de de l'acrotère:	112
VI.11. Étude des Escaliers :	115
VI.11.1. Escalier (1 volé) :	115
VI.11.2. Chargement et combinaisons des charges :	115
VI.11.4. Calcule le ferrailage :	116
❖ Condition non fragilité :	117
❖ L'espacement :	117
VI.11.6.Schéma de ferrailage :	121
VII.1. Introduction :	123
VII.2.Choix de type de fondation :	123
VII.2.1Choix de Type radiers :	124
VII.3.Un radier nervuré :	125
• Inconvénients :	126
• Inconvénients :	126
• Avantage :	126
VII. 3.1.Etude de radier nervuré :	127
VII.3.2.prédimensionnement du radier:	127
VII.4.Ferrailage transversale des nervures:	130
➤ Ferrailage transversale des nervures:	131
VII.5.Ferrailage de la dalle de radier :	133
VII.5.1 calcule le Ferrailage:	133
CHAPITRE VIII	138
<i>Plan des coffrages</i> :	138

## **LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS :**

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

R.P.A : Règles parasismiques algériennes

C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

D.T.R : Document Technique Réglementaire

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

E.L.A : Etat Limite Accidentel

G : Charge permanente

Q : charge d'exploitation

H.A : Haute Adhérence

R.L : Ronds Lisses

kN: kilo Newton

ml : mètre linéaire

MPa : Méga Pascal

RDC : Rez De Chaussée

Sacr : Section de l'acrotère

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier

$E_{ij}$  : Module d'élasticité instantanée

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différée

$\nu$  : coefficient de poisson

$\sigma_b$  : Contrainte de compression du béton

$f_{bu}$  : Contrainte de résistance du béton à l'ELU

$\sigma_b$  : Contrainte de résistance du béton à l'ELS

$\sigma_s$  : Contrainte de compression dans l'acier

$\sigma_s$  : Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$\tau_u$  : Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier  
 $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier  
 $N_u$  : Effort normal à l'ELU  
 $N_s$  : Effort normal à l'ELS  
 $F_t$  : Effort de traction  
 $V_u$  : Effort tranchant à l'ELU  
 $M_u$  : Moment fléchissant à l'ELU  
 $M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS  
 $M_{tor}$  : Moment de torsion  
 $A_s$  : Section d'armatures  
 $A_{max}$  : Section d'armatures maximales  
 $A_{min}$  : Section d'armatures minimales  
 $A_r$  : Section d'armatures de répartitions  
 $A_t$  : Section d'armatures transversales  
 $B_{hom}$  : Section homogène du béton et l'acier  
 $\emptyset$  : Diamètre  
 $\emptyset_t$  : Diamètre des armatures transversales  
 $\Delta f_t$  : La flèche  
 $\Delta f_{adm}$  : La flèche admissible  
 $L_r$  : Longueur de recouvrement  
 $S_t$  : Espacement des armatures  
 $c$  : L'enrobage  
 $d$  : Hauteur utile  
 $\lambda_g$  : L'élancement géométrique  
 $L_f$  : Longueur de flambement  
 $i$  : Rayon de giration

# CHAPITRE I

## *présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des matériaux*

## ***PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX***

### ***I-1-Introduction :***

Pour réaliser une structure bien économique et sécuritaire, l'ingénieur en génie civil doit se baser sur des connaissances qui sont certainement nécessaires pour faire son étude.

Ce chapitre rassemblera quelques connaissances de bases sur lesquelles on prendra appuis pour l'étude de notre projet, plus une description de ce dernier avec les caractéristiques des matériaux utilisés. Il présente d'une manière générale le contexte du travail et les objectifs de notre projet de fin d'études.

### ***I .2. Présentation et implantation du projet :***

Le projet faisant à l'objet de présente l'étude d'un bâtiment à l'usage habitation et Ce bâtiment est une partie d'opération immobilière de 264 logements au niveau de berrahal la daïra de berrahal dans la wilaya d'ANNABA.

Ce bâtiment est composé de :

- Entre sol
- RDC+10 étages : sont utilisé pour l'habitation répartis en appartements F3 et d'autres appartements en F4.
- **But :** Notre but c'est réaliser tous les études pour obtenir un bâtiment qui peut supporter simultanément l'action sismique, les actions permanentes et les surcharges.

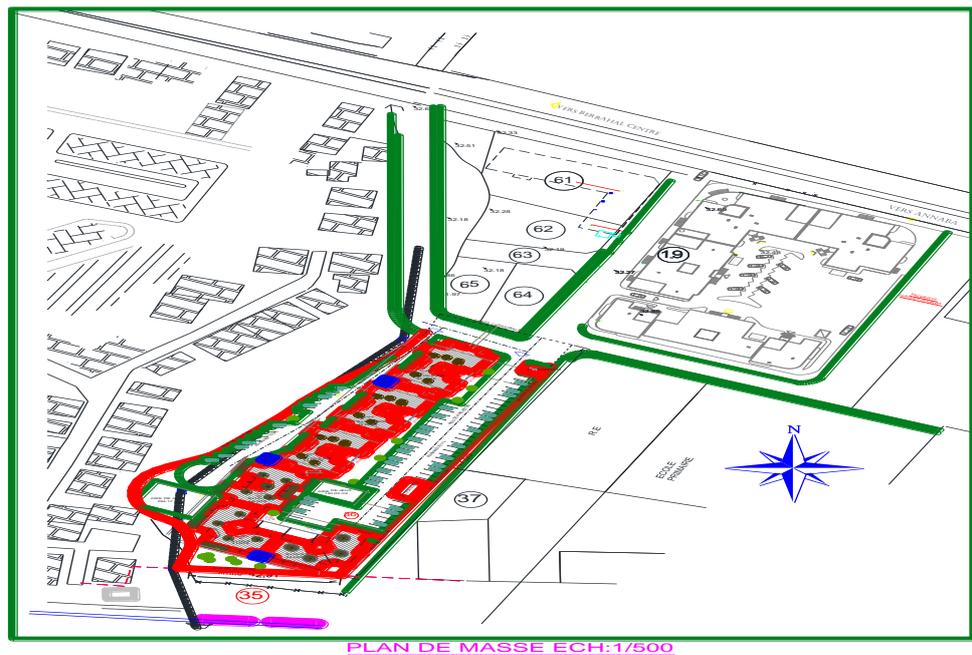


Figure I.1 : plan de masse Ech : 1/500

**I .2.2 Présentation architecturale du bloc étudié :**

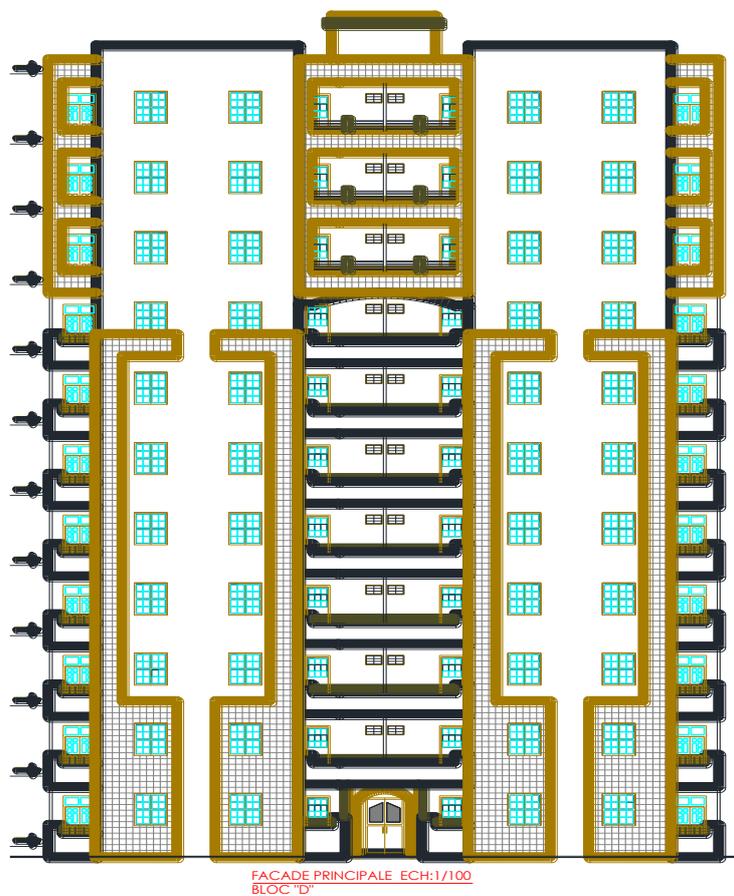


Figure I.2 : plan de façade principale Ech : 1/100 Bloc D



Figure I.3 : plan de coupe : A-A Ech : 1/100 Bloc D

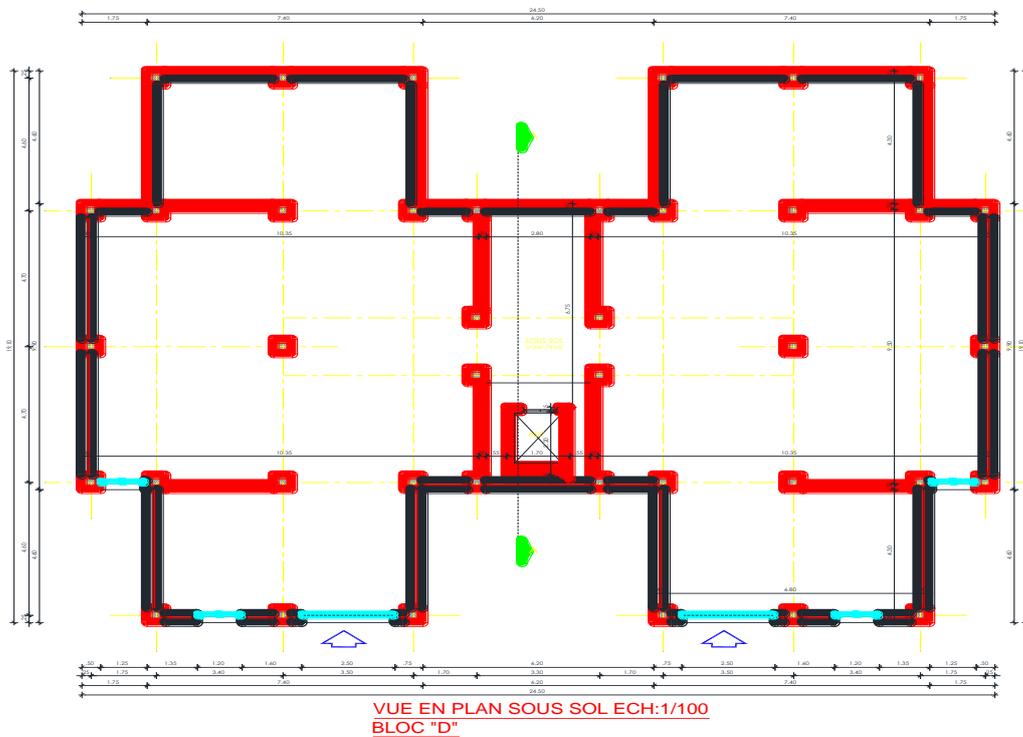


Figure I.4 : vue en plan sous-sol Ech : 1/100 Bloc 'D'



Figure I.5 : vue en plan rez de chaussée Ech : 1/100 Bloc 'D'

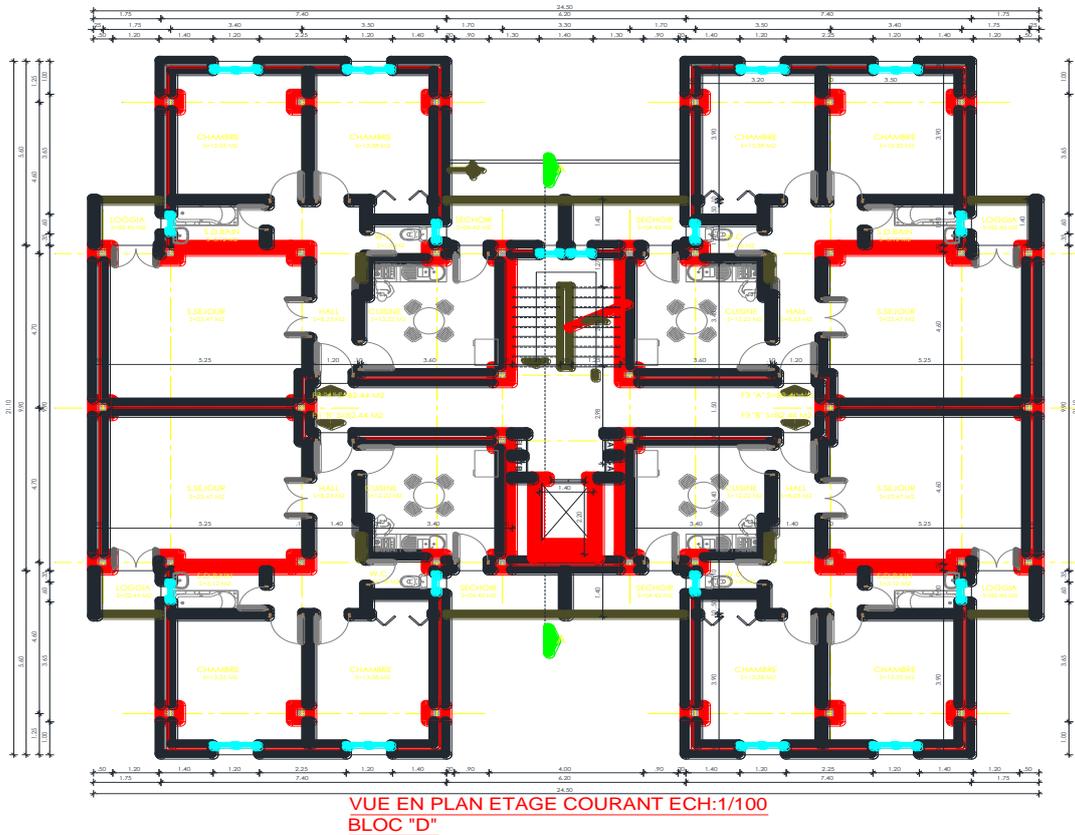


Figure I.6 : vue en plan étage courant Ech : 1/100 Bloc 'D'

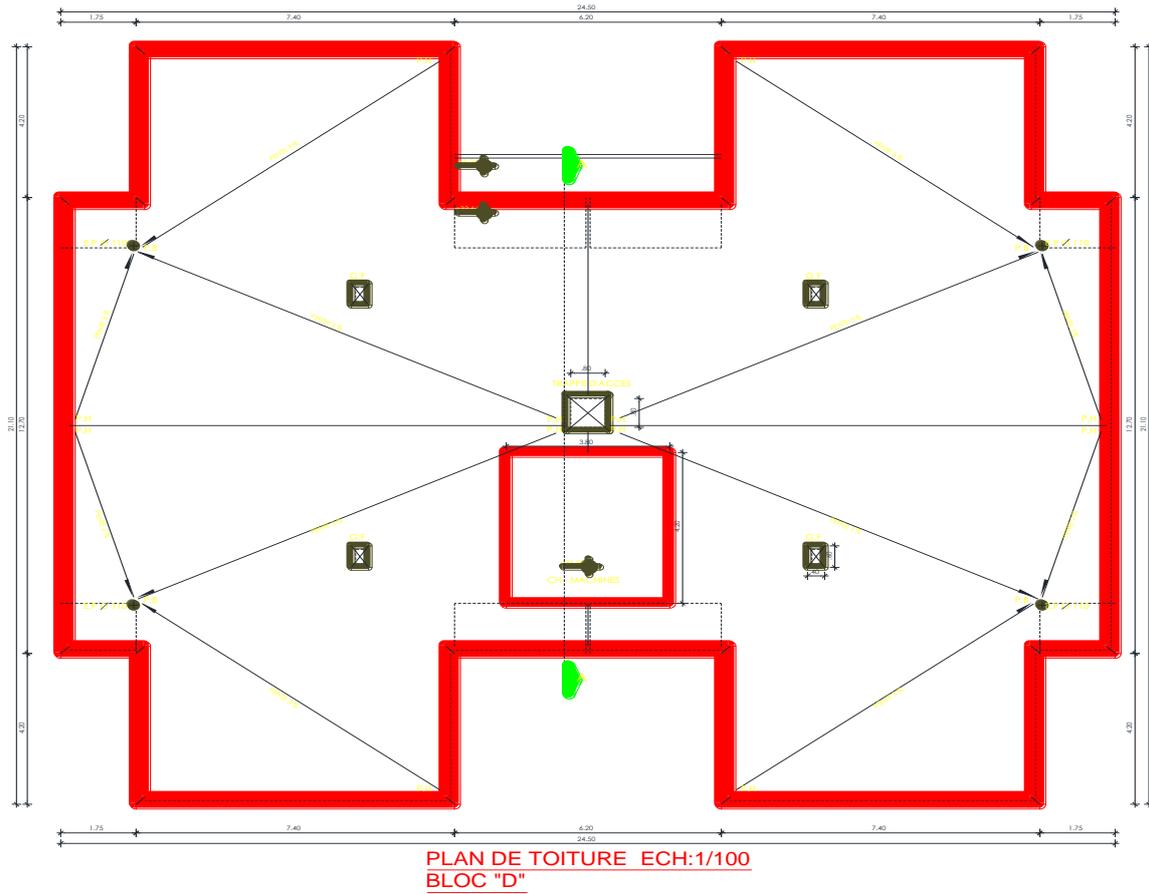


Figure I.7 : vue en plan Toiture Ech : 1/100 Bloc 'D

I .2.3. Caractéristiques de bloc étudié :I .2.3.1 Classification de sites :SP<sub>2</sub> : de 0.00 à 15.00 m

Prof. M	Caractéristique mécanique		
	E (bar)	PL (bar)	E/PL
1.00 m	143	11	13
2.00 m	67	15	4
3.00 m	577	15	38
4.50 m	228	17	13
6.00 m	432	17	25
7.50 m	274	21	13
9.00 m	406	36	11
10.50 m	360	36	10

Tableau I.1 : Caractéristiques mécanique de sol .

SP<sub>2</sub> : de 0.00 à 15.00 m

Prof. M	Caractéristique mécanique		
	E (bar)	PL (bar)	E/PL
1.00 m	143	11	13
2.00 m	67	15	4
3.00 m	577	15	38
4.50 m	228	17	13
6.00 m	432	17	25
7.50 m	274	21	13
9.00 m	406	36	11
10.50 m	360	36	10

Tableau I.2 : Caractéristiques mécanique de sol

**Tableau 3.2 : Classification des sites**

Caté- gorie	Description	$q_c$ (MPa) (c)	N (d)	pl(MPA) (e)	$E_p$ (MPa) (e)	$q_u$ (MPa) (f)	$V_s$ (m/s) (g)
S <sub>1</sub>	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S <sub>2</sub>	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S <sub>3</sub>	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥200 - < 400
S <sub>4</sub>	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

**Tableau I.3** : classification des sites

**Tableau 3.2 : Classification des sites**

Caté- gorie	Description	$q_c$ (MPa) (c)	N (d)	pl(MPA) (e)	$E_p$ (MPa) (e)	$q_u$ (MPa) (f)	$V_s$ (m/s) (g)
S <sub>1</sub>	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S <sub>2</sub>	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S <sub>3</sub>	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥200 - < 400
S <sub>4</sub>	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

**Tableau I.4** : classification des sites

Classification de sites :

C'est un site meuble : **S3**

**PL = 1.7 MPA**

**I .2.3.2 Les caractéristiques géométriques:**

Les dimensions du bâtiment sont :

**Dimensions en élévation :**

- Hauteur de l'entre sol ; RDC et d'étages courant ..... **3,06 m**
- Hauteur de terrasse ..... **2.50 m**
- Hauteur totale de bâtiment ..... **36,16 m**
- La Hauteur de l'acrotère..... **0.6 m**

**Dimensions en plans :**

- Longueur totale de la tour à la base ..... **24,50 m**
- Largeur totale de la tour à la base ..... **21,10 m**

**I .2.3.3 Les caractéristiques géotechniques du site :**

Le terrain d'étude fait partie des terrains sédimentaires de la région d'ANNABA à savoir des argiles, des sables, et des limons.

- ❖ La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .
- ❖ La pression limite de la rupture  $PI = 17 \text{ bars} \Rightarrow \text{Site meuble.....}$  (art 3.3-RPA99).
- ❖ L'agressivité du sol est de classe 3 "faible agressivité" milieu basique qui donne :

- |   |   |              |
|---|---|--------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>- La classe <b>C25/30</b> du béton est suffisante</li> <li>- L'enrobage min de 2 cm</li> <li>- Le dosage minimal de ciment 280 Kg/m<sup>3</sup></li> <li>- Le rapport E/C max est 0.6</li> </ul> | } | NBN EN 206-1 |
|---|---|--------------|

Le tassement pour une fondation superficielle à long terme sphérique et déviatorique est 2.38 cm (tassement instantané non calculer)

**I.3 Conception structurelle :****I .3.1. Ossature de l'ouvrage :**

Cette structure est Classée dans **le groupe d'usage 2' Ouvrages courants ou d'importance Moyenne'** Et classée en zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), selon le règlement Parasismique Algérien (RPA 99/v2003).

Vu la hauteur du bâtiment, **et d'après l'article 3.4.A.3 RPA99/v2003**, le contreventement Dans ce cas-là doit être assuré par des voiles rigides.

**I .3.2. Plancher :**

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

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

➤ **Plancher à corps creux :**

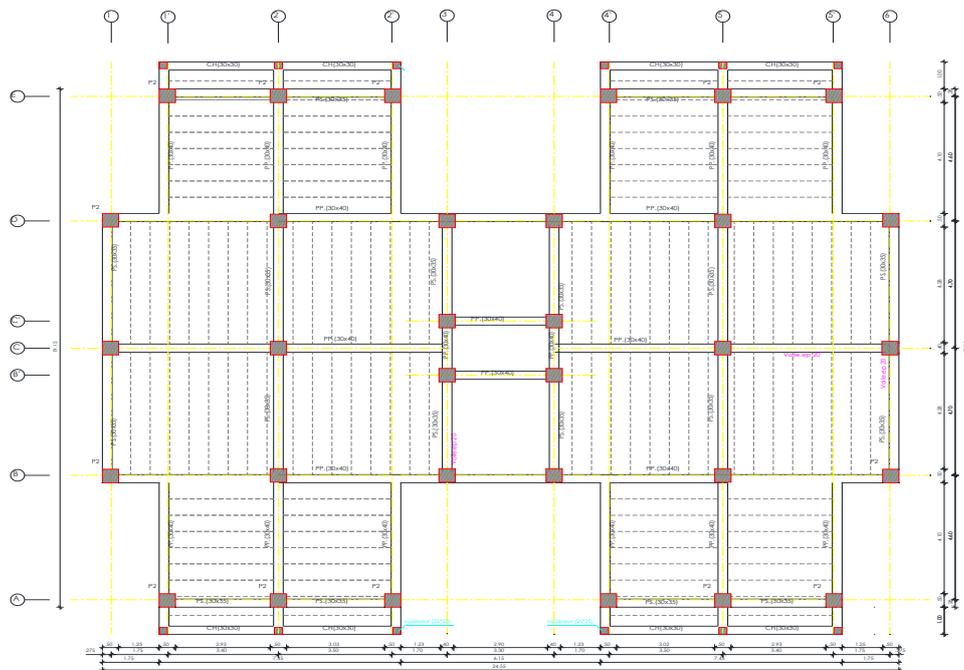
Ce type de plancher est constitué de poutrelle préfabriquées en béton armé ou bétonné Sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm. **Donc on choisit plancher à corps creux Pour séparer les différents niveaux**

➤ **Plancher dalle pleine :**

Actuellement une très large utilisation dans la construction d'immeuble à plusieurs étages et Pour les habitations privées, ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, **donc ils sont prévus en Dalle pleine pour séparer les niveaux d'entre sol .**

- Choix du sens des poutrelles :

On met les poutrelles dans le sens le plus court ⇒ les poutres principales automatiquement mis dans le sens le plus lent (support des poutrelles).



**Figure I.8 :** Plan de Choix le sens des poutrelles

**I .3.4. les balcons :**

Les balcons travaillent comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive, donc ils seront réalisés en dalle pleine

**I .3.5. Escalier :**

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées avec un palier de repos.

- Pour les deux entres sols : des escaliers droits à trois volées.
- Pour les étages courants : des escaliers droits à deux volées.

**I .3.6. Maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

- **Pour les murs extérieurs :** Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

- **pour les murs intérieurs :**

Cloison de séparation de 10 cm.

**I .3.7. Revêtement :**

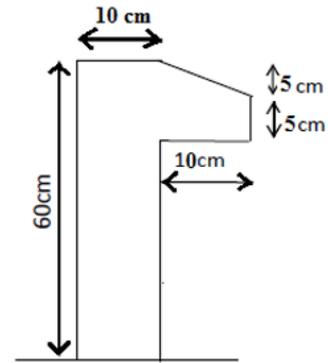
Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Enduit de ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Marches et contre marches en granito pour les escaliers.
- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Le plancher terrasse est recouvert par une étanchéité multicouche imperméable.

**I .3.8. L'acrotère :**

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère.

L'acrotère est un élément de sécurité au Niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute.



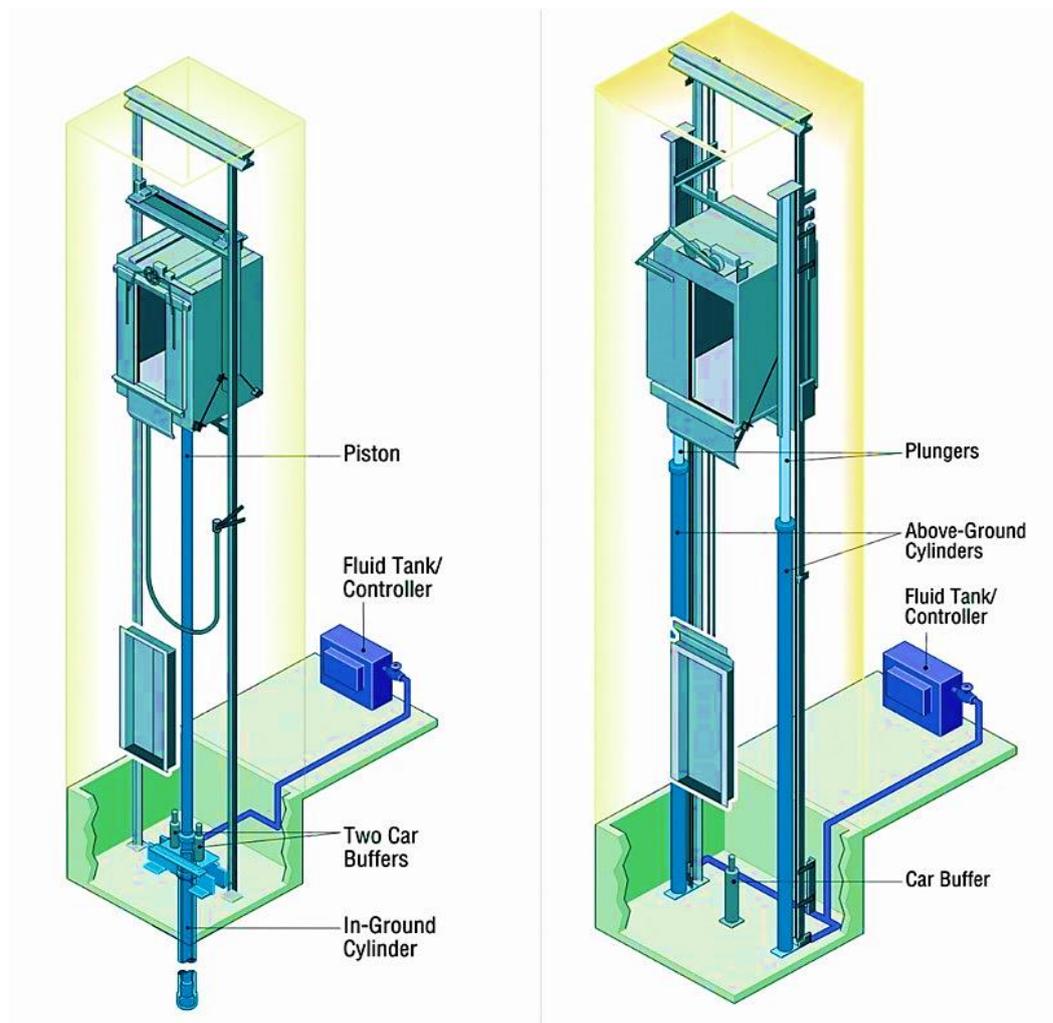
**Figure I.9 :** démontions de L'acrotère

**I .3.9. L'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant

le déplacement Vertical (elle fait le mouvement

de vas et vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il Est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Nous Avon choisie une **Ascenseur hydraulique**, qui ne nécessite pas de cabanon de Machinerie en toiture et repose directement sur le piston mis sur la fondation.



**Figure I.10 :** Ascenseur hydraulique

**I.4. Donnés géotechnique :**

Dans notre étude nous avons considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble (site 3) avec une profondeur de 4m,  $\sigma_{Sol} = 2$  bars telle qu'il est indiqué au rapport de sol.

**I.4.1 Caractéristique mécanique des matériaux :**

La structure de notre bâtiment est conçue avec la combinaison de béton et d'acier, donnant un béton armé, fabriqué par centrale à béton.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

**I .4.2. Méthode de calcul :**

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permit une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

**❖ Définition des états limite :**

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

**❖ Etats limites :**

On peut définir l'état limite ultime notamment par l'atteinte de la résistance ou par – l'instabilité locale ou totale

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Etat limite de résistance
- Etats limite de Stabilité de forme (pas de flambement)
- Etats limite d'équilibre statique

#### **I-4.2-Etats limite service (ELS) :**

Une structure ne doit pas uniquement résister mais elle doit aussi assure certaines condition d'utilisations acceptables. Ces dernières font partie de l'état limite de service dont le dépassement causerait des dommages matériels, sans pour autant qu'il en résulte du moins à court terme. la ruine de l'ouvrage

- Etat limite de compression de béton
- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de déformation

#### **Le béton :**

Le béton est un matériau composé de ciment, l'eau, de sable, et de granulat. Il peut être utilisé seul en grande masse, mais le plus souvent combiné avec l'acier pour donner le béton armé.

##### **I .4.2.1. Principaux caractéristiques et avantages du béton :**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage ;
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- a. Economie**
- b. Souplesse des formes**
- c. Résistance aux agents atmosphériques**
- d. Résistance au feu**

## **I .5. Les matériaux composants le béton :**

### **I.5.1 Définition :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

➤ **Ciment :**

Le ciment joue le rôle de liant. Sa qualité et sa particularité dépend des proportions de calcaire et d'argile, dans notre projet nous avons adopté un CEM II, pour non agressivité du sol comme elle est mentionnée au rapport de sol pour sa résistance.

➤ **Granulats :**

Les granulats comprennent sable et gravier :

➤ **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm.

➤ **Graviers :**

Ils sont constitués de grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25/30 mm Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraits du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures.

➤ **L'eau :**

L'eau, dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

➤ **Les adjuvants :**

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment.

Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

### **❖ Matières constitutives du béton :**

La composition courante d' 1m<sup>3</sup> de béton est la suivante : ( La formulation adoptée en Algérie pour un béton de 25 MPA )

- **Granulats** : (sable 0/5, gravier 5/25)
- **Gravions** : 800 L
- **Sable** : 400 L
- **Ciment** : 300 à 400 kg/m<sup>3</sup>
- **Eau de gâchage** : 150 à 200 L

#### ❖ Résistances mécaniques du béton :

- Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si : } j \leq 28 \text{ jours} \dots\dots\dots \text{CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28} \quad \text{si : } j \leq 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si : } j \leq 28 \text{ jours} \dots\dots\dots \text{CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28} \quad \text{si : } j \leq 28 \text{ jours}$$

#### I.5.2 Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression notée  $f_{cj}$ .

**$F_{c28} = 25$  MPA**

#### I.5.3. Résistance caractéristique à la traction :(art 2.3.3.1.BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $\langle j \rangle$  jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c28}$$

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

### I .6. Déformation et contrainte de calcul :

#### ➤ **Contrainte limite :**

**A l'ELU :** pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-1, avec cette figure :

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$  : c'est une section entièrement comprimée.
- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$  : compression avec flexion.

Avec :  **$\epsilon_{bc}$**  : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = 0,85f_{bc}/\theta\gamma_b$$

**$\gamma_b$**  : Coefficient de sécurité partiel

$$\gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ situation courante}$$

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

**$\theta$**  : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$  : si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$  : si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a :  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ .

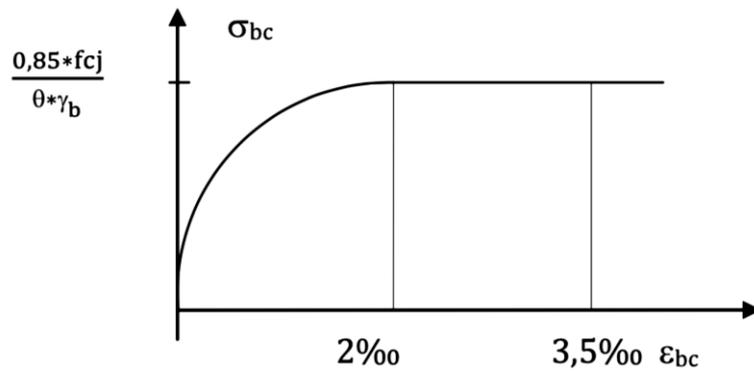


Figure I-11 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU.

A L'ELS : La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

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

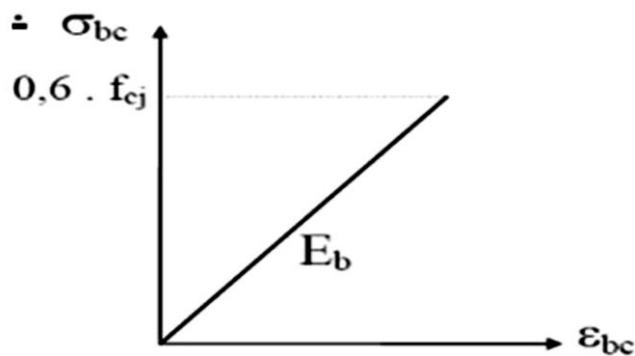


Figure I-12 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS.

➤ **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

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

Avec :

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant.

**b , d** : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si  $\tau_u$  ne dépasse pas :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13.f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1.f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).}$$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après [le **BAEL 91**].

1- Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt{f_{cj3}} \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

2- Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt{f_{cj3}} \text{ d'où : } E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

• **Coefficient de Poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement [BAEL 91] :

**A l'ELU** :  $\nu = 0$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

**A l'ELS** :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

➤ **Acier :**

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :  **$E_s = 2,1.105 \text{ MPa}$** .

**I .7. Caractéristiques mécaniques :**

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Nature	Utilisation	Nuance	Limites élastiques $f_y$ (MPa)	Module d'élasticité $E_s$ (MPa)	Le coefficient de poisson $\nu$	Module de cisaillement $G$ (MPa)
Barre HA	Armatures Longitudinales ou transversales	Fe E400	400	$2,1 \cdot 10^5$	0,3	81000
Treilles soudées	Éléments plans	Fe E500	500			

**Tableau I.4 :** Caractéristiques mécaniques des aciers.

✓ **Contrainte limite de l'acier :**

**- Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

: Contrainte limite élastique.

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier.  $\epsilon_s = \left[ \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right]$

: Contrainte de l'acier  $\rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

: Coefficient de sécurité de l'acier

-  $\gamma_s = 1.15$  en cas de situations durables ou transitoires.

-  $\gamma_s = 1.00$  en cas de situations accidentelles.

Pour les aciers FeE400 on a :  $\epsilon_{es} = \frac{400}{1.15 \times 2.2 \cdot 10^5} = 1.74 \text{ ‰}$

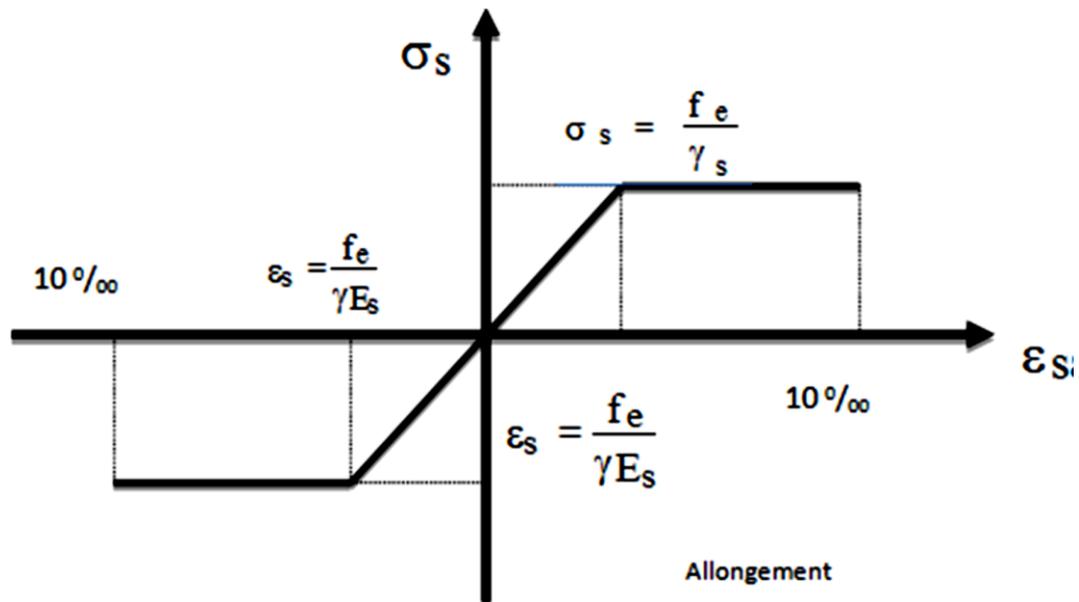


Figure I-13 : Diagramme contrainte déformation.

#### - Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- ✓ Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min (2/3f_e ; 110.\sqrt{\eta}.ft)$  (MPa)
- ✓ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (1/2f_e ; 90.\sqrt{\eta}.ft)$  (MPa)

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA).

#### ➤ Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est le rapport suivant :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 1.5$ .

Avec :

$n$  : coefficient d'équivalence.

$E_s$  : module de déformation de l'acier.

$E_b$  : module de déformation du béton.

**I.7.1. Hypothèse de calcul :**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
  - Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
  - Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
  - Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

**I .7.2 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :****Etat limite ultime:**

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

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

**Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante :  $G + Q$

❖ S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques

algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$
- $0,8G \pm E$

E : effort de séisme.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

# CHAPITRE II

## *Pré-dimensionnement des éléments*

## *Pré-dimensionnement des éléments*

### II.1. Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99V2003**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

### II 2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

#### ➤ Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux. les dimensions de la section transversale (b h) est faibles par rapport à sa longueur (L), Le Pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de **BAEL91** et vérifié selon le **RPA99-2003**. Nous distinguons les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. et la vérification doit être :

<b>RPA 99{§7.5.1}</b>	<b>BAEL 91</b>
$B \geq 20 \text{ [cm]}$	$L/20 \leq h \leq L/10$ $L/16 \leq h$
$H \geq 30 \text{ [cm]}$	
$h/b \leq 4$	$0.3 h < b < 0.7 h$
$B_{\max} \leq 1.5 + b_1$	

**Tableau II .1** : les formules de Pré dimensionnement selon **BAEL** et **RPA**

L : La plus grande portée de la poutre

h : La hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre

**II.2.1.1. pré dimension des poutres principales (PP) :**

**D'après le BAEL91 :**

Ce sont des poutres porteuses disposées perpendiculairement aux poutrelles. Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

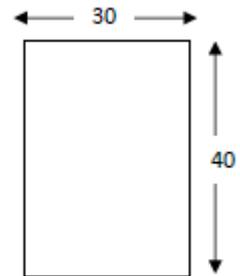
**L max = 520 cm**

Pour h :  $\frac{520}{16} = 32.5 \leq h \leq \frac{560}{10} = 52$  on adopte **h=40 cm**

Pour b :  $0.3(45)=13.5 \leq b \leq 0.7(45)=31.5$  on adopte **b=30 cm**

**les exigences du R.P.A 99 version 2003 :**

- 40 ≥ 30 cm .....Condition vérifié
- 30 ≥ 20 cm .....Condition vérifié
- h/b ≤ 4 → 40/30 ≤ 4 → 1.33 < 4 ..... Condition vérifié



La section des poutres principales est : **h x b = (40 x 30) cm<sup>2</sup>**

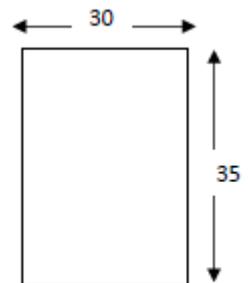
**II.2.1.2. Pré dimension des poutres secondaires (PS) :**

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer. D'après le BAEL91 :

**L max = 470 cm**

Pour h :  $\frac{470}{16} = 29.37 \leq h \leq \frac{470}{10} = 47$  on adopte **h=35 cm**

Pour b :  $0.3(35)=13.5 \leq b \leq 0.7(35)=31.5$  on adopte **b=30 cm**



**Vérifications selon (RPA)**

- b=30 > 20cm ..... ; Condition vérifié
- h=35 > 30 cm..... ; Condition vérifié
- h/b ≤ 4 → 35/30 ≤ 4 → 1.16 < 4 ..... ; Condition vérifiée

La section des poutres secondaires est : **h x b = (35 x 30) cm<sup>2</sup>**

**II.3 Les poteaux :**

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie selon les règles RPA 2003, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELS ; Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

Ils sont dimensionnés par :

- la condition de non flambement
- les conditions de l'R.P.A

**II-4- Pré-dimensionnement des voiles :**

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de l'(RPA 99 v 2003).

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

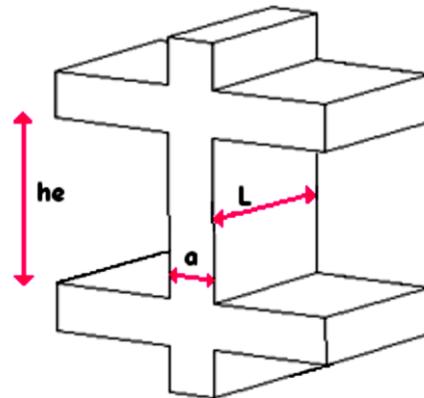
D'après l'(RPA99 v 2003) les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition :  $L > 4e$ .

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux). Avec :

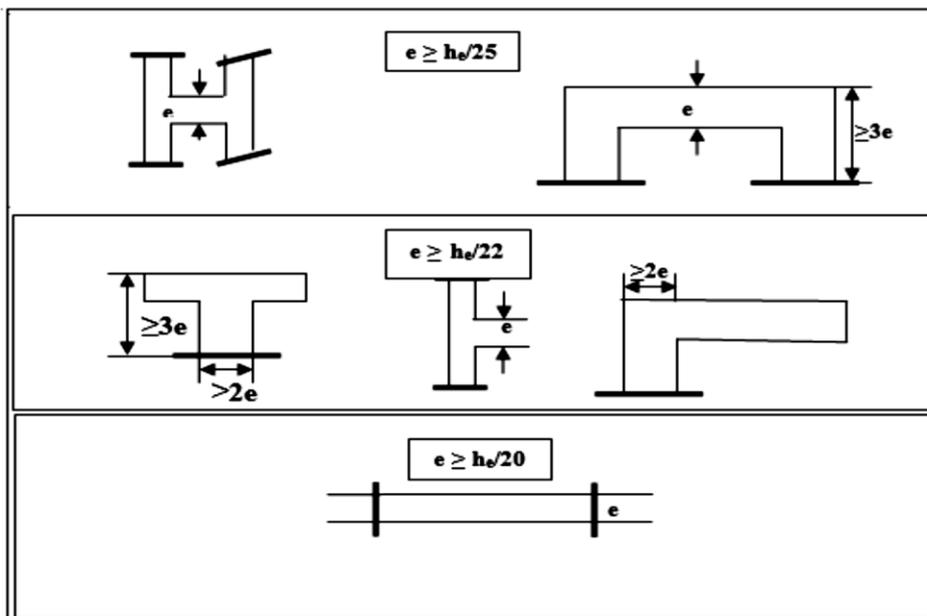
**l** : Longueur du voile.

**a** : Epaisseur du voile.

**he** : Hauteur libre de l'étage



- L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.2).



**Figure:** Coupes de voiles en plan pour différents cas.

Donc :

$h_e \text{ max} = 306 \text{ cm}$  (la hauteur de l'entre sol 2)

alors :  $a \geq \text{max} [h_e/20 ; 15 \text{ cm}] ; a \geq \text{max} [306 / 20 ; 15 \text{ cm}] ; a \geq \text{max} [15.3 ; 15 \text{ cm}]$

on adopte **a=20 cm** et il faut toujours : **L ≥ 80 cm**

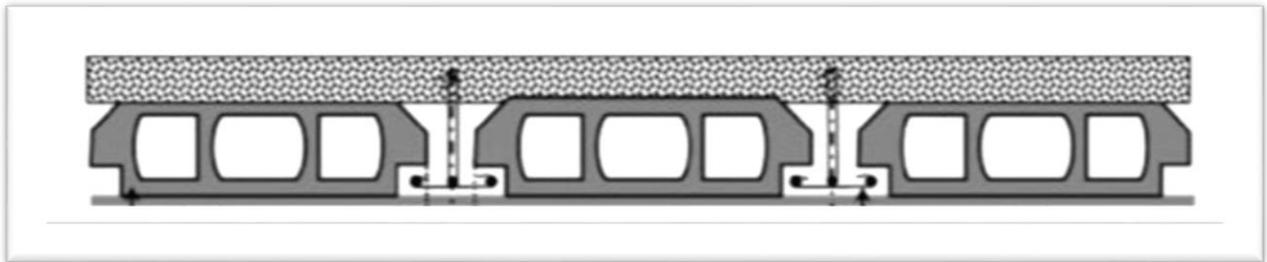
**II.i.4. pré dimensionnement des éléments secondaires :****II.i.4.1. Prédimensionnement des planchers :**

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, associée à un système de poutres formant nervures. Elle sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs. Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

- Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons, portes à faux.

**II.4.2- Planchers à corps creux :**

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression. Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur  $h$  ( $h_C+h_D$ ).



**Figure II.1 :** Coupe du plancher à corps creux

- **Résistance au feu :**

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

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

$e = 15\text{cm}$  pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet :  $e = 16\text{ cm}$ .

- **Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de :  $e = 16\text{ cm}$ .

- **Résistance à la flexion :**

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ (condition de la flèche) (Art B.6.8.424 BAEL 91)}$$

**L** : portée maximal entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

**h<sub>t</sub>** : hauteur total du plancher.

$$L = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{440}{22,5} = 19,55 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur de (16+4)  $\Rightarrow$  **h<sub>t</sub>=20cm**

D'où l'épaisseur de corps creux est de 16cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

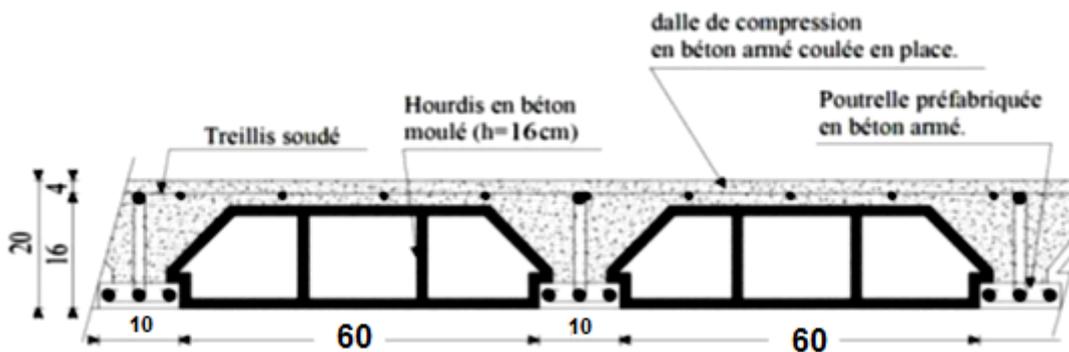


Figure (II.1) Plancher à corps creux 16+4

#### II.4.3 Pré dimensionnement des poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en T de caractéristiques géométriques suivantes :

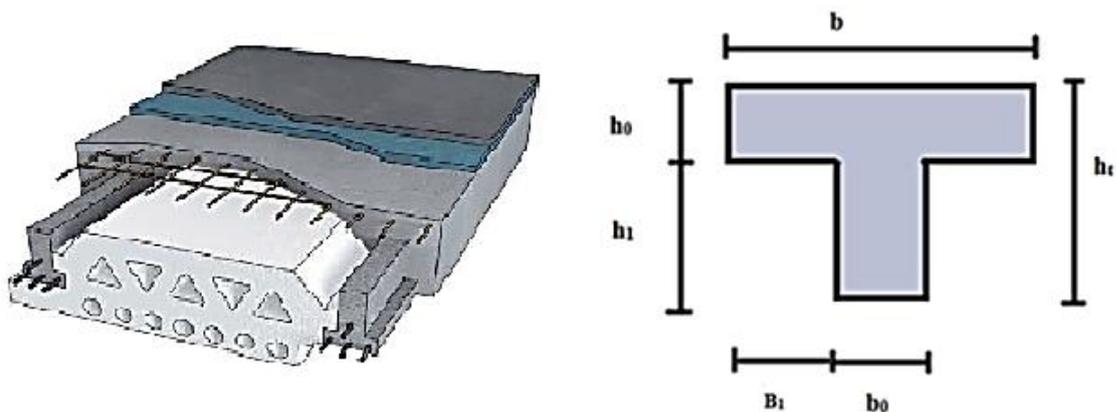


Figure II.3 coupe transversale d'une poutrelle

$$b_1 = \min (50/2 = 25 \text{ cm} ; L/10 = 210 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Pour la largeur de nervure : **b=60 cm**

$$0,3 h_t \leq b_0 \leq 0,4 h_t \rightarrow 6 \leq b_0 \leq 8$$

**On adopte : b<sub>0</sub>= 10 cm**

#### II.4.4-Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis

Ce type d'éléments travail essentiellement en flexion (poutres, poutrelles, ou murs).

##### ➤ Balcon :

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

$$L_x = 1,4 \text{ m} \quad L_y = 6,15 \text{ m} \quad \alpha = L_x/L_y = 0,22 < 0,4$$

⇒ Le panneau porte dans trois directions

##### Résistance au feu :

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

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

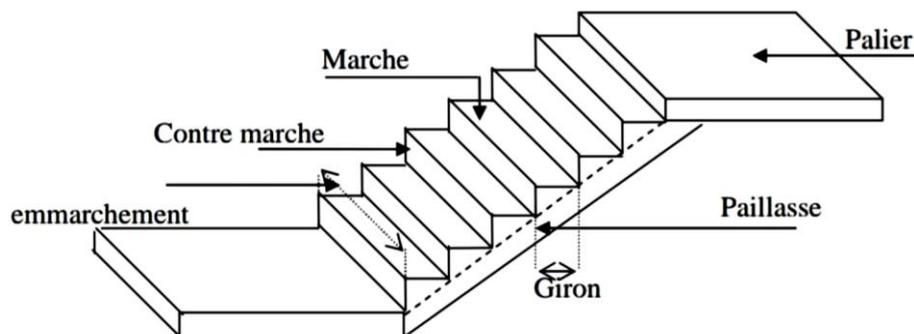
$e = 17,5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coup de feu.

On adopte :  $e = 15 \text{ cm}$

#### II .4.5.Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H.
- L'embranchement (largeur utile) E.
- Son giron g.
- Sa hauteur de marche h.



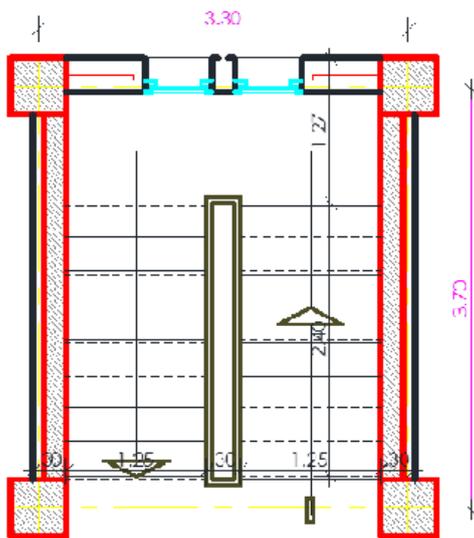
FigureII.9 terminologie d'un escalier

**Caractéristiques :** d'après l'architecture on a :

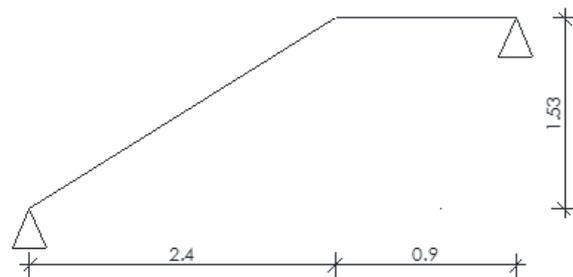
- Escalier droit de 3 volées reposé physiquement sur deux appuis.
- La longueur de marche égale à 30 cm.
- La hauteur de contre marche égale à 17 cm.

Avec :

volé	Nombre des marches	Nombre de contre marches
1	9	10
2	9	10
3	1	2



Vu en plan



Sheema statique

**Inclinaison de la paillasse :**

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c.m \times h_c.m \Rightarrow H' = 10 \times 17 \Rightarrow H' = 170 \text{ cm}$$

$$L' = n_g \times 30 \Rightarrow L' = (9) \times 30 \Rightarrow L' = 270 \text{ cm}$$

$$\text{Tg}\alpha = 170 / 270 = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.1^\circ \text{ on prend } \alpha = 32^\circ$$

❖ **La longueur de la volée :**

$$L = \sqrt{L'^2 + H'^2} = \sqrt{170^2 + 270^2} = 319 \text{ cm}$$

❖ **L'épaisseur d'escalier :**

L'escalier c'est une Dalle hyperstatique appuyés sur deux cotées donc :

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

**L<sub>0</sub>** : C'est longueur totale de la paillasse + paliers.

$$L_0 = 2.7 + 1.6 = 4.3 \text{ m}$$

$$430/30 \leq e \leq 430/20 \rightarrow 14 \leq e \leq 22 \rightarrow \text{On prend } e = 15 \text{ cm}$$

### **II.5- Pré-dimensionnement de l'ascenseur :**

➤ **La dalle machine :**

**- Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{330}{50} \leq e \leq \frac{330}{40} \rightarrow 6.6 \leq e \leq 8.25 \text{ cm}$$

**- Condition de l'E.N.A :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est :  $e \leq 25 \text{ cm}$

On prend : **e = 20 cm**

### **II.6- Pré-dimensionnement de l'acrotère :**

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.05 \times 0.1)/2 + (0.05 \times 0.1) + (0.6 \times 0.1) = 0.065 \text{ m}^2$$

$$\text{Le poids propre de l'acrotère est : } G = (0.065 \times 25) = 1.63 \text{ KN/m}$$

# CHAPITRE III

## *Evaluation des charges et des surcharges*

## *Evaluation des charges*

### **III.1. Introduction :**

Pour l'obtention d'une bonne résistance et stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

### **III.2. Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaires sont en général de :

#### ➤ **Les charges permanentes :**

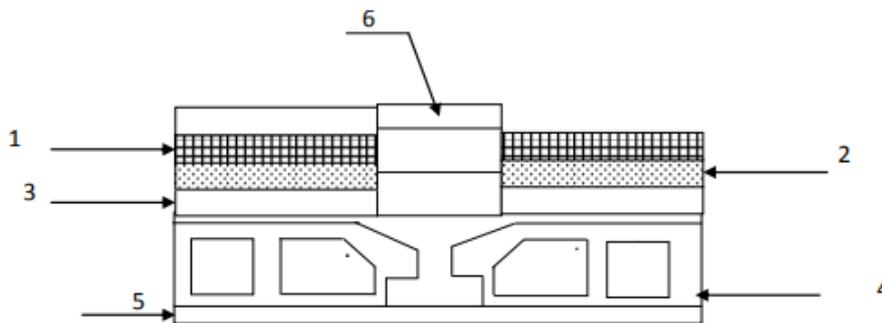
Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

#### ➤ **Les charges d'exploitation :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

#### ➤ **Plancher étage courant :**

Charges permanentes et charges d'exploitation :



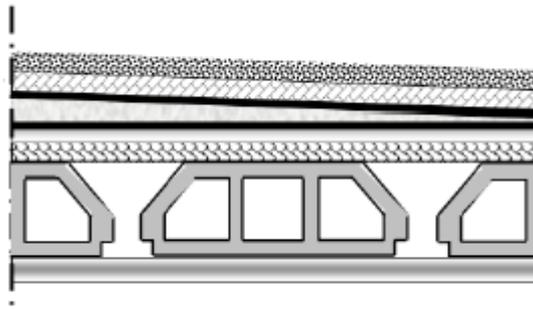
**Figure (III.2) : coupe d'un plancher étage courant et RDC**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	2	20	0,4
2. Mortier de pose	2	20	0,4
3. Lit de sable	3	18	0,54
4. plancher à corps creux 16+4	20	/	2,8
5. Enduit de plâtre	2	10	0,2
6. Cloisons	10	10	1
<b>G totale :</b>			<b>5,34</b>

**Tableau III.2 :** evaluation des charges du plancher etage courant.

### III.3. Plancher terrasse (inaccessible) :

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



### Plancher (inaccessible)

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
1. Gravions de protection roulée	5	17	0,85
2. Étanchéité multicouche	2	/	0,12
3. papier kraft	2 feuilles	/	/
4. Forme de pente	8	22	1,98
3. Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5. Par vapeur	1	1	0,01
5. Dalle à corps creux 16+4	16+4	/	2,8
6. Enduit de plâtre	2	10	0,2
<b>G totale :</b>			<b>6,12</b>

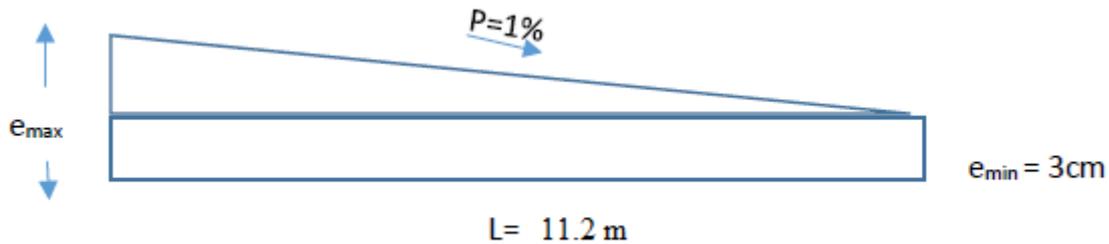
**Tableau III.1 :** evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

La Forme de pente :

On a dans le plan de terrasse la longueur max qui diriger l'eau vers les conduits égal a 9 m avec une pente de 1% donc :

$$e_{\max} = e_{\min} + L * P = 3 + 11.2 * 100 * 0.01 = 14.2 \text{ cm}$$

$$e_{\text{moy}} = e_{\min} + e_{\max} / 2 = (3 + 14.2) / 2 = 8.6 \approx 9 \text{ cm}$$



**III.3.1. Plancher dalle pleine :**

Tableau III.3 : evaluation des charges dalle pleine d' etage courant.

**III.3.2. Balcon :**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	20	0,4
<b>G totale :</b>			<b>5,5</b>

Tableau III.3 : evaluation des charges du Balcon

**III.3.3. Murs double parois en brique creuses :**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur (ciment)	2	20	0.4
Briques extérieur	10	/	0.9
lame d'air	5	0	0
Briques intérieur	10	/	0.9
Enduit intérieur (plâtre)	2	10	0.2
<b>G totale :</b>			<b>2.4</b>

❖ **Le poids de mur sur mètre linéaire :**

$$G_{\text{mur extérieur}} = G \text{ (KN/m}^2\text{)} * H_{\text{mur}}$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{étage}} - H_{\text{PS}} = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$G_{\text{mur extérieur}} = 2.4 * 2.61 = 6.5 \text{ KN/ml.}$$

**III.4. Escalier :**❖ **Palier :**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Palier	20	25	5
Enduit de ciment	2	20	0,4
<b>G totale :</b>			<b>6.8</b>
<b>Q totale</b>			<b>2.5</b>

Tableau III : evaluation des charges du palier.

❖ **Volée :**

Matériaux	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Marche	(17/2)	25	2,13
Paillasse	20	25	5
Enduit de ciment	2	20	0,4
Garde-corps	/	/	0,6
<b>G totale :</b>			<b>9.5</b>
<b>Q totale:</b>			<b>2.5</b>

Tableau III. : evaluation des charges de la volée (paillasse)

**III.5. L'acrotère :**

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes entre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

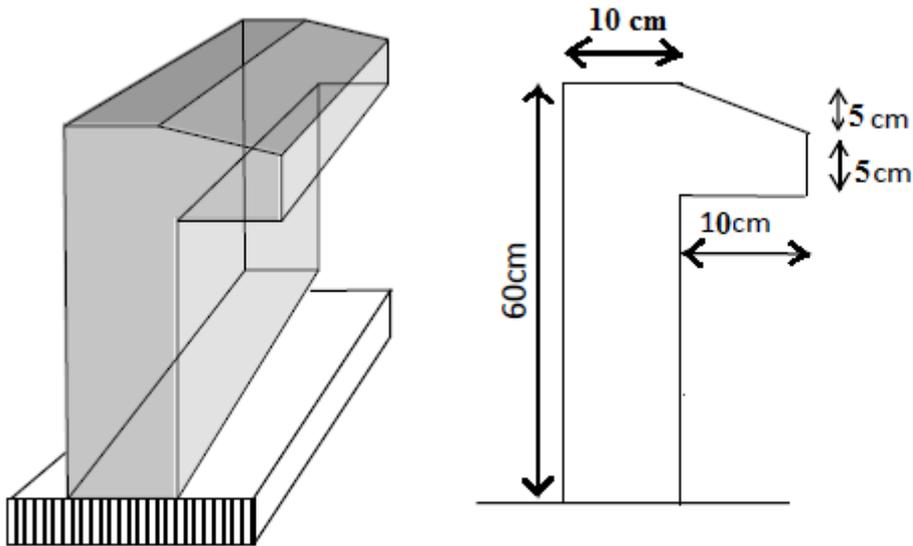


Figure II. dimension de l'acrotère

❖ Poids propre de l'acrotère :

$$P = [(0.6*0.1) + \left(\frac{0.15*0.05*0.1}{2}\right)] \times 1 \times 25$$

**P = 1,75 KN/m<sup>2</sup>**

III.5.1.charge permanant (sous Q)

D'après le (D.T.R)

- Plancher terrasse inaccessible .....1 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher accessible usage habitation ..... 1.5 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher accessible usage hospitalière ..... 3.5 KN/m<sup>2</sup>
- Balcon..... 3.5KN/m<sup>2</sup>
- Escalier..... 2.5KN/m<sup>2</sup>

# CHAPITRE IV

## *MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE*

## ***MODELISATION ET ETUDE SISMIQUE***

### **IV.1.Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### **IV.2 Objectifs de l'étude sismique :**

L'étude parasismique nous permet destiner les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

### **IV.3 Méthode de calcul des forces sismiques :**

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elles soient irrégulière en plan et en élévation.

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.

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.

#### **IV.3.1. La méthode statique équivalente :**

L'objet de cette méthode est la détermination des forces sismiques équivalentes à appliquer à

une structure, et cela à partir de mode fondamentale de vibration avec la totalité de la masse modale. Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure, sont substituées par des forces statiques fictives ; qui ont des effets équivalents à l'action sismique.

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

2- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

a) **Zone I** : tous groupes

b) **Zone IIa** :

- ✓ groupe d'usage 3.
- ✓ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

c) **Zone IIb et III** :

- ✓ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

### **B. la méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### **C. la méthode d'analyse dynamique :**

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.

**Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.**

#### **IV.3.2.1 Principe :**

La réponse à un séisme d'un bâtiment pour une excitation quelconque, peut être obtenue à partir de l'intégrale de Duhamel ou de toute autre méthode d'intégration numérique pas à pas. Notant que la force due à un séisme est donnée par le produit de masse (m), par l'accélération du sol,  $\ddot{x}_s(t)$

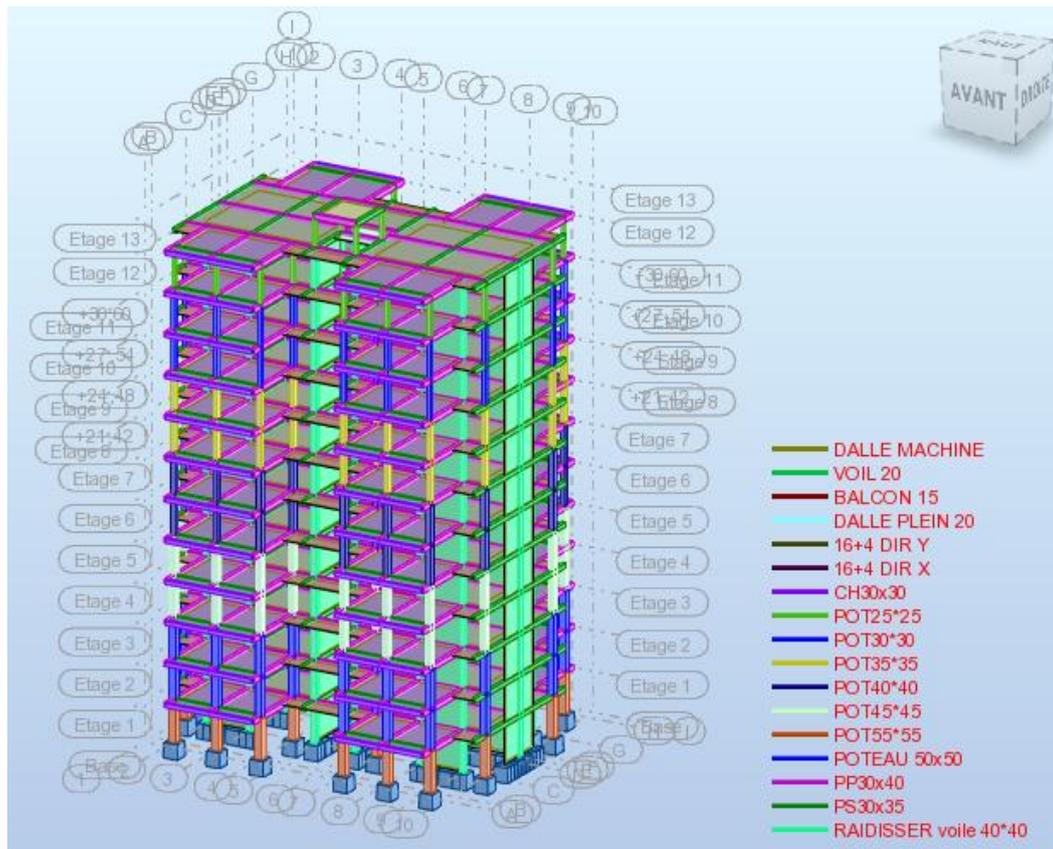
C'est-à-dire  $F(t) = -m\ddot{x}_s(t)$

#### **Description général du logiciel :**

Basé sur la méthode des éléments finis (M.E.F), le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

#### **IV.4. Modélisation :**

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis par le logiciel **Robot structural analysis** qui permettent à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.



**Figure IV .1:** modélisation 3D de la structure sur Robot

#### IV.4.1 Disposition des voiles :

Le choix de l'emplacement des voiles doit répondre à un certain nombre de conditions :

- La quantité doit être suffisamment importante pour assurer une rigidité suffisante tout en restant économique et facile à mettre en oeuvre.
- La symétrie du système structurel pour éviter les forces de torsion néfastes à la structure.
- Éviter les changements substantiels à la structure. Après avoir apporté plusieurs modifications à la disposition des voiles, nous avons choisi une variante, et nous avons obtenu le résultat de la vérification des conditions de sécurité imposées par RPA. Nous montrons ci-dessous la disposition que nous avons adoptée.

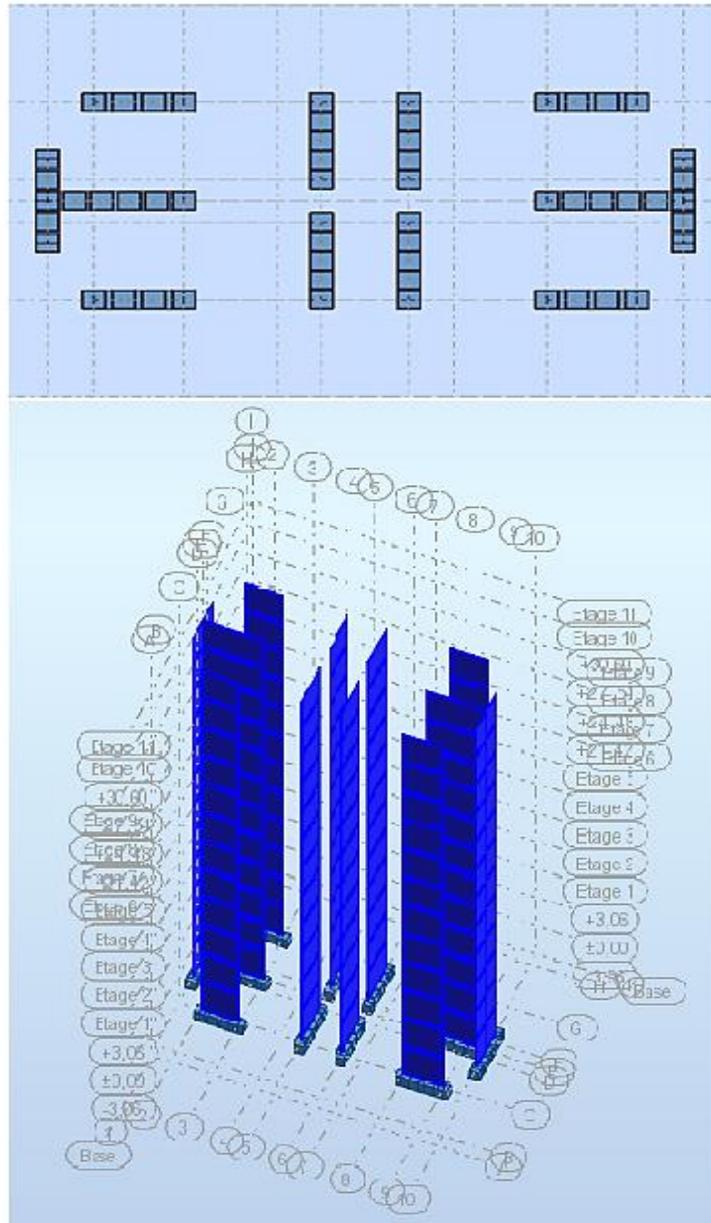


Figure IV.2 : disposition des voiles.

**IV.4.2. Résultats de l'analyse modale :**

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel Robot sont données dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/- 1	1,02	2,1	4,47	2,1	4,47	6276803,67	6276803,67
3/- 2	0,87	4,55	68,89	2,45	64,42	6276803,67	6276803,67
3/- 3	0,83	67,58	70,32	63,03	1,43	6276803,67	6276803,67
3/- 4	0,28	67,81	70,96	0,23	0,64	6276803,67	6276803,67
3/- 5	0,23	67,84	85,26	0,04	14,3	6276803,67	6276803,67
3/- 6	0,2	85,54	85,27	17,7	0,01	6276803,67	6276803,67
3/- 7	0,13	85,6	85,48	0,06	0,22	6276803,67	6276803,67
3/- 8	0,11	85,61	91,19	0,01	5,71	6276803,67	6276803,67
3/- 9	0,09	91,56	91,19	5,96	0	6276803,67	6276803,67

**Tableau IV .1:** période et participation massique.

La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du **9ème** mode pour que la masse atteigne les 90%.

→ 9 modes :

$$\Sigma M_x = 91.56 \% MT > 90\% MT$$

$$\Sigma M_y = 91.19\% MT > 90\% MT$$

$T_1 = 1.02 \text{ s} > 0,7\text{s}$  donc la structure est souple.

**Modes de vibration de structure :**

✓ Selon le taux de participation massique de **2.1%** et **4.47 %** on remarque que le **1ere mode de vibration** est une torsion avec une période **T = 1.02 s**.

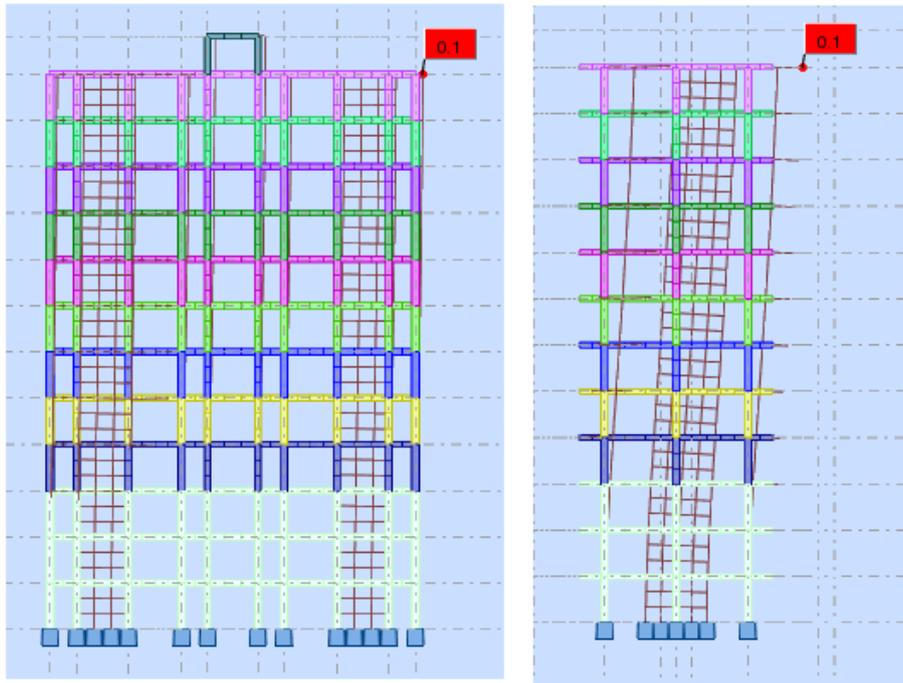


Figure IV.3 : La déformation de la structure selon le plan XZ et YZ pour le 3ème mode.

Selon Le taux de participation massique est de **64,42%** on remarque que le **2eme mode de vibration** est une translation pure selon l'axe Y avec une période **T = 0,87 s**.

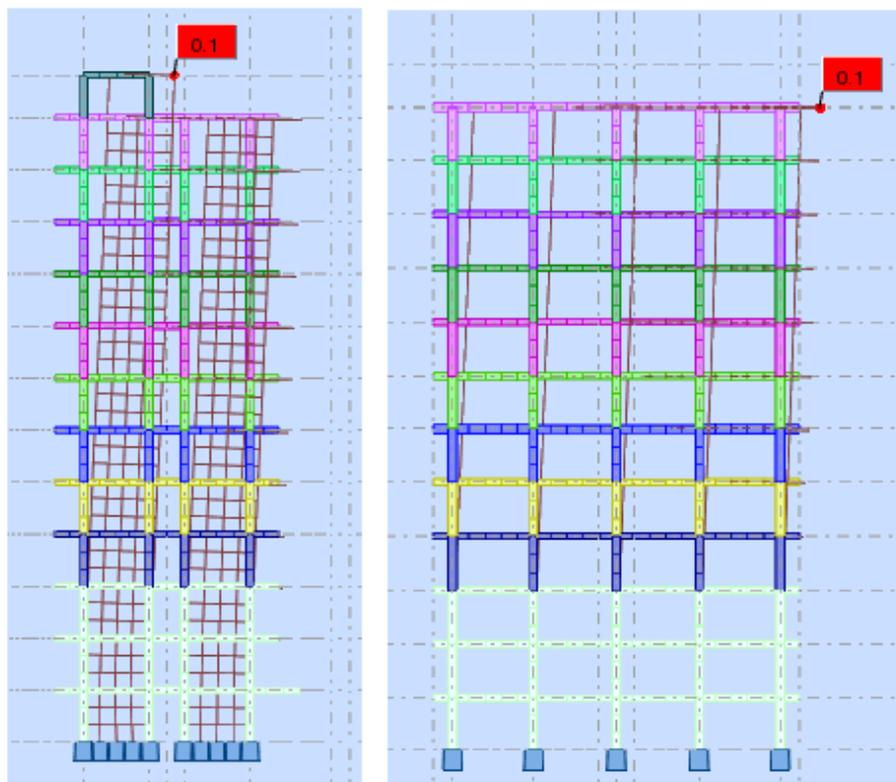
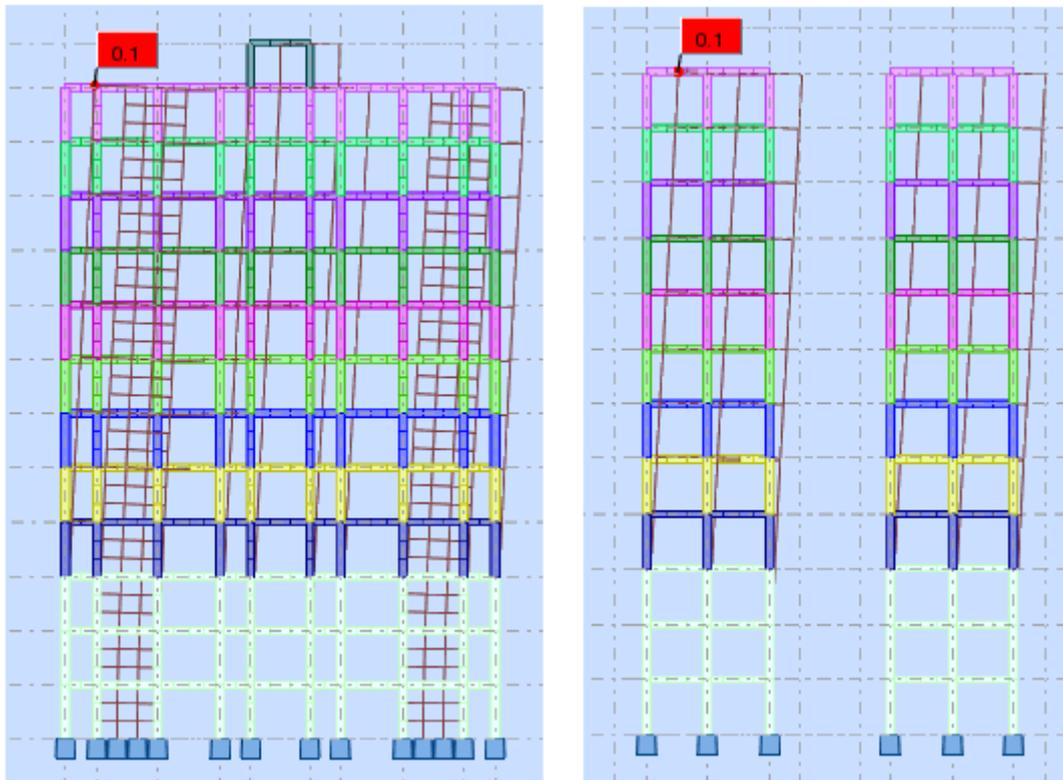


Figure IV.4 : La déformation de la structure selon le plan YZ pour le 1ér mode.

Selon le taux de participation massique de **63,03%** on remarque que le **3<sup>ème</sup> mode de vibration** est une translation pure selon l'axe X avec une période **T = 0,83 s**.



**Figure IV .5: La déformation de la structure selon le plan XZ pour le 2<sup>ème</sup> mode.**

→ En déduire selon les résultats de l'analyse modale que notre structure est symétrique (une meilleur disposition des voiles).

#### IV.5. Caractéristique de l'ouvrage :

- ❖ **La zone sismique** : zone de sismicité moyenne (*zone IIa*)
- ❖ **Le Groupe d'usage** : le groupe d'usage 2' Ouvrages courants ou d'importance Moyenne'
- ❖ **Le Site** : **S3** site meuble
- ❖ **A** : **coefficient d'accélération de la zone** : donné par le tableau 4.1 (RPA99v2003)

suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ⇒

$$A = \boxed{0,15}$$

#### ➤ le facteur de qualité Q :

à retenir selon le critère de la pénalité « **P<sub>q</sub>** » est satisfait ou non en fonction de :

- La Condition minimales sur les files de contreventement (observé)

- La redondance en plan. ( observé)
- La régularité en plan et en élévation (observé)
- Le contrôle de qualité des matériaux (N/observé)
- Le contrôle de qualité de l'exécution. (N/observé)  $Q=1+\Sigma Pq_{51} \Rightarrow Q= 1,15$

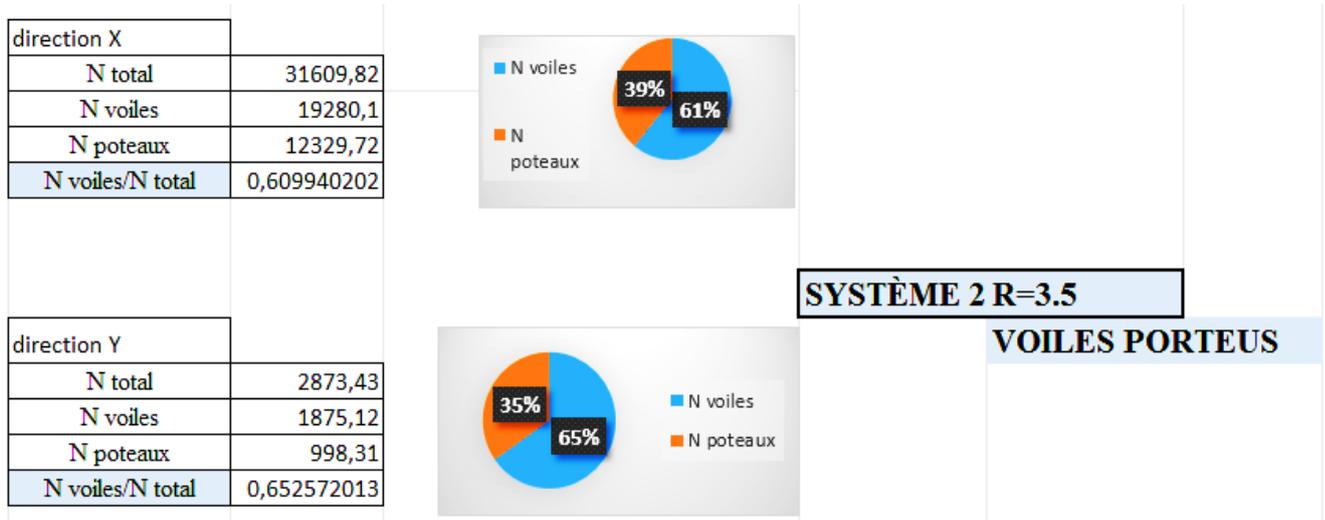
$P_q$		
Critère q »	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10
$Q= 1,15$		

**Tableau IV.2 :** Valeurs des pénalités.

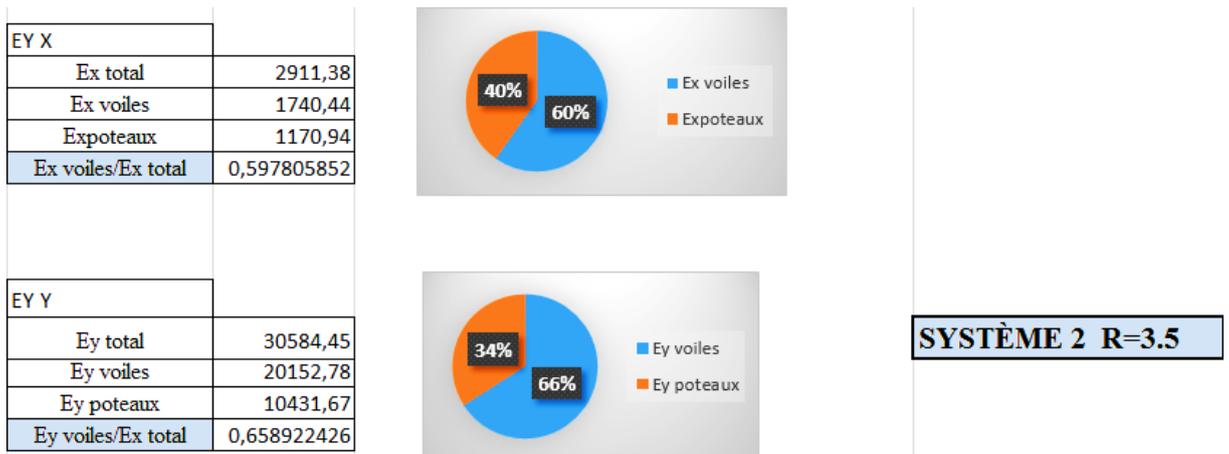
➤ **le coefficient de comportement global de la structure R :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 3.3 de l'RPA99v2003 en fonction du système de contreventement peut être aussi par la participation des effort verticales et des effort tranchant tel que défini dans l'article 3.4 En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents ou trouver une participation des charges défiantes dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

➤ **La participation des sollicitations dues aux charges verticales (voiles/poteaux) :**



➤ *La participation des efforts tranchant entre les voiles et les poteaux :*



- Les voiles dans les deux directions sont reprises > 20% de l'effort normal global de la structure dans chaque direction.
- Les portiques est supporté plus de 25% de l'effort tranchant.

Donc nous avons dans le système 2 (Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé) => **R=3.5** (art 3.4 RPA99n2003)

➤ **les périodes caractéristique associée à la catégorie du site T1 ; T2:**

est donnée par le tableau 3.7 (RPA99v2003) site ferme (catégorie S3)  $\Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ sec} \Rightarrow$

$T_2 = 0.50 \text{ sec}$

➤  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique :

en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.  $\xi$  est donné par le tableau [4.2] des RPA99v2003. Pour un système de contreventement mixte voiles-portiques on prend  $\xi = 10 \%$ .

$\xi$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) de l'RPA99v2003 :

$$\xi = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{ Où } \xi (\%)$$

$$\text{D'où : } \xi = 0,76 \geq 0,7$$

➤ la période fondamentale empirique (pour la méthode statique équivalente):

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4} \text{ (Formule 4-6 de RPA99 / version 2003)}$$

-  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (dans notre structure :  $h_N = 37,36 \text{ m}$ ).

-  $C_t$  : coefficient dépendant du système de contreventement et du type de remplissage, donnée par le tableau (4.6 de l'RPAv2003) (dans notre cas :  $C_t = 0,05$ ).

$$T = 0,05 \times 37,36^{3/4} \Rightarrow T = 0,756 \text{ s}$$

➤ facteur d'amplification dynamique moyen D :

en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

Le facteur D est par ailleurs donné aussi sous forme graphique à la figure 4.1 pour un

$$\text{amortissement } \xi = 5\% \text{ on a } T_2 < T < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow 25 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,75}\right)^{3/4}$$

$$\Rightarrow D = 1,45$$

➤ La masse source :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations.

Poids total de la structure  $W$  égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i),

**formule 4.5 RPA99.V2003**

$$W = \sum W_{ini=1} \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes.
- $W_{Qi}$ : charges d'exploitations.
- $\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

=> Le bâtiment à usage d'habitation =>  $\beta = 0.2$

**Donc la masse source égale a :**  $W_i = W_{Gi} + 0, W_Q$  étage courant

La masse source de la structure a été calculée en utilisant le logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis Professional v2017*, la valeur trouvée est :

$$W_{Gi} = 58499.54 \text{ KN}$$

$$W_Q \text{ étage courant} = 60002.17 \text{ KN}$$

$$\text{Donc ; } W_i = 58499.54 + 0,2 (60002.17) = 60051.78 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_s = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1.15}{3.5} \times 60051.78$$

$$V_s = 4291.56 \text{ Kn}$$

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

	<b>0.8 x Vst (KN)</b>	<b>Vdyn(KN)</b>	<b>Vdyn &gt; 0.8Vst</b>
<b>Sens x</b>	<b>3433.248</b>	<b>4844.89</b>	<b>Vérifier</b>
<b>Sens y</b>	<b>3433.248</b>	<b>4803.33</b>	<b>Vérifier</b>

**Tableau IV.5 :** vérification de la force sismique à la base.

D'après les résultats du tableau, la condition  $V_{dyn} > 0.8V_{st}$  est **vérifiée**.

#### **IV.6. Les vérifications sismiques :**

##### **IV.6. 1. Vérification de l'effort normal réduit :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = Nd Bc \cdot f_{cj} \leq 0,3 \text{ (art 7.4.3.1 del' RPA99v2003) Avec :}$$

- Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière
- $f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton

▪ La vérification de l'effort normal réduit est résumée dans le tableau suivant :

poteau	Nd (kn)	section nécessaire Bc (cm)	b nécessaire (cm)	b adopte (cm)
entre sol RDC etage 1	1881,35	2508,466667	50,0845951	50
etage2 étage3 étage4	1363,37	1817,826667	42,63597855	50
etage5 étage6 étage7	1366,84	1822,453333	42,69020184	50
etage8 étage9 étage10	1264,57	1686,093333	41,06206684	50

▪ Pour les poteaux de la structure de deux niveaux :

Niveau	Combin	Nd (cm)	section nécessaire Bc (cm)	b nécessaire (cm)	b adopte (cm)
entre sol	ELA	1890,35	2520,466667	50,20424949	55
RDC	ELA	1757,18	2342,906667	48,40358113	50
E1	ELA	1592,7	2123,6	46,08253465	50
E2	ELA	1411,52	1882,026667	43,38233127	45
E3	ELA	1222,36	1629,813333	40,37094665	45
E4	ELA	1033,81	1378,413333	37,12698928	40
E5	ELA	850,4	1133,866667	33,67293671	40
E6	ELA	682,35	909,8	30,16289111	35
E7	ELA	536,7	715,6	26,75070093	35
E8	ELA	392,64	523,52	22,88055943	30
E9	ELA	252,62	336,8266667	18,35283811	30
E10	ELA	120,36	160,48	12,6680701	25
dalle machine	ELA	61,93	82,57333333	9,086987033	25

**IV.6.2. Vérification de l'excentricité :**

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. L'analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

SENS X				sens-y			
ex [m]	Lx [m]	ex/Lx	vérification < 15%	ey [m]	Ly [m]	ey/Ly	vérification < 15%
1,24	24,81	5,00%	vérifié	1,48	29,5	5,02%	vérifié
1,24	24,81	5,00%	vérifié	1,48	29,5	5,02%	vérifié
1,24	24,81	5,00%	vérifié	1,48	29,5	5,02%	vérifié
1,24	24,81	5,00%	vérifié	1,62	32,5	4,98%	vérifié
1,24	24,81	5,00%	vérifié	1,62	32,5	4,98%	vérifié
1,24	24,81	5,00%	vérifié	1,62	32,5	4,98%	vérifié
0,73	14,69	4,97%	vérifié	1,09	21,75	5,01%	vérifié

**Tableau IV.6:** vérification de l'excentricité.

**IV.6.3. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :**

Selon le RPA99/Version2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

-  $\Delta_k$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

**Le déplacement horizontal :**

élastique à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit  $\delta_k = R \delta_{ek}$

avec :  $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement de la structure.

**Le déplacement relatif plastique :**

au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

❖ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

4.1 Sens x :

Déplacement entre étages :Selon x								
étage	dr Ux (cm)	he (cm)	1% he(m)	Vérifier	ex [m]	Lx [m]	ex/Lx	verification < 15%
entre sol	0,208	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
RDC	0,45	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
E1	0,632	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
E2	0,776	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
E3	0,88	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
E4	0,959	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
E5	1,008	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
E6	1,04	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
E7	1,048	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
E8	1,046	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
E9	1,03	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
E10	1,01	306	3,06	Vérifier	1,2	24	5,00%	verifié
TOITURE	0,819	205	2,05	Vérifier	0,16	3,3	4,85%	verifié

Tableau IV.7 : vérification des déplacements inter-étage Selon x .

❖ Déplacement maximale :

SENS X			
UX TOT	Htot (cm)	1% ht (m)	Vérifier
10,906	3877	38,77	Vérifier

## 4.2 Sens-y :

## ❖ Déplacement entre étages :

selon y								
étage	dr Uy (cm)	He (cm)	1% he (m)	Vérifier	ey [m]	Ly [m]	ey/Ly	verification < 15%
entre sol	0,258	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
RDC	0,56	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
E1	0,763	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
E2	0,9	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
E3	0,979	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
E4	1,021	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
E5	1,025	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
E6	1,009	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
E7	0,97	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
E8	0,924	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
E9	0,871	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
E10	0,826	306	3,06	Vérifier	1,04	20,8	5,00%	verifié
TOITURE	0,682	205	2,05	Vérifier	0,19	3,7	5,14%	verifié

Tableau IV.8 : vérification des déplacements inter-étage Selon y .

## ❖ Déplacement maximale :

SENS Y			
UY TOT	Htot (cm)	1% ht (m)	Vérifier
10,788	3877	38,77	Vérifier

✚ Toutes les déplacements est < 1% de H étage donc la condition de RPA est **vérifi**

## IV.6.4. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ c'est un phénomène qui se manifeste essentiellement sur les éléments filaires tels que les poteaux. En effet, quel qu'en soit le système de contreventement par voiles ou par poteaux/poutres il s'agira de diminuer les déplacements dus au séisme.

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{Pk.\Delta k}{Vk.hK} < 0.1$$

- **P K** : Poids total de la structure et des charges d'exposition associées au-dessus du niveau
- **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 de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

### 1. dans le sens x :

Selon X								
étage	G (kn)	Q (kn)	Pk (kn)	$\Delta Kx$ (mm)	VKx (mm)	he (cm)	$\Theta$	Vérification
entre sol	-58499,54	-7761,21	-58499,34	0,208	4474,61	306	0,89%	Vérifier
RDC	-52997,14	-7104,99	-52996,94	0,45	4434,76	306	1,76%	Vérifier
E1	-47844,64	-6443,98	-47844,44	0,632	4321,81	306	2,29%	Vérifier
E2	-42889	-5782,98	-42888,8	0,776	4137,58	306	2,63%	Vérifier
E3	-37969,01	-5121,97	-37968,81	0,88	3891,68	306	2,81%	Vérifier
E4	-33080,92	-4460,97	-33080,72	0,959	3607,26	306	2,87%	Vérifier
E5	-28224,74	-3799,96	-28224,54	1,008	3301,58	306	2,82%	Vérifier
E6	-23396,7	-3138,96	-23396,5	1,04	2974,65	306	2,67%	Vérifier
E7	-18596,81	-2477,95	-18596,61	1,048	2603,27	306	2,45%	Vérifier
E8	-13821,32	-1816,95	-13821,12	1,046	2149,27	306	2,20%	Vérifier
E9	-9070,22	-1155,94	-9070,02	1,03	1571,56	306	1,94%	Vérifier
E10	-4339,76	-494,94	-4339,56	1,01	839,94	306	1,71%	Vérifier
TOITURE	-147,74	-12,21	-147,54	0,819	52,88	306	0,75%	Vérifier

**Tableau IV.9:** justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens x-x.

### 2. dans le sens y :

Selon Y								
étage	G (kn)	Q (kn)	Pk (kn)	$\Delta Ky$ (mm)	VKy (mm)	he (cm)	$\Theta$	Vérification
entre sol	-58499,54	-7761,21	-58499,34	0,258	4434,36	306	0,0111	Vérifier
RDC	-52997,14	-7104,99	-52996,94	0,56	4399,55	306	0,0220	Vérifier
E1	-47844,64	-6443,98	-47844,44	0,763	4294,98	306	0,0277	Vérifier
E2	-42889	-5782,98	-42888,8	0,9	4119,2	306	0,0306	Vérifier
E3	-37969,01	-5121,97	-37968,81	0,979	3879,22	306	0,0313	Vérifier
E4	-33080,92	-4460,97	-33080,72	1,021	3594,7	306	0,0307	Vérifier
E5	-28224,74	-3799,96	-28224,54	1,025	3280,3	306	0,0288	Vérifier
E6	-23396,7	-3138,96	-23396,5	1,009	2936,14	306	0,0262	Vérifier
E7	-18596,81	-2477,95	-18596,61	0,97	2543,74	306	0,0231	Vérifier
E8	-13821,32	-1816,95	-13821,12	0,924	2073,57	306	0,0201	Vérifier
E9	-9070,22	-1155,94	-9070,02	0,871	1495,08	306	0,0172	Vérifier
E10	-4339,76	-494,94	-4339,56	0,826	787,32	306	0,0148	Vérifier
TOITURE	-147,74	-12,21	-147,54	0,682	48,56	306	0,0067	Vérifier

**Tableau IV.10:** justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens y-y

On voit bien que la condition  $\theta \leq 0.1$  est largement satisfaite, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$  dans le calcul des éléments structuraux.

**6. Vérification au renversement (l'équilibre statique de bâtiment) :**

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut que le moment stabilisateur (due au poids propre) doit supérieur au moment de renversement (due au séisme).

Suivent l'RPA99v2003 on a une diminution de 20% G favorable dans la combinaison sismique : Donc : **Ms/ Mr  $\geq$  1,25**

Ms : Moment stabilisant, Ms= WG $\times$ L/2 ; Mr : Moment renversant, Mr =  $\sum$  Fi x hi

WG : Poids du bâtiment. ;

F : Force sismique au niveau i.

Selon X			
Mst	Mrev		
MG (kn , m)	Mv (kn , m)	1.25*Mv	Vérification
607472,58	97714,97	122143,713	vérifier

**Tableau VI.8:** vérification au renversement dans le sens x-x .

Solon Y			
Mst	Mrev		
MG (kn , m)	Mv (kn , m)	1.25*Mv	Vérification
701994,48	98210,43	122763,038	vérifier

**Tableau VI.8 :** vérification au renversement dans le sens y-y.

**VI .6 Conclusion :**

Toutes les exigences de sécurité imposée par le RPA sont satisfaites, donc on peut passer au ferrailage des éléments.

# CHAPITRE V

## *Ferraillage des éléments structuraux*

**V.1. Introduction :**

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse

Statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel ROBOT.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
2. Traction simple.
3. Flexion simple.
4. Flexion composée.

✓ Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

✓ Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissants, ils seront donc calculés en flexion composée.

✓ Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec effort tranchant.

**V.1.1. Les Poteaux :****Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système plancher-poutre par point d'appui isolés.

**Leur rôle :**

- ✓ Supporter les charges verticales (effort de compression) ;
- ✓ Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutre pour

Reprendre les efforts horizontaux :

- ✓ Effet des efforts sismiques.
- ✓ Effet de dissymétrie des charges.
- ✓ Effet du vent.
- Limiter l'encombrement.

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée

➤ **Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons  
Suyvantes :

**Selon BAEL 91 :**

E.L.U :  $1,35 G + 1,5 Q$  ..... (1)

E.L.S :  $G + Q$  .....(2)

**Selon le R.P.A 99 :**

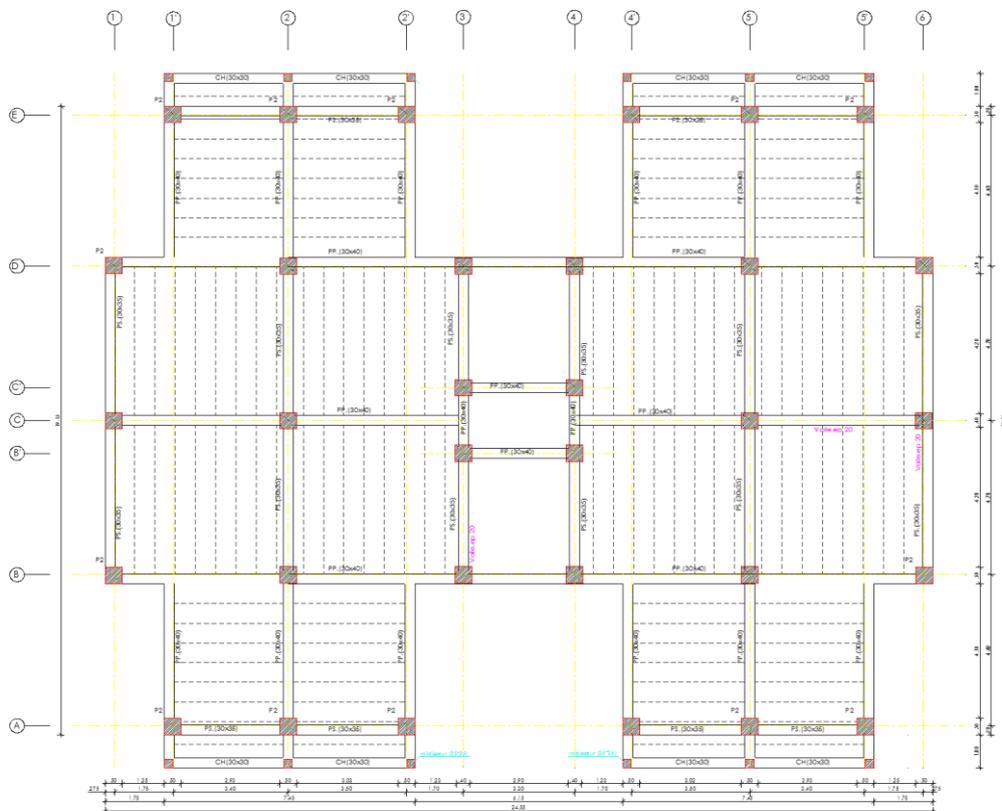
Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$G+Q+EX$ .....(3)       $G + Q + 1.31 EY$ .....(3)

$0,8 \times G \pm EX$        $0,8 \times G \pm 1.32 EY$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la  
Charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une  
Grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des  
Accélérations verticales des séismes.

**V. 1.2. Plans de repérage des poteaux :**



**Figure V.1: Plan de repérage des poteaux RDC jusqu'à étage 9**

**V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :  $\tau_u \leq \tau_{bu}$

▪  $\tau_u$ : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

Avec :  $\tau_u = Vbd$  ; V: l'effort tranchant

▪  $\tau_{bu} = \rho d * f_{c28}$  ..... art 7.4.3.2 ; RPA 99V2003

Avec :

•  $\rho d = 0.075$  ..... si  $\lambda g \geq 5$

•  $\rho d = 0.04$  ..... si  $\lambda g < 5$

$\lambda g$  : est l'élançement géométrique du poteau qui égale à  $\lambda g = (l_f a o u l_f b)$  .art 7.4.2.2-RPA99

**a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

Le poteau appartient à un bâtiment contreventé par des refends, c'est à dire sans mouvement en tête des nœuds.

$$I_{\text{POTEAU}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{55^4}{12} = 762.55 \times 10^3 \text{ cm}^4 > I_{\text{POUTRE}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

Alors :  $l_f = l_0$

$l_0 = H_{\text{entre sol 2}} = 3.06 \Rightarrow l_f (\text{Entre sol 2}) = 3.06 \text{ m.}$

$l_0 = H_{\text{étage}} = 3.06 \Rightarrow l_f (\text{étage}) = 3.06 \text{ m.}$

robot	étage	Poteau (cm xcm)	l'enrobage (cm)	a (m)	$\tau_u$ (Mpa)	$l_f$ (m)	$\lambda g$	$\rho d$	$f_{c28}$ (Mpa)	$\tau_{bu}$ (Mpa)	Observation
	entre sol	55*55	5	0,55	0,14	3,06	5,563	0,075	25	1,875	vérifier
	RDC	50*50	5	0,5	0,17	3,06	6,12	0,075	25	1,875	vérifier
	E1	50*50	5	0,5	0,26	3,06	6,12	0,075	25	1,875	vérifier
	E2	45*45	4,5	0,45	0,3	3,06	6,8	0,075	25	1,875	vérifier
	E3	45*45	4,5	0,45	0,38	3,06	6,8	0,075	25	1,875	vérifier
	E4	40*40	4	0,4	0,38	3,06	7,65	0,075	25	1,875	vérifier
	E5	40*40	4	0,4	0,45	3,06	7,65	0,075	25	1,875	vérifier
	E6	35*35	3,5	0,35	0,41	3,06	8,742	0,075	25	1,875	vérifier
	E7	35*35	3,5	0,35	0,47	3,06	8,742	0,075	25	1,875	vérifier
	E8	30*30	3	0,3	0,4	3,06	10,2	0,075	25	1,875	vérifier
	E9	30*30	3	0,3	0,44	3,06	10,2	0,075	25	1,875	vérifier
	E10	25*25	2,5	0,25	0,27	3,06	12,24	0,075	25	1,875	vérifier
	TOITURE	25*25	2,5	0,25	0,35	3,06	12,24	0,075	25	1,875	vérifier

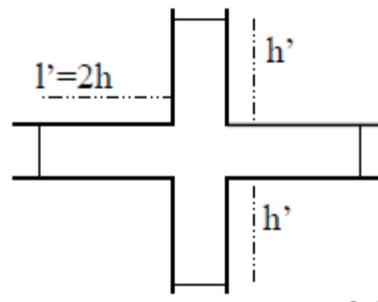
**Tableau V.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes**

**V.2.4. Ferraillage :**

**V.2.4.1. Les armatures longitudinales : (art 7.4.2.1 RPA 99)**

**• Recommandations du RPA 99/version 2003 :**

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ❖ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0.8%(zone IIa).
- ❖ Le pourcentage maximal des armatures longitudinales sera de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  (zone IIa)
- ❖ La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ❖ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ❖  $h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6}; b_1; h_1; 60 \right)$ .



**Figure V .2 :** Les armatures longitudinales

-Le ferraillage sera calculé à l'aide de logiciel *EXEPERT ROBOT 2010* et on compare avec le minimum du RPA99 (Amin).

**Exemple détaillés de calcul :**

Nous allons détailler le calcul du portaux le plus sollicité C26 du niveau entre sol 2 de section  $(55*55) \text{ cm}^2$

Les efforts (N et T) et les moments fléchissant (M) ci-dessous sont obtenait par le logiciel *ROBOT*.

A L'ELU : N =2146.81 KN ; M =30.88 KN.m

a. Excentricité du 1er ordre : .....BAEL, A.4.3, 5

$$e_1 = e_0 + e_a$$

Avec :  $e_0 = MuNu$  excentricité initiale ;  $e_a = \text{max} \left\{ 2cm ; \frac{l}{250} \right\}$  excentricité accidentelle

$$e_1 = \frac{30.88}{2146.81} + 0.02 = 0.014 + 0.02 = \mathbf{3.4 \text{ cm}}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm} ; \frac{306}{250} \right\} = \max \{ 2\text{cm} ; 1.22 \text{ cm} \}$$

b. Sollicitation ultime corrigé par le flambement :

- le poteau est encastre dans le sol

$$I_{\text{POTEAU}} = \frac{a^4}{12} = \frac{55^4}{12} = 762.55 \times 10^3 \text{ cm}^4 > I_{\text{POUTRE}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_{\text{poteaux}} > I_{\text{poutre}} \Rightarrow l_f = 306$$

$$\lambda g = \frac{l_f}{h} = \frac{306}{55} = 5.56 < \max \left( 20 \times \frac{2.3}{55} ; 15 \right) = 15 \dots\dots\dots \mathbf{.CV}$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte forfaitairement de l'excentricité de l'excentricité du 2eme ordre :

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \Phi) \text{ Avec :}$$

$$\alpha : \text{L'effet de la nature des charges : } \alpha = \frac{Mg}{MQ + Mg} = \frac{10}{10 + 0.9} = 0.9$$

$$\Phi : \text{L'effet du fluage : } \Phi = \frac{E_{\text{fluage}}}{E_{\text{inst}}} = 2$$

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times 306^2}{(10^4) \times 55} \times (2 + 0.9 \times 2) = \mathbf{1.9 \text{ cm}}$$

$$\text{Alors : } e = e_1 + e_2 = 3.4 + 1.9 = 5.3 \text{ cm} \Rightarrow e = 0.053 \text{ m}$$

$$\text{Et : } M_u = N_u (e_0 + e_a + e_2) = 2146.81 \times (0.053) = 113.78 \text{ KN.m}$$

❖ D'après logiciel "ROBOT EXPERT" on trouve :

Etage	combinaison	b (cm)	h (cm)	section (cm <sup>2</sup> )	N (kN)	MY (KN.m)	MZ (KN.m)	As1	As2	As (cm <sup>2</sup> )
ES1/ ES2/ RDC	ELU	55	55	3025	2146.81	0.6	1.44	16	16	24.2
	ELAx				1191.16	66.53	5.35			
	ELAy				1065.68	15.60	75.66			
	ELS				1570.30	0.44	1.38			

**Tableau V.2 :** Sollicitations et Les Armatures longitudinales de poteaux.

**Remarque :** on utilise les cas suivant dans chaque état :

ELU :	N max	M correspondent
ELS :	N max	M correspondent
ELAx	M max	N correspondent
ELAy	N min	M correspondent

❖ Les résultats de ferrailage longitudinale sont regroupe dans le tableau suivant :

RPA	BAEL							
étage	poteau	a (cm)	S (cm <sup>2</sup> )	0.8% S	As RPA (cm <sup>2</sup> )	As BAEL (cm <sup>2</sup> )	As adopté	As cm <sup>2</sup>
entre sol	55*55	55	3025	2420	24,2	16	4HA20+8HA14	24,88
RDC	50*50	50	2500	2000	20	10	4HA16+8HA14	20,36
E1	50*50	50	2500	2000				
E2	45*45	45	2025	1620	16,2	9.2	4HA12+8HA14	16,84
E3	45*45	45	2025	1620				
E4	40*40	40	1600	1280	12,8	8	12HA12	13,57
E5	40*40	40	1600	1280				
E6	35*35	35	1225	980	9,8	9.6	4 HA 12 + 4HA 14	10.68
E7	35*35	35	1225	980				
E8	30*30	30	900	720	7,2	11.2	10HA12	11,31
E9	30*30	30	900	720				
E10	25*25	25	625	500	5	10	4HA12+4HA14	10,68
TOITURE	25*25	25	625	500				

**Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux**

**A. Vérification de condition non fragilité :**

$$A_{S_{min}} = 0.8 \% S$$

$$A_{S_{min}} = \frac{0.8 \times 55 \times 55}{100} = 24.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{ft_{28}}{f_e} \cdot b \cdot h = \frac{2.1}{400} \times 55 \times 55 = 15.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24.2 \text{ cm}^2 > A_{min} = 15.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifié}$$

**V.2.4.2. Le Calcul de ferraillage transversal : art 7.4.2.2 (RPA2003)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot 1 \cdot f_e}$$

- **V<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul

- **h<sub>1</sub>** : hauteur total de la section brute.

- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- **ρ<sub>a</sub>** : coefficient correcteur qui tient compte du mode de la rupture par effort tranchant. Il est

$$\text{pris égal à : } \begin{cases} 2.5 & \dots \dots \dots \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \dots \dots \dots \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : **λ<sub>g</sub>** L'élancement géométrique.

- **t** : espacement des armatures transversale

$$\begin{cases} t = \min(10\Phi; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{en zone nodale} \\ t' = 15\Phi \Rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$$

avec: **φ** : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité des armatures transversales minimales est donnée comme suit :

$$A_t = \begin{cases} 0.3\% \times t \times b \text{ si } \lambda_g \geq 5 & \dots \dots (1) \\ 0.8\% \times t \times b \text{ si } \lambda_g \leq 3 & \dots \dots (2) \\ \text{interpolation entre (1) et (2) si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**λ<sub>g</sub>** : est l'élancement géométrique du poteau qui égale à  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \text{ art 7.4.2.2- RPA99}$

**a** et **b** : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

**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 de  $10\phi_t$  minimum.

Espacement des cadres : (exemple de poteaux 55\*55)

✓ **Dans la zone nodale :**

▪  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm}) = (10 \times 3.4\text{cm}, 15\text{cm}) = (34\text{cm}, 15\text{cm})$  15 cm. **on adopte  $t=10$**

✓ **Dans la zone courante :**

▪  $t' = 15\phi_l = 15 \times 3.4 = 51\text{cm}$ . **on adopte  $t'=15$**

Le Calcul de  $\lambda_g$  :  $\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{306}{55} = 5.56 > 5 \Rightarrow \lambda_a = 2.5$

$V_u = 32.97\text{ kN}$

Alors :  $A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 32.97 \times 10^3}{306 \times 400} \times 100 = 0.1\text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0.1\text{ cm}^2$

**La section minimale des cadres :**

Par BAEL :

$$\Phi \geq \frac{1}{3} \Phi_{\text{max}} = 6.6\text{ cm}^2$$

On a :  $\lambda_g = 3.89$

❖ Zone nodal :  $A_t = 0.3\% \times b \times t = 0.003 \times 55 \times 10 = 1.65\text{ cm}^2$

❖ Zone courante :  $A_t = 0.3\% \times b \times t = 0.003 \times 55 \times 15 = 2.47\text{ cm}^2$

**On adopte :**

Dans la zone nodale : **6HA8 = 3.02 cm<sup>2</sup>**

Dans la zone courante : **6HA8 = 3.02 cm**

**V.3. Disposition constructive :**

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\phi$  (zone 2II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des nodales.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum.

**Recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 :

$$40 \Phi \text{ (en zone IIa)} = 40 \cdot 20 = 80 \text{ cm.}$$

**Longueur de la zone nodale :**

$$h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6} ; b1 ; h1 ; 60 \right) \text{ cm}$$

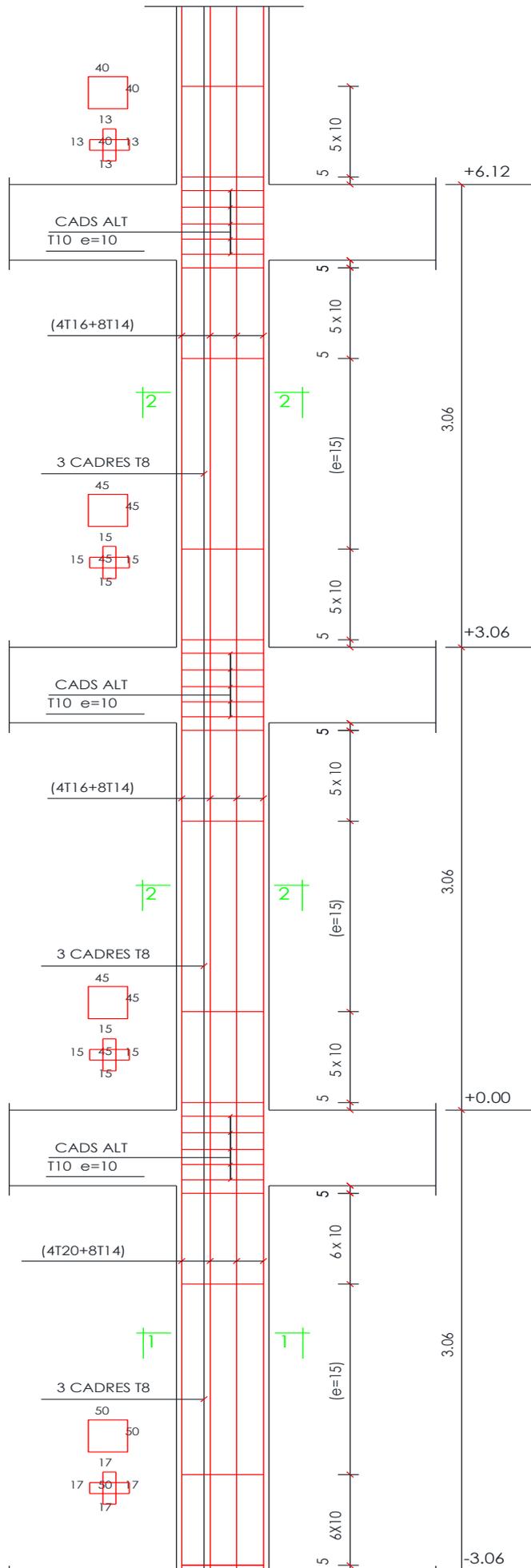
$$h' = \text{Max} \left( \frac{306}{6} ; 55 ; 55 ; 60 \right) = \text{Max} (51 ; 55 ; 55 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

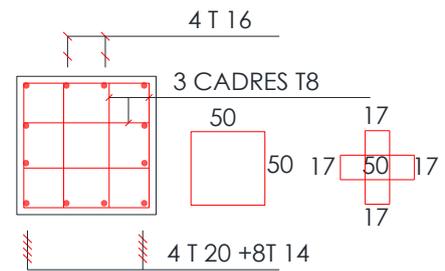
Le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

étage	poteau	a (cm)	lf (cm)	$\lambda g$	$\rho_a$	fe	Vu	L'espacement		armature transversal						longueur de la zone nodale	longueur At calculé At min RPA de rocc
								zone nodal	zone courante	At calculé		At min RPA		Ferrailage			
										zone nodal	zone courante	zone nodal	zone courante	zone nodal	zone courante		
entre sol	55*55	55	306	5,56	2,5	40	32,97	10	15	0,07	0,10	1,65	2,48	6HA8	6HA8	60	66
RDC	50*50	50	306	6,12	2,5	40	40,48	10	15	0,08	0,12	1,50	2,25	6HA8	6HA8	60	60
E1	50*50	50	306	6,12	2,5	40	62,89	10	15	0,13	0,19	1,50	2,25	6HA8	6HA8	60	60
E2	45*45	45	306	6,80	2,5	40	58,58	10	15	0,12	0,18	1,35	2,03	6HA8	6HA8	60	54
E3	45*45	45	306	6,80	2,5	40	76,87	10	15	0,16	0,24	1,35	2,03	6HA8	6HA8	60	54
E4	40*40	40	306	7,65	2,5	40	61,54	10	15	0,13	0,19	1,20	1,80	4HA8	4HA8	60	48
E5	40*40	40	306	7,65	2,5	40	75,42	10	15	0,15	0,23	1,20	1,80	4HA8	4HA8	60	48
E6	35*35	35	306	8,74	2,5	40	53,36	10	15	0,11	0,16	1,05	1,58	4HA8	4HA8	60	42
E7	35*35	35	306	8,74	2,5	40	62,24	10	15	0,13	0,19	1,05	1,58	4HA8	4HA8	60	42
E8	30*30	30	306	10,20	2,5	40	38,48	10	15	0,08	0,12	0,90	1,35	4HA8	4HA8	60	36
E9	30*30	30	306	10,20	2,5	40	42,91	10	15	0,09	0,13	0,90	1,35	4HA8	4HA8	60	36
E10	25*25	25	306	12,24	2,5	40	23,37	10	15	0,05	0,07	0,75	1,13	4HA8	4HA8	60	30
toiture	25*25	25	306	12,24	2,5	40	15,24	10	15	0,03	0,05	0,75	1,13	4HA8	4HA8	60	30

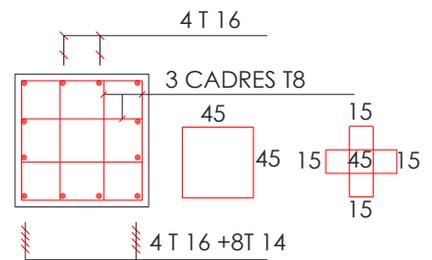
Tableau V.4 : Ferrailage transversal des poteaux.



**COUPE 1-1**



**COUPE 2-2**



**V.4. L'Etude de ferraillage des poutres :**

**V.4.1 Définition :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

**V.4.2 Calcul du ferraillage :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination la section des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Le calcul se fait selon **BAEL B.6.1.2.1** avec les combinaisons suivantes :

- **E L U** 1,35 G + 1,5 Q
- **E L S** G + Q

Selon le **R.P.A 99/version 2003 'ELA'** **G+Q ± E** (présence des voiles)  
**0.8G ± E**

**V.4.3. Dimensionnement et caractéristique des matériaux :**

poutre	Section (cm <sup>2</sup> )		l'enrobage  c = c' (cm)	fc28 MPa	fe MPa	Durable				Accidentelle			
						$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_s$ MPa	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_s$ MPa
	b	h											
PS	30	35	3,5	25	400	1,5	1,15	14,17	348	1,15	1	18,8	400
PP Sens x	30	40	4										
PP Sens y	30	40	4										

**Tableau V.5 : Dimensionnement et caractéristique des matériaux**

**V.4.4. Sollicitation :**

poutre	ELU		ELS		ELA	
	MT (KN,m)	Ma (KN,m)	MT (KN,m)	Ma (KN,m)	MT (KN,m)	Ma (KN,m)
PS 30 35	16,58	-38,84	12,16	-27,97	11,9	-49,04
PP 30 45 Sens x	64,91	-111,96	47,01	-80	46,11	-152,04
PP 30 45 Sens y	35,48	-69,39	25,71	-50,38	29,4	-92,32

**TableauV.6 :** Sollicitations maximales dans les poutres( KN.m)**V.5. Ferrailage longitudinale :****- Recommandation de BAEL91**

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :  $A_{min} \geq A_{min}=0,23.b.d.f_{t28}f_e$

Le taux d'erreur autorisé Dans le choix de l'armature adoptée est 5% de la section calculé

**- Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante.6 % en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :  $40 \varnothing$  en zone IIa.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

**V.5.1. Calcule le ferrailage longitudinal :**

En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferrailage, on a trouvé :

poutre	As calculé (cm <sup>2</sup> )		ferraillage adopté		section adopté (cm <sup>2</sup> )	
	en travée	en appuis	en travée	en appuis	en travée	en appuis
PS 30 35	1,6	4,2	3HA14	3HA14	4,62	4,62
PP 30 40 Sens x	6,7	12	5HA12	6HA16	7,7	12,06
PP 30 40 Sens y	3,7	7,5	3HA14	5HA14	4,62	7,7

**TableauV.7 :** Ferraillage des poutres principales et secondaires.

**V.5. 2Vérification de ferraillage longitudinale :**

poutre	vérification						
	As min de BAEL91	vérification de non fragilité	As min de RPA99	vérification de section min de	As max de l'RPA99 v2003en cm <sup>2</sup>		
					Zone courant	Zone de recouvre ment	Vérification
PS 30 35	1,123	<b>vérifié</b>	5,25	<b>vérifié</b>	42	63	<b>vérifié</b>
PP 30 40	1,485	<b>vérifié</b>	6,75	<b>vérifié</b>	54	81	<b>vérifié</b>
PP 30 40	1,485	<b>vérifié</b>	6,75	<b>vérifié</b>	54	81	<b>vérifié</b>

**TableauV.8 :** Ferraillage des poutres principales et secondaires.

**V.5.3. Vérification de la flèche :**

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par  $\Delta_{fadm} = L/50$

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

poutre	L (cm)	Mg	Mq	As travée (cm <sup>2</sup> )	As appuis (cm <sup>2</sup> )	Δft (mm)	Δfadm (mm)	Vérification
PP 30 40 sens x	520	50,35	61,44	7,7	12,06	9,2	10,40	Vérifié
PP 30 40 sens y	460	36,04	39,03	4,62	7,7	6,2	9,20	Vérifié
PS 30 35	470	17,67	21,41	4,62	4,62	4,2	9,40	Vérifié

**Tableau V.8 :** Vérification de la flèche

➤ **Recouvrement :**

Selon l’RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de 40 Ø donc :

barre	longueur de recouvrement (cm)
12	48
14	56
16	64

**Tableau V.9 :** Recouvrement

**V.6. Ferrailage transversale :**

• **Recommandation de BAEL91 :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_u$

- La contrainte de cisaillement est donnée par :  $\tau_u = V_{ub}.d$

-  $\tau_u = \min (0,15f_c28\gamma_b; 4MPa)$  –pour un fessuration prejudiciable-

✓ Choix des armatures transversales : selon le B.A.E.L

$$\text{Ø}t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \text{Ø}l \right) \text{ (l'article A7.2.2)}$$

h : hauteur totale de la poutre.

bo : largeur de l’âme

Ces armatures doivent faire avec l’axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  (dans notre cas on utilise  $\alpha=90^\circ$ ) Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

L’espace maximal :  $St \leq \min (0.9d; 40cm)$

$$St \leq \frac{0,9 \times At \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times \tau_u} \dots \dots \dots \text{ reprise de baronage}$$

Section minimale At des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$St \leq \frac{At \times f_e}{0,4 \times b}$$

• **Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

La quantité des armatures transversales est de  $A_t=0.003 \times B$  ;

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

- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de «  $h/4 ; 12\Phi$  »
- En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de «  $S \leq h/2$  »

**V.6.1. Calcul et vérification de ferrailage transversal**

**A. Selon BAEL91 :**

	section (cm)		l'enrobage c (cm)	$\phi_t$ max (mm)	$\phi_t$ adopté	AT adopté	At (mm <sup>2</sup> )	St doit <	St doit < a	St max (cm)
	b	h								
PP 30 40 sens x	30	40	4	11,4	8	4 $\phi_8$	201	25,39	104,66	32,4
PP 30 40 sens y	30	40	4	11,4	8	4 $\phi_8$	201	25,39	104,66	32,4
PS 30 35	30	35	3,5	10	8	4 $\phi_8$	201	32,76	104,66	28,3

**Tableau V.10 : vérification de ferrailage transversal Selon BAEL91.**

**B. Selon l'RPA99v2003 :**

	section (cm)		l'enrobage c (cm)	St max		St adopté	
	b	h		Zone nodale	Zone courant	Zone nodale	Zone courant
PP 30 40 sens x	30	40	4	10	20	10	20
PP 30 40 sens y	30	40	4	10	20	10	20
PS 30 35	30	35	3,5	8	17,2	10	20

**Tableau V.11 : vérification de ferrailage transversal Selon l'RPA99v2003.**

**C. La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

	At	
	Zone nodale	Zone courant
PP 30 40 sens x	1,8	0,9
PP 30 40 sens y	1,8	0,9
PS 30 35	1,35	0,72
	vérifié	vérifié

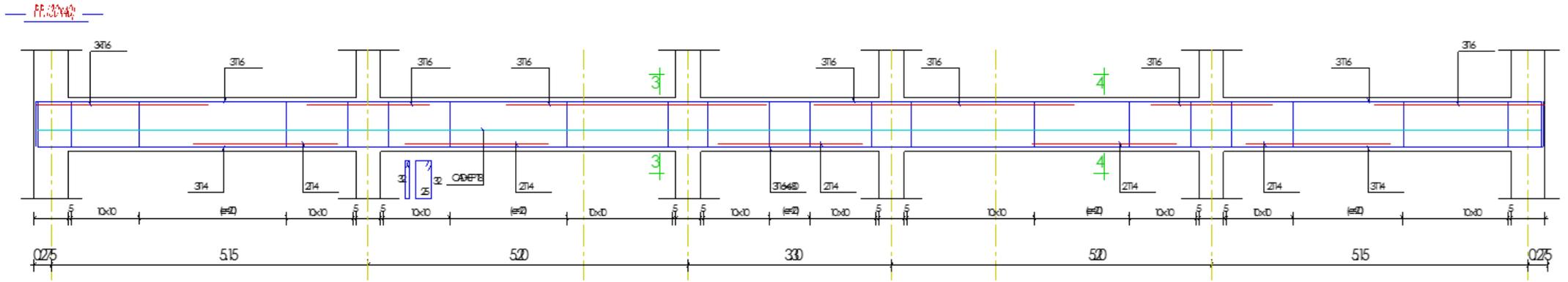
**TableauV.11** : section minimale des armatures transversales selon le **RPA**.**Remarque :**

Le nombre des cadres est calculé conformément à la longueur de la poutre.

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

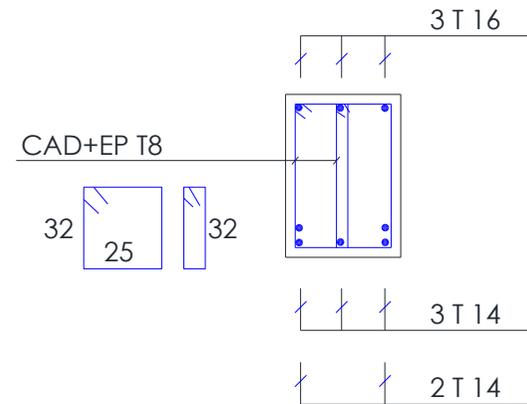
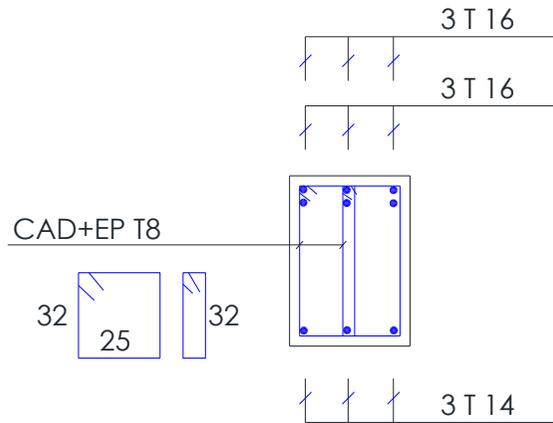
**V.6.2.Schéma de ferrailage :**

Pp

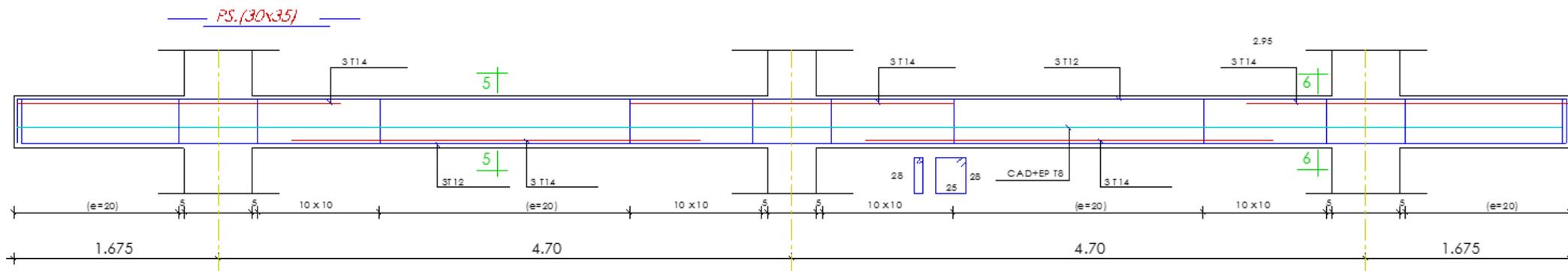


*COUPE 3-3*

*COUPE 4-4*

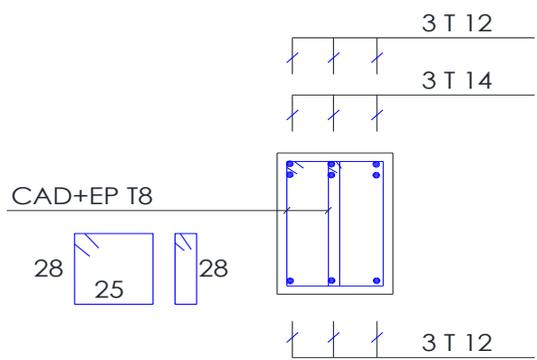
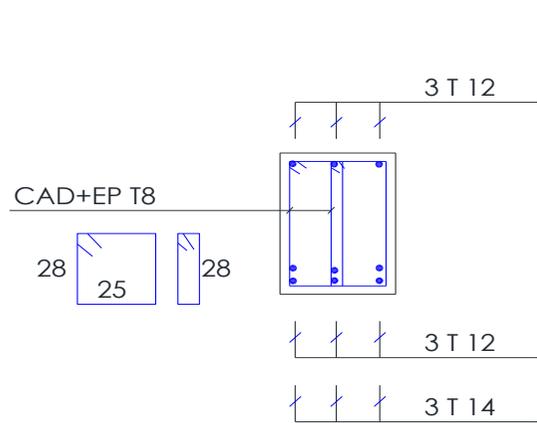


Ps



*COUPE 5-5*

*COUPE 6-6*



**V.7. L'Etude de ferraillage des voiles :****V.7.1. Introduction :**

Les voiles sont des éléments en béton armé ou la longueur est au moins quatre fois supérieure à la largeur. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Ils seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant  $V$ , et verticalement à la flexion composée sous un effort normal de compression  $N$  et un moment de flexion  $M$ , ces derniers seront tirés à partir du logiciel robot sous les combinaisons d'action suivantes :

1. Selon le règlement BAEL 91 (situation durable) :

- ELU  $1.35G+1.5Q$
- ELS  $G+Q$

2. Selon le RPA (Situation accidentelle) :

- $G+Q+EDX$
- $G+Q+1.31EDY$
- $0.8G+EDX$
- $0.8G+1.31EDY$

**V.7.2 Le Ferraillage :**

Deux modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

**V.7.3 Armatures longitudinales :**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles LE CALCUL A ETE FAIT DIRECTEMENT A PARTIR DES EFFORT NORMAUX DONNEE PAR ETABS.

On distingue 2 cas :

- Si la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

**$A_{min} = 0,15\% (b.h)$**

- Si la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée " , la section des armatures verticales : **As=Ft/fe**

Le ferraillage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

**3.2 contrainte limite de cisaillement :**

Il faut vérifier la condition suivante :

❖  $\tau_u = \frac{V}{bd} \leq 0,2 f_{c28} = 0.2 * 25 = 5 \text{ MPA}$  ..... art 7.7.2-RPA99

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

❖  $\tau_u = \frac{V}{bd} = 0.11 \text{ MPa}$  Alors :

$\tau_u < 0.2 * f_{c28}$ ..... vérifie

**V.7. 4 Les Conditions du ferraillage des voiles :**

Pour le ferraillage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions préconisées par le RPA99 :

**• Le Ferraillage vertical : art 7.7.4.1-RPA**

Ces armatures sont destinées à reprendre les effets des flexions, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ils doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ❖ Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue 0. 20%.
  - ❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
  - ❖ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets a la partie supérieur.
- Toutes les autres cadres n'ont pas de crochets.
- ❖ A chaque extrémité l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15 cm.

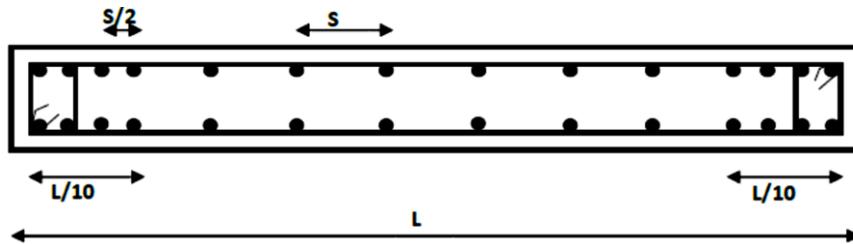


Figure V .3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

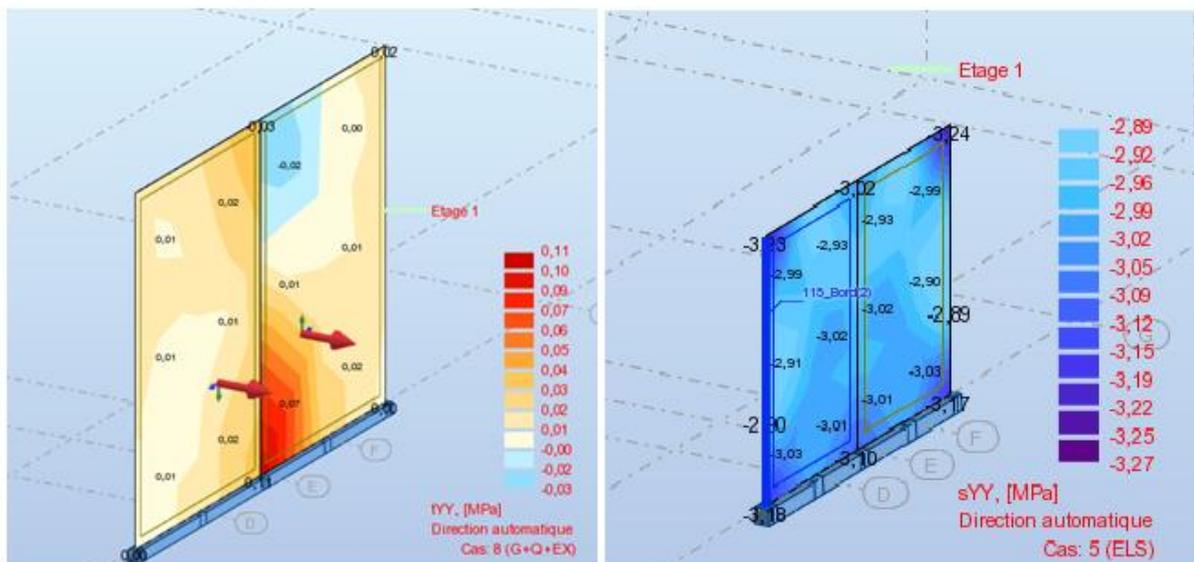


Figure V .3 : Voile a ELS et Ex

• **Le Ferrailage horizontale : art 7.7.4.2 ; RPA**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$

- **Règles communes :** ( art 7.7.4.3 ; RPA)

❖ **Section minimal d'armature :**

0.15% de la section globale du voile

0.1% en zone courante

❖ **Espacement des aciers horizontaux et verticaux :**

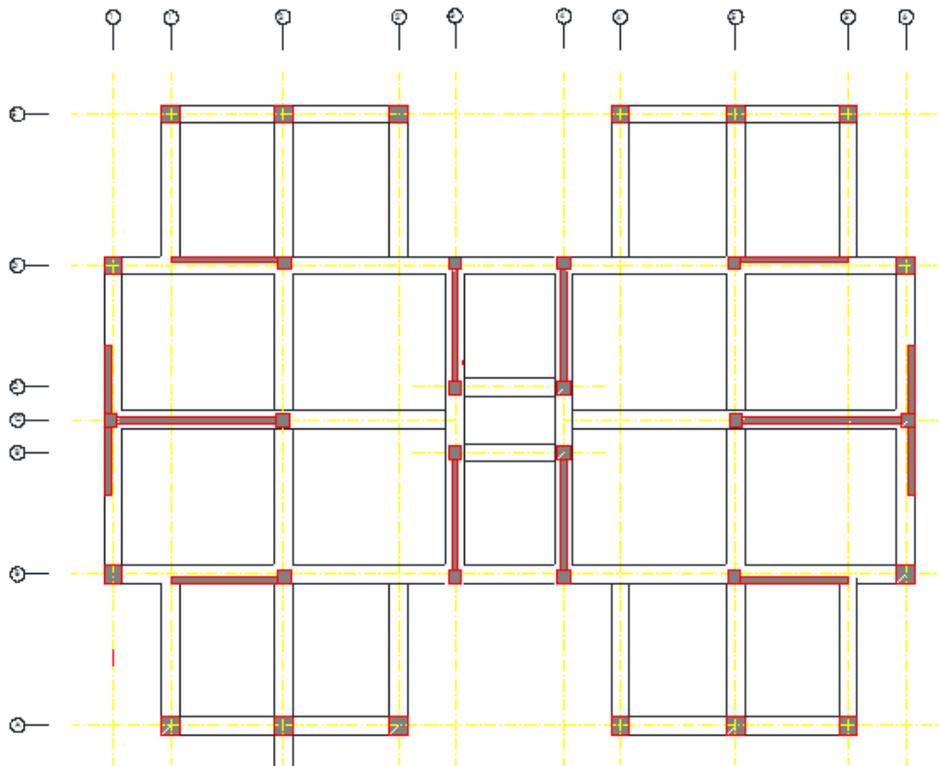
$t \leq \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$

a : épaisseur du voile

❖ **Longueur de recouvrement :**

$40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible

$20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.



#### V. 4.3. Plan de repérage des voiles

#### V.7. 5 Ferrailage du trumeau :

Le voile est calculé verticalement suivant son plan moyen en flexion composée et à l'effort tranchant, Notre exemple se limitera au voile "V5" de section  $20 \times 270$  cm<sup>2</sup>.

Selon l'article 7.7.4 du RPA99, le calcul du ferrailage vertical et horizontal des trumeaux se fait dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé. Le ferrailage sera calculé à l'aide de la méthode de contrainte et on compare avec le minimum du RPA99 (Amin).

#### V.7.6. Le Ferrailage vertical :

##### A-Méthode des contraintes (méthode des bandes) :

On va assimiler notre système de voile à une pièce de béton armé qui non fissuré et calculer la contrainte au niveau de chaque point selon la longueur de voile.

**a)- La dimension de la section d'acier longitudinale :**

- $\sigma_t = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I}$  : contrainte à la traction.
- $\sigma_c = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I}$  : contrainte à la compression.

D'après logiciel robot on a :

Sous la combinaison sismique : 0.8G+Ey

$$V = 2 \text{ m}$$

$$S = 1 \times a$$

$$S = 4 \times 0.2 = 0.8 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} N = 1435.65 \\ M = -4145.68 \end{array} \right\} 0.8 \text{ G+Ey}$$

Donc :

$$\sigma_c = \frac{1435.65}{0.8} + \frac{4145.86 \times 2}{1.066}$$

$$\sigma_c = 9572.91 \text{ kn/m}^2 = 9.572 \text{ mpa}$$

$$\sigma_T = \frac{1435.65}{0.8} - \frac{4145.86 \times 2}{1.066}$$

$$\sigma_T = -5983.78 \text{ kn/m}^2 = -5.983 \text{ mpa}$$

Alors :

$$\frac{lc}{L} = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \Rightarrow lc = \left( \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \right) L \Rightarrow lc = \left( \frac{9572.91}{9572.91 + 5983.78} \right) \times 4$$

$$\mathbf{Lc = 2.46 \text{ m}}$$

$$L_t = L - lc = 4 - 2.46 = 1.54 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{lt = 1.54 \text{ m}}$$

Les méthodes approches division la partie tendue en plusieurs parties (des bondes) pour connaître la quantité de ferrailage dans chaque partie car la contrainte est variée entre  $\sigma_{max}$  et 0.

Le règlement autorise à prendre :

$$\diamond d_{max} \leq \frac{2}{3} lc \text{ et } d_{max} = \frac{he}{2}$$

$$\diamond \text{ La force de traction } Ft = \frac{\sigma_t}{2} \times lt \times e = \frac{5983.78}{2} \times 1.54 \times 0.2 \Rightarrow \mathbf{Ft = 921.5 \text{ KN}}$$

$$\diamond \text{ La section des armatures verticale est : } \mathbf{As} = \frac{Ft}{f_e} = \frac{921.5}{40} = \mathbf{23.03 \text{ cm}^2}$$

**On adopte 8 HA 12**

$$\diamond \text{ Ferrailage minimal Globalement dans le voile } A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_{min} = 3 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Ferrailage minimal dans la zone tendue } A_{min} = 0.2\% \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 100 = \mathbf{4 \text{ cm}^2}$$

**V.7.7. Le Ferrailage horizontale :**

- ❖ En premier on fixe l'espaceur :

$$St \leq \min (1.5a ; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30) = 30\text{cm}$$

$$\mathbf{St = 30\text{ cm}}$$

- ❖ On calcul à présent la section d'armatures transversale :
- ✓ Selon le BAEL 91 (Ritter-Morsch) :

$$\frac{At}{b_0 \cdot St} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle.

Avec :

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPA} \implies (\text{résulta de robot})$$

St : Espaceur d'armateur.

Fe : Limite élastique

$\alpha$  : Angle d'inclinaison des armatures transversales ( $\alpha = 90^\circ$ )

$$At \geq \frac{0.2 \times 20 \times 25}{0.9 \times 400 \times 1} = 0.27 \text{ cm}^2$$

- ❖ **La quantité des armatures minimale :**

- **Selon RPA99 (art 7.7.4.3) :**

Ferrailage minimal Globalement dans le voile :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = \frac{0.15 \times 20 \times 100}{100} \rightarrow A_{\min} = 3 \text{ cm}^2$$

- **Selon BAEL 91 (art A.5.1.22) :**

$$\frac{At_{\min}}{b_0 \cdot St} = \frac{0.4}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.4}{400} \times 20 \times 30 = 0.6 \text{ cm}^2$$

- ❖ **On adopte  $\Rightarrow At_{\min} = 3 \text{ cm}^2$**

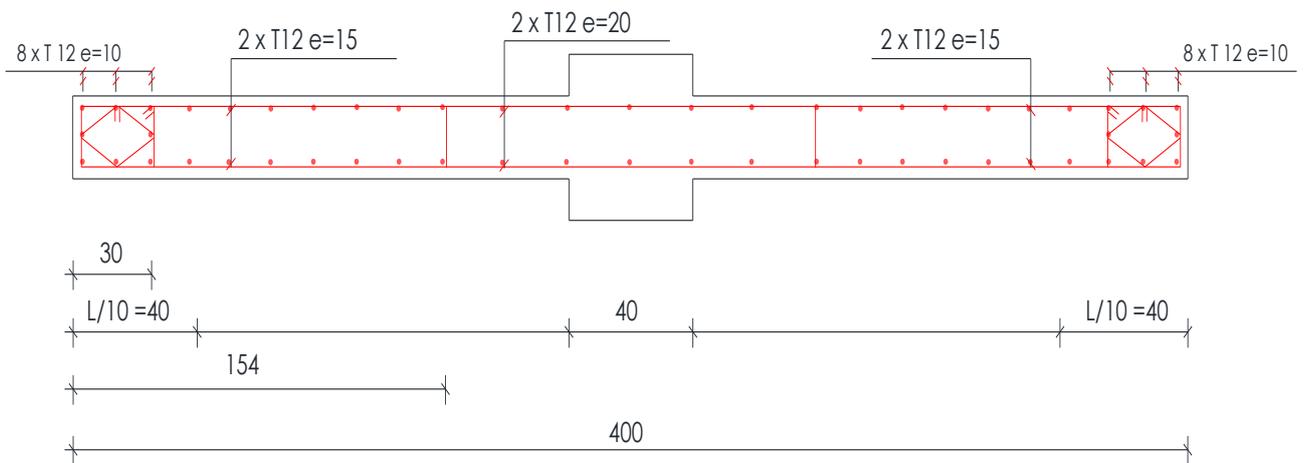
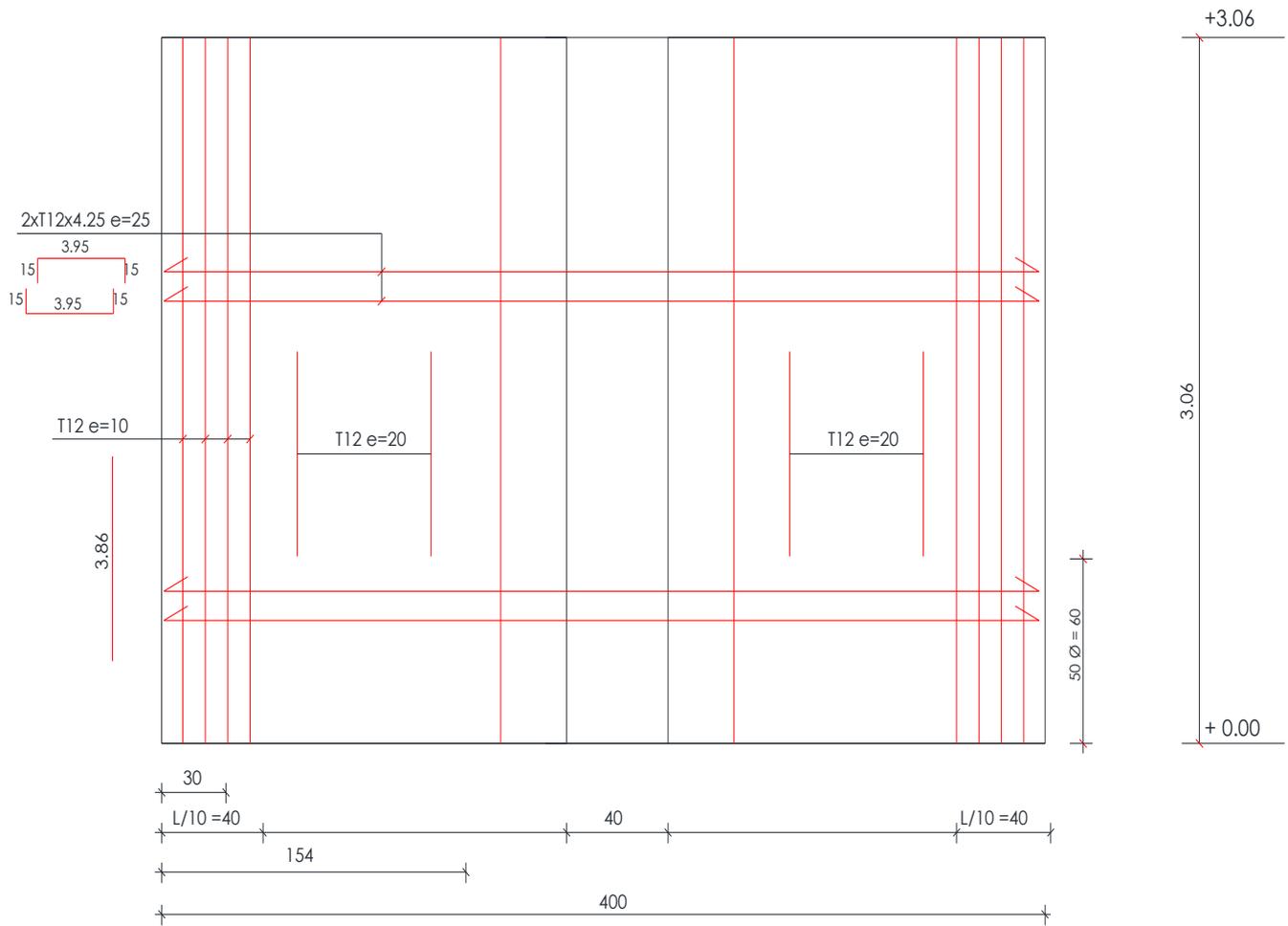
Donc on adopte un ferrailage horizontal en HA12 avec espaceur de 30 cm.

- ❖ Ce ferrailage est adopté pour l'entre sol 1 et 2.

**Remarque :**

D'après le RPA99 le ferrailage sera fait en double nappes qui doit être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré et dans Chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**V.7.8 Schéma de ferrailage :**



**V.8. Voile périphérique :****V.8. 1- INTRODUCTION :**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol

**V.8. 2-ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :****V.8. 2.1-Pré dimensionnement :**

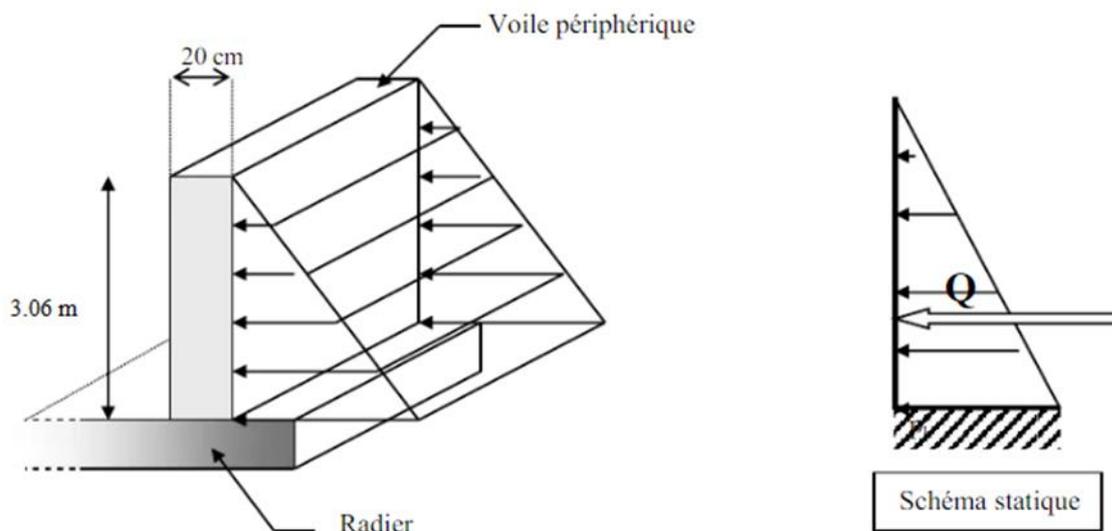
D'après le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes : Epaisseur  $\geq 15$  cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

Un recouvrement de 40 Pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de :  $e = 20$  cm. La hauteur de voile périphérique = 4 m.



### V.8.2 Étude du mur voile périphérique :

Le mur voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, en d'autres termes, c'est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres. Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau ( $\pm 00$ ). D'après le (RPA99V2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

#### V.8.2.1 Calcul de la poussée des terres :

Le mur voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes, 1983 – calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé). On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension ( $2.5 \times 3.06$ ) m<sup>2</sup>. La contrainte engendrée par la poussée des terres  $q$  dû au poids volumique des terres est exprimée comme suit :  $q = \gamma \times h_e \times A$

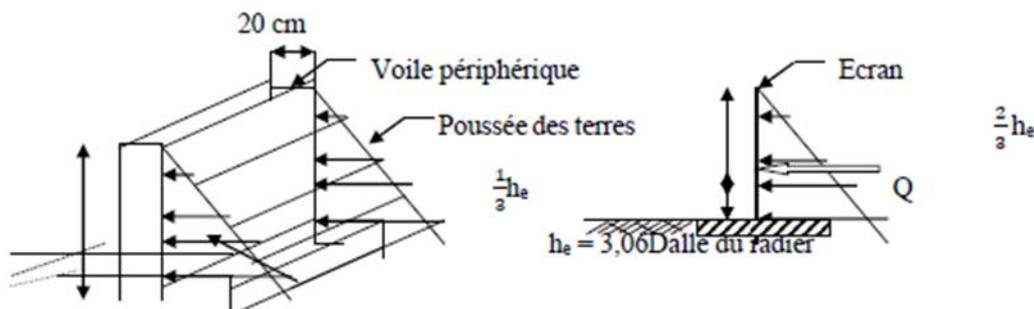
Où :

$\gamma$  : poids volumique des terres  $\rightarrow \gamma = 16.2 \text{ KN/m}^3$ .

$A$ : coefficient de poussée  $\rightarrow A = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$   $\varphi$ : angle de frottement de la terre

Pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles  $\rightarrow \varphi = 30^\circ$

**Épaisseur du mur** :  $e = 20 \text{ cm}$



$$A = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) \rightarrow A = \tan^2(180/4 - 30/2) \rightarrow A = 0,33$$

$h$  : Hauteur du mur voile ( $h = 3,06m$ )

**a) La poussée des terres :**

$$Q = 1.02 \times 16.2 \times 3.06 \times 0,33 = 16.69 \text{ KN/ml}$$

**b) Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$p = 10 \times 0,33 = 3,3 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul de sollicitation :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{306}{470} = 0,65 > 0,4 \text{ (La dalle travaille dans les 2 sens).}$$

$$\rho = 0,65 \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

• **E.L.U :**

$$q_u = 1,35 Q + 1,5 p = 27.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0751 \times 27.48 \times 3,06^2 = 19.32 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,3613 \times 19.32 = 6.9 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 19.32 = 16.42 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 6.9 = 5.86 \text{ kN.m}$$

• **En appui :**

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_x = 0,5 \times 19.32 = 9.66 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_y = 0,5 \times 6.9 = 3.45 \text{ kN.m}$$

• **ELS :**

$$q_{ser} = p + q = 19.99 \text{ KN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0751 \times 19,99 \times 3,06^2 = 14,05 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,3613 \times 14,05 = 5,07 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 0,85 \times 14,05 = 11,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 0,85 \times 5,07 = 4,3 \text{ kN.m}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = 0,5.M_x = 0,5 \times 14,05 = 7,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5.M_y = 0,5 \times 5,07 = 2,53 \text{ kN.m}$$

Calcul du ferraillage du voile périphérique. (robot expert)

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} .$$

Sens x

	(+) Mt (kN*m)	(-)Ma (kN*m)
ELU	16.42	-9.66
ELS	11.94	-7.02

$$A_{S_{travée}} = 3.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en adopte3 HA14}$$

$$A_{S_{appui}} = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en adopte3 HA14}$$

Sens y

	(+) Mt (kN*m)	(-)Ma (kN*m)
ELU	<b>5.86</b>	<b>-3.45</b>
ELS	<b>4.3</b>	<b>-2.53</b>

$$A_{S_{travée}} = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en adopte3 HA12}$$

$$A_{s_{appui}} = 2.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en adopte 3 HA12}$$

➤ L'espacement :

$$St \leq \min(1.5a ; 30\text{cm}) \rightarrow St \leq \min(1.5 \times 20 ; 30\text{cm})$$

$$St = 30\text{cm}$$

Selon RPA

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = \frac{0.15 \times 20 \times 100}{100} = 3 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b.d$$

$$\text{Avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} 100 \times 18 = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus:

$$\tau_u = 1.27 \text{ Mpa (ROBOT)}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration préjudiciables.

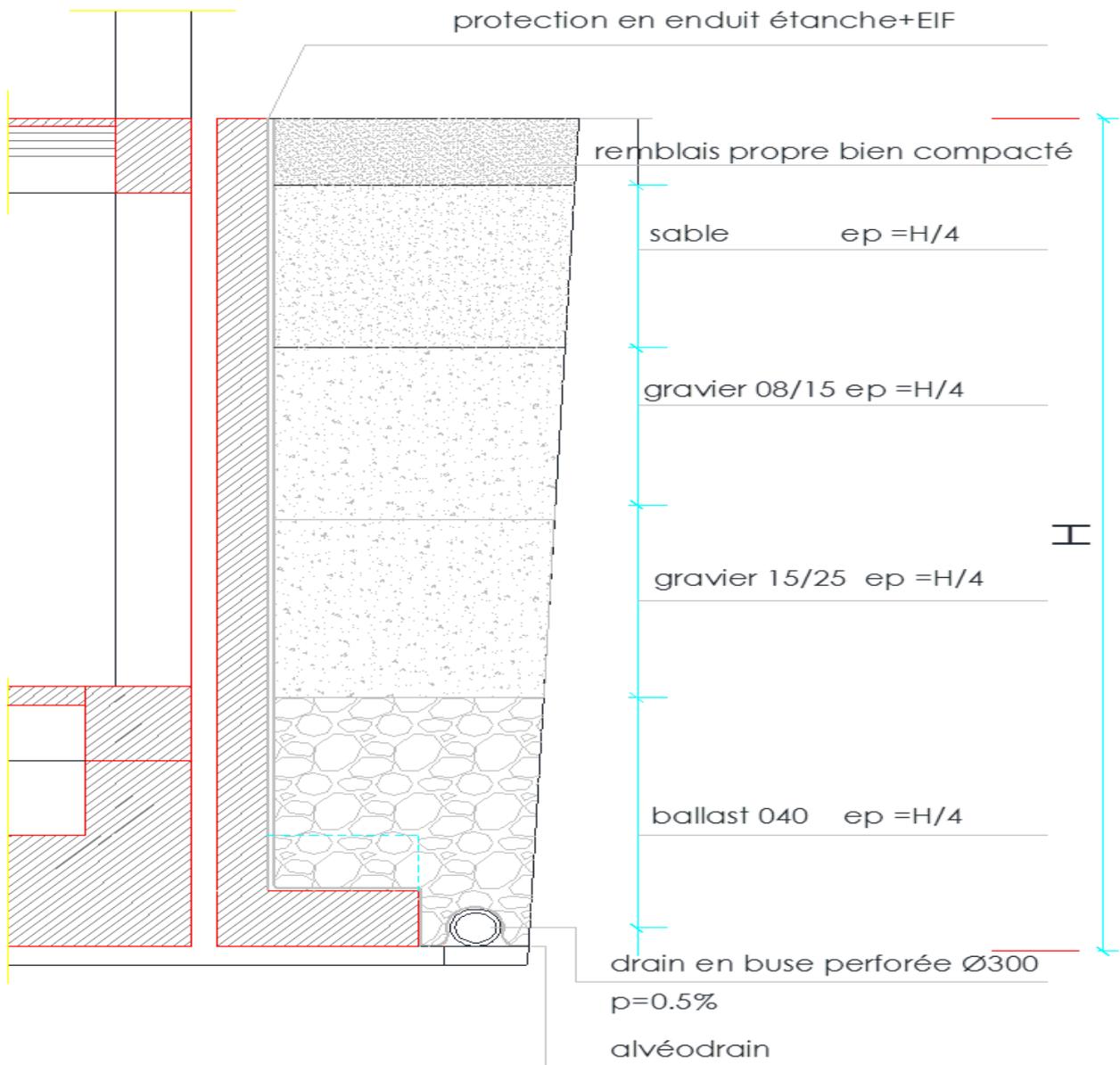
$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

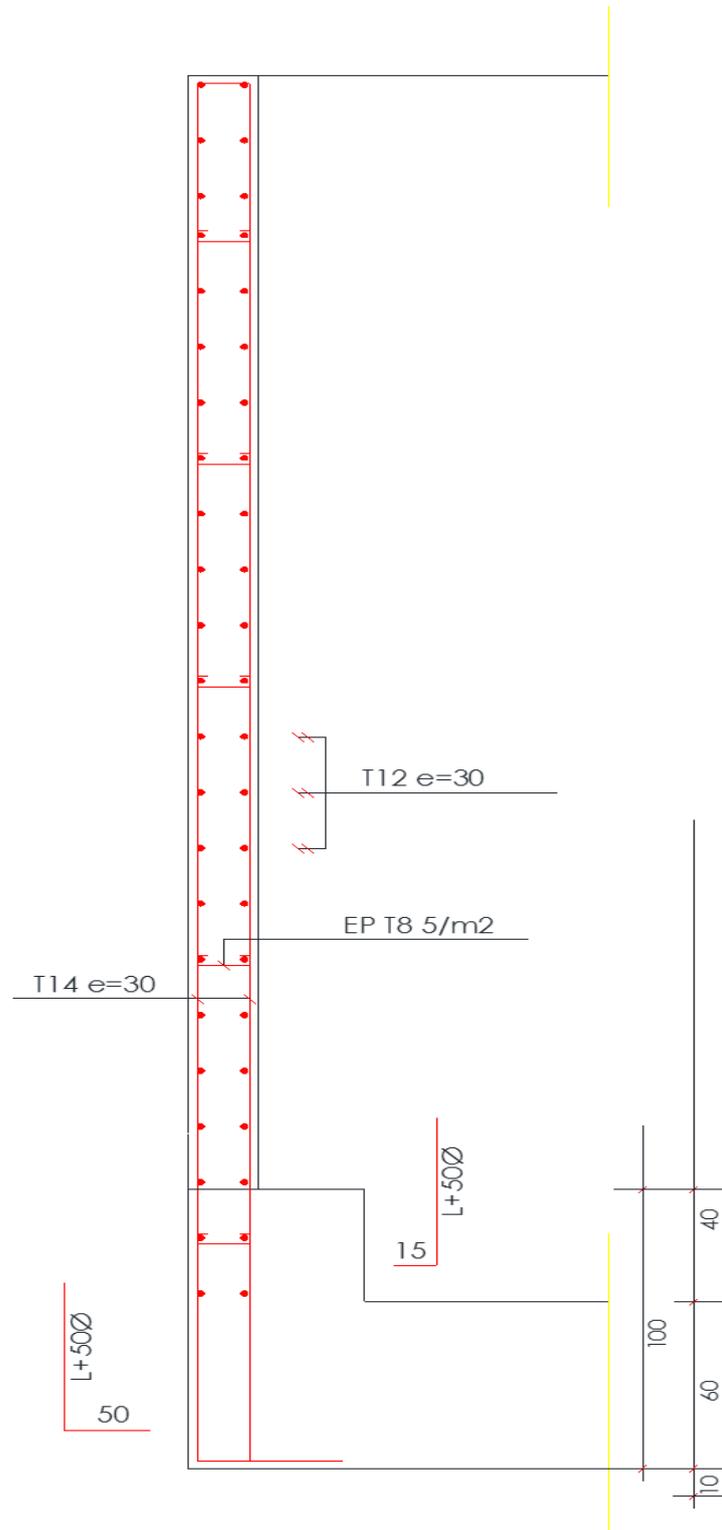
$$\tau_u = 1.27 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### V.8.3.Schéma de ferrailage

DETAILS DE DRAINAGE

détail de drainage





FERRAILAGE VOILE PERIFERIQUE  $e_p=20\text{ cm}$

# CHAPITRE *VI*

## *Ferraillage des éléments secondaire*

### VI.1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les Planchers à corps creux, les balcons.

#### VI.1.1 Plancher à corps creux :

Pour le plancher à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression

#### VI.2. Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges aux poutres principales.

#### VI.3. Charge revenant au poutrelles :

Les poutrelles reçoivent de chaque côté la moitié du corps creux. Au total, elles reçoivent la charge du corps creux en entier

Donc la poutrelle sera soumise à une charge uniforme linéaire de  $0.65*q$  ( $q$  est la charge totale sur le plancher à corps creux).

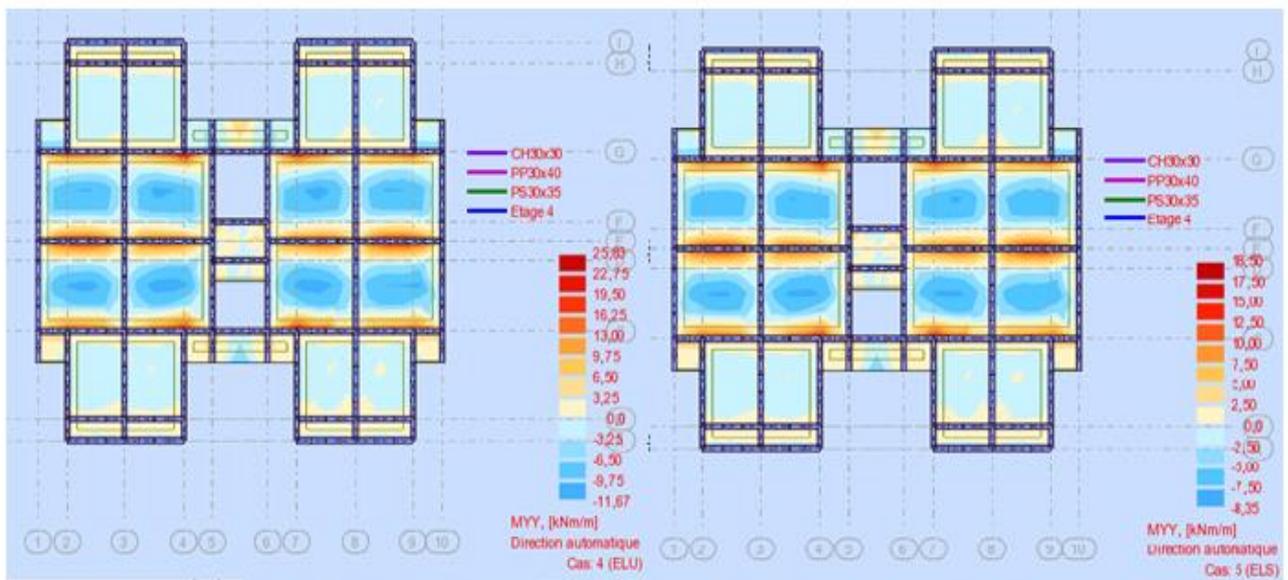
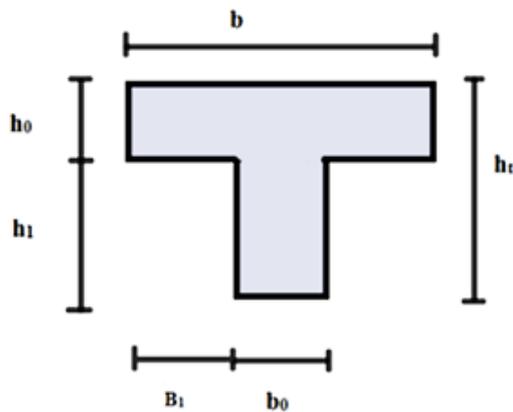


Figure VI.1 : Charge revenant au poutrelles a ELU et ELS



- $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $b_1 = 25 \text{ cm}$
- $b = 60 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$
- $c = 2,5 \text{ cm}$
- $d = h - c = 17,5 \text{ cm}$

Figure VI.2 : démontions de poutrelles

**Rq** : la fissuration est considérée comme préjudiciable pour limité les fissures dans les planchers.

**VI.4.solicitation :**

En utilisant le logiciel Robot pour trouver les moments max dans les poutrelles :

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
en appuis	$16,35 \times 0,6 = 9,81$	$12,62 \times 0,6 = 7,57$
en travées	$11,61 \times 0,6 = 6,96$	$8,47 \times 0,6 = 5,08$

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales dans les poutrelles

**VI.5. Ferraillage longitudinale :**

En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferraillage, on a trouvé :

	A <sub>Scal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Sadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
En Appuis	2,4	<b>3HA12 + 1HA14 = 2,67</b>	<b>As adopté &gt; As calculé ⇒ vérifié</b>
En Travée	1,6	<b>3HA10 = 2,36</b>	<b>As adopté &gt; As calculé ⇒ vérifié</b>

Tableau VI.2 : Ferraillage longitudinale

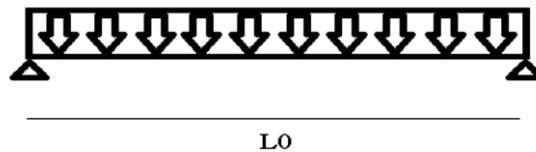
❖ **Vérification de Condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 17,5 \times 5,25 \times 10^{-3} = 1,26 \text{ cm}^2$$

on a  $A_{min} < A_{adopté} \Rightarrow$  vérifié

❖ **Vérification de la flèche :**

Les poutrelles calculées comme une poutre simplement appuyée



**Figure VI.3 :** démontions de poutrelles

$$L_0 = 4,7 - 0,3 = 4,4 \text{ m}$$

$$M_g = 7,27 \times 0,6 = 4,36 \text{ KN}$$

$$M_q = 5,08 \text{ KN}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par  $\Delta f_{adm} = \frac{L}{500}$

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

L (cm)	M <sub>g</sub>	M <sub>q</sub>	As travée (cm <sup>2</sup> )	As appuis (cm <sup>2</sup> )	Δ <sub>ft</sub> (mm)	Δ <sub>fadm</sub> (mm)	Vérification
440	4,36	5,08	1,6	2,67	7,4	8,8	Vérifié

**Tableau VI.3 :** Vérification de la flèche

**VI.6.Ferrailage transversale:****❖ Vérification des efforts tranchant :**

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

$$\tau_u = 0.37 \text{ (résulta de robot )}$$

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

⇒ fissuration préjudiciable

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0.d} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Verifié}$$

**❖ Choix des armatures transversales :** selon le B.A.E.L

$$\varnothing_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varnothing_l \right) = \min \left( \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 8 \right) = \min (0.57 ; 1.8) \Rightarrow \varnothing_t \leq 5,71 \text{ mm}$$

On prend un diamètre de  $\varnothing = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

**➤ L'espacement :**

D'après le B.A.E.L

$$St_{\max} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow St_{\max} \leq \min (17,5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \mathbf{St \leq 16,2 \text{ cm}}$$

$$St_1 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times \tau_u} \text{ (on consider que il ya un risqué de reprise de bétonnage)}$$

$$\Rightarrow St_1 \leq \frac{0,9 \times 100 \times 400}{1,15 \times 100 \times 0.37} \times 10^{-1} = 84.60 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow St_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1 \times 400}{0.4 \times 10} = 100 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St_2 \leq 100 \text{ cm}}$$

$$St \leq \min (St_1; St_2; S_{t\max}) \Rightarrow St \leq \min (64; 100; 16.2) \Rightarrow \mathbf{St \leq 16,2\text{cm}}$$

En adopte :  $\mathbf{St = 16.2}$

**VI.6.1. Les armatures de la dalle de compression :**

Le calcule ce faite par un bond de 1m

Plancher a corps creux 16+4

L'hourdis de dimensions 16× 50 ×20 cm

B=100 cm ; e= 4 cm

et après le Cheema lx = 0.5m (entre nu)

et on a Fe500 (pour les trilles soudées) donc  $\rho_0=0.0006$  (art B.7.4d'ares tableau de BAEL 91)

$$A_y \geq \rho_y * b * e = 0.0006 \times 100 \times 4$$

$$A_y \geq 24 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Quand } \rho_x \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2}$$

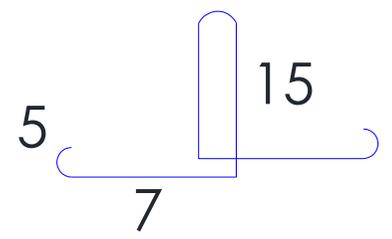
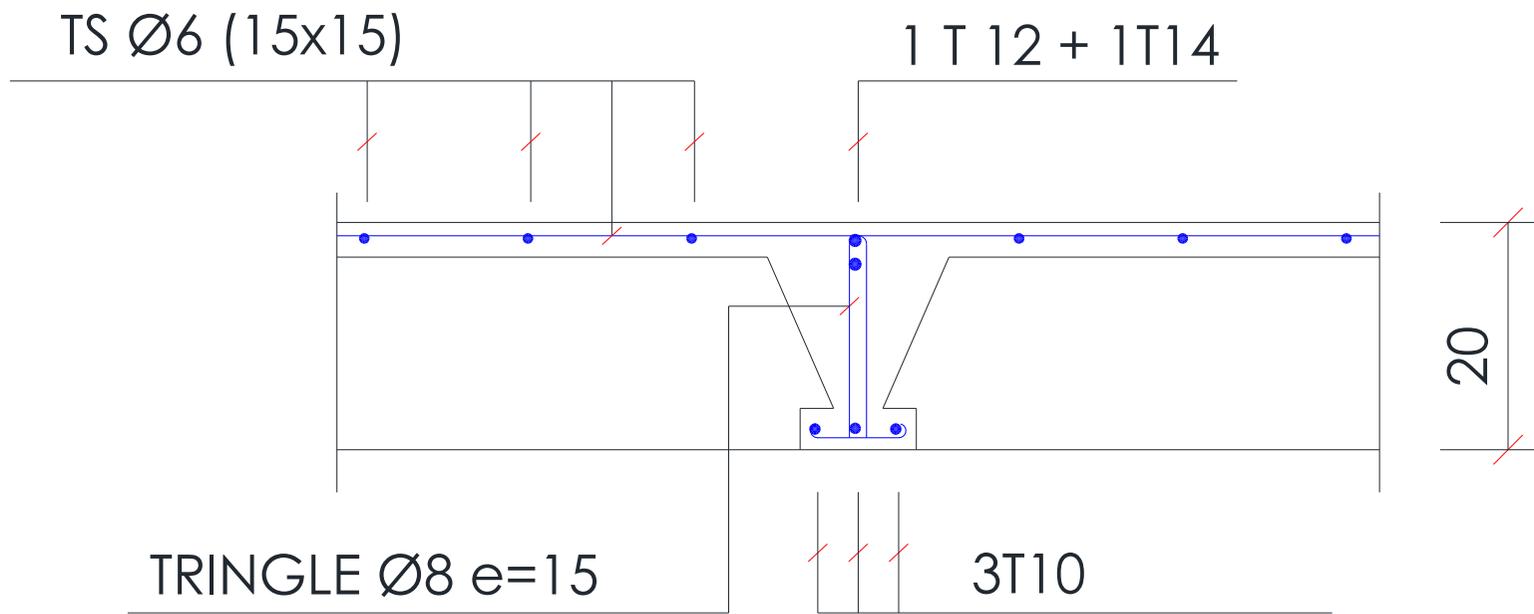
$$\text{Alors } \rho_x = 0.0009$$

$$A_x \geq \rho_x * b * e = 0.0009 \times 100 \times 4 \geq 36 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

on adopte

**T.S D 5/5. 150/150** (après le tableau de TS disponible en Algérie)

**VI.6.2. Schéma de ferraillage:**



**VI.7. Étude des dalles pleines :**

**VI.7.1. Introduction :**

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$\rho \leq 0.4 \rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho \geq 0.4 \rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens.

**VI.7.2. Le calcul de la Dalle pleine :**

**VI.7.2.1. Dalle pleine :**

$$\rho = L_x / L_y = 2/3.3 = 0.6 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens.

**VI .2.1.2. Ferrailage de Dalle pleine :**

➤ Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml avec un enrobage de 2.5 cm.

➤ Le ferrailage minimum en Flexion Simple est  $A_{min} = 0.23.b.d.ft_{28}fe \dots \dots \dots BAEL91$  et  $ft_{28} = 0.6 + 0.06 fc_{28}$

ES2	Comb	Mapp (kN*m)	M trav (kN*m)	AS1 (cm2)	AS2 (cm2)	AS MIN BAEL	On adopté travée	on adopté appuis	espacement
SENS X	ELU	-11.45	7.19	2.2	2.2	2,17	5 HA10	5 HA10	20 cm
	ELS	-8.45	3.21						
SENS Y	ELU	-32.55	2.83	2.4	7.3	2,17	5 HA10	5HA14	20 cm
	ELS	-24.05	2.07						

**Tableau VI.4 : Sollicitations et Ferrailage de la dalle**

✓ **Vérification des espacements :**

$St \leq \min (3e, 33cm) \leq \min ( 60 ; 33 ) = 33cm$  vérifiée (sens principale).

$St \leq \min (4e, 45cm) \leq \min ( 80 ; 45 ) = 45cm$  vérifiée (sens secondaire).

✓ **Vérification des diamètres des barres :**

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\Phi = 14 \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de cisaillement :**

Fissuration préjudiciable

$$\tau u = \frac{vu}{b \cdot d}$$

D'après le logiciel de ROBOT :

$$\tau u = 0.46 \text{ Mpa (résulta de robot )}$$

$$\tau u = 0.46 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau u} = 0.07 \times \frac{25}{105} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau u = 0.46 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau u} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

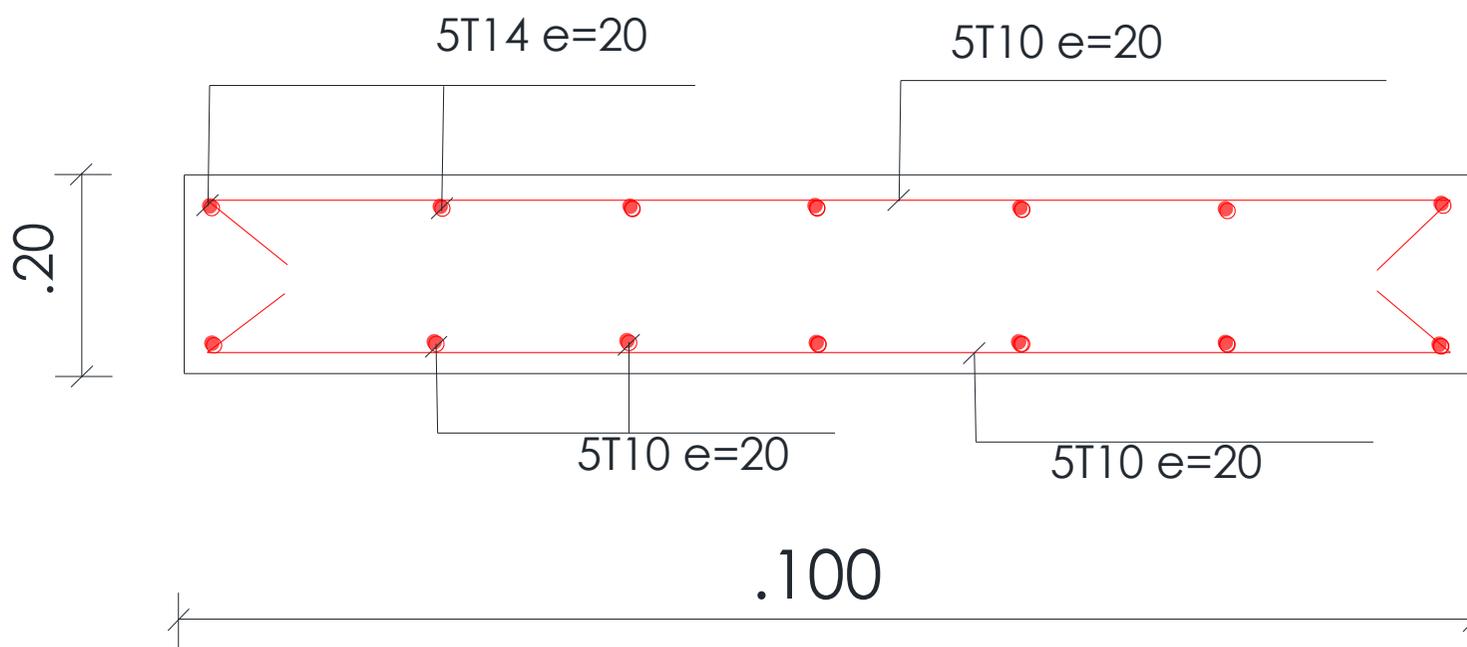
Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche ; si les 2 conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{l_{ymin}} = \frac{20}{170} = 0.11 > \frac{1}{25} = 0.04 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = 0.05 \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

**VI .7.3.Schéma de ferraillage de la dalle :**



**VI. 8. la Dalle pleine balcon :**

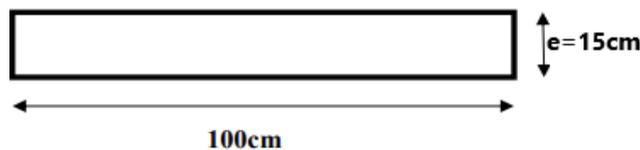
Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastrée à son extrémité (dalle pleine), nous déterminons les moments suivant des deux directions  $l_x$  et  $l_y$ , et nous calculons les armatures parallèles à ces deux directions en fonction des moments. D'une dalle pleine encastrée dans les poutres pour une épaisseur  $e= 15$  cm et avec un enrobage de 3 cm.



**Figure VI.4 :** Dalle sur deux appuis

**VI.8.1. calcul de Ferrailage de la dalle pleine :**

- Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.
- Le ferrailage minimum en Flexion Simple est  $A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$   
BAEL91 et  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$



**Figure VI.5 :** section de la dalle a ferrailer .

D'après Logiciel ROBOT et Robot on trouve :

ES2	Comb	Mapp (kN*m)	M trav (kN*m)	AS (cm <sup>2</sup> )	AS2 (cm <sup>2</sup> )	AS MIN BAEL (cm <sup>2</sup> )	On adopté travée	on adopté appuis	espacement
SENS X	ELU	-6.06	16.17	5.2	1.9	2,11	5HA10	5HA12	20 cm
	ELS	-4.37	11.67						
SENS Y	ELU	-6.65	0	1.56	2.7	2,11	5HA10	5HA10	20 cm
	ELS	-9.29	0						

**Tableau VI.5 : Sollicitations et Ferrailage de balcon**

✓ **Vérification des espacements :**

$St \leq \min(3e, 33cm) \leq \min(45 ; 33) = 33cm$  vérifiée (sens principale).

$St \leq \min(4e, 45cm) \leq \min(60 ; 45) = 45cm$  vérifiée (sens secondaire).

✓ **Vérification des diamètres des barres :**

$$\Phi = 8 \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots CV$$

✓ **Vérification de cisaillement :**

Fissuration préjudiciable

$$\tau u = \frac{vu}{b \cdot d}$$

D'après le logiciel de ROBOT :

$\tau u = 0.07 \text{ Mpa}$  (résulta de robot )

$$\tau u = 0.07 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau u} = 0.07 \times \frac{25}{105} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\tau u = 0.07 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau u} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots cv$$

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après le logiciel robot expert :

**Schéma statique :**

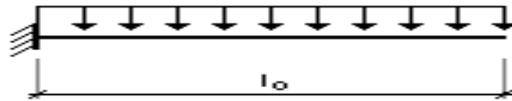


Figure VI . 6: Schéma statique .

En console :  $l = 165 \text{ cm} < 200 \text{ cm}$

$$\text{Donc } \Delta f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{150}{250} = 0.66 \text{ cm}$$

### 1) Hypothèses de calcul :

- Facteur de flèche :  $a_k = 2,40$

#### Chargement :

Moment dû à la charge permanente :  $M_g = 5,63 \text{ (kN*m)}$

Moment dû à la charge totale :  $M_p = 1,48 \text{ (kN*m)}$

Moment dû aux charges par cloisons :  $M_j = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Section des armatures :  $A_{s1} = 5,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

$A_{s2} = 5,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Densité du ferrailage :  $\rho = 0,90 \text{ (\%)}$

Densité du ferrailage minimale :  $\rho_{min} = 0,10 \text{ (\%)}$

### 2) Résultats :

Flèche totale :  $\Delta f_t = 0,7 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_0 / 500,00 = 3,3 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	$\mu$	$\sigma$ (MPa)
$f_{gv} = 1,0$	0,00	13,0
$f_{gi} = 0,3$	0,00	13,0
$f_{pi} = 0,1$	0,00	3,4
$f_{ji} = 0,0$	0,00	0,0

Moment d'inertie de la section homogène :  $I_0 = 32362,5 \text{ (cm}^4\text{)}$

$\lambda_i = 4,65$

$f_{gv}$  - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

$f_{gi}$  - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

$f_{pi}$  - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)

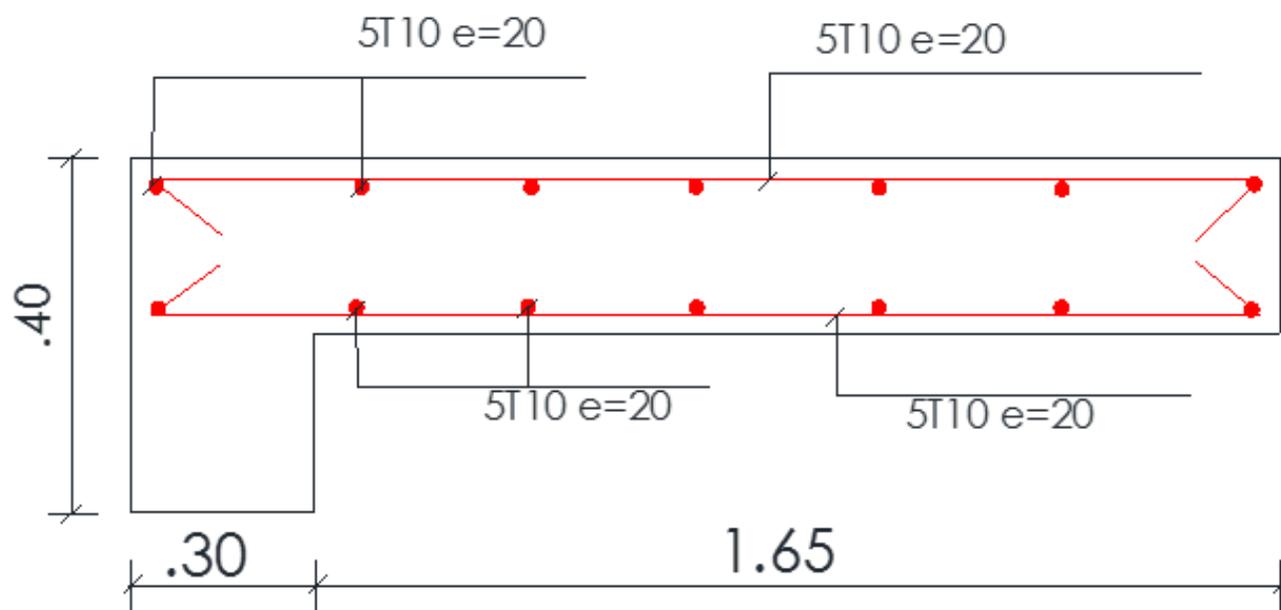
$f_{ji}$  - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons

$\Delta f_t$  - flèche nuisible

**$f_{adm}$**  - flèche admissible

VI.8.2.Schéma de ferraillage de dalle balcon :

*ferraillage de balcon*



**VI. 9. ETUDE DE LA DALLE MACHINE**

**VI. 9. 1. Introduction :**

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- Treuil de levage de la poulie.
- Le contre poids.

**VI. 9. 2. Résistance a la flexion :**

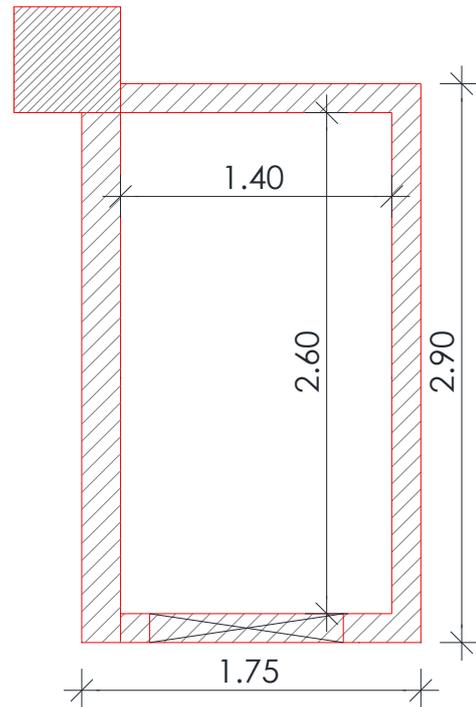
$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} ; \frac{330}{50} \leq e \leq \frac{330}{40} \qquad 6.6 \leq e \leq 8.25$$

**VI. 9. 3. condition de l'ENA :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \leq 25$  cm                      On prend  $e = 20$

**VI.9.4. calcul de Ferraillage de la dalle machine :**

- Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.
- Le ferraillage minimum en Flexion Simple est  $A_{min} = 0.23.b.d.\frac{ft_{28}}{f_e}$
- BAEL91 et  $ft_{28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$



**Figure VI . 7:l'ascenseur**

$\Rightarrow A_{min} = 2.4 \text{ cm}^2$

ES2	Comb	Mapp (kN*m)	M trav (kN*m)	AS1 (cm2)	AS2 (cm2)	AS MIN BAEL (cm2)	On adopté travée	on adopté appuis	espacement
SENS X	ELU	-3.08	11.49	2.5	2.2	2,4	5HA10	5HA10	20 cm
	ELS	-2.24	8.34						
SENS Y	ELU	-1.77	8.32	2.2	2.2	2.4	5HA10	5HA10	20 cm
	ELS	-1.29	6.15						

**Tableau VI.6 :** Sollicitations et Ferraillage de dalle machine

✓ **Vérification des espacements :**

$St \leq \min (3e, 33\text{cm}) \leq \min ( 60 ; 33 ) = 33\text{cm}$  vérifiée (sens principale).

$St \leq \min (4e, 45\text{cm}) \leq \min ( 80 ; 45 ) = 45\text{cm}$  vérifiée (sens secondaire).

✓ **Vérification des diamètres des barres :**

$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$

✓ **Vérification de cisaillement :**

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{vu}{b \cdot d}$$

D'après le logiciel de ROBOT :

$\tau_u = 0.07 \text{ Mpa}$  (résulta de robot )

$\tau_u = 0.07 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{105} = 1.16 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.07 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$

✓ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche ; si les 2 conditions citées ci-dessous

sont vérifiées simultanément :

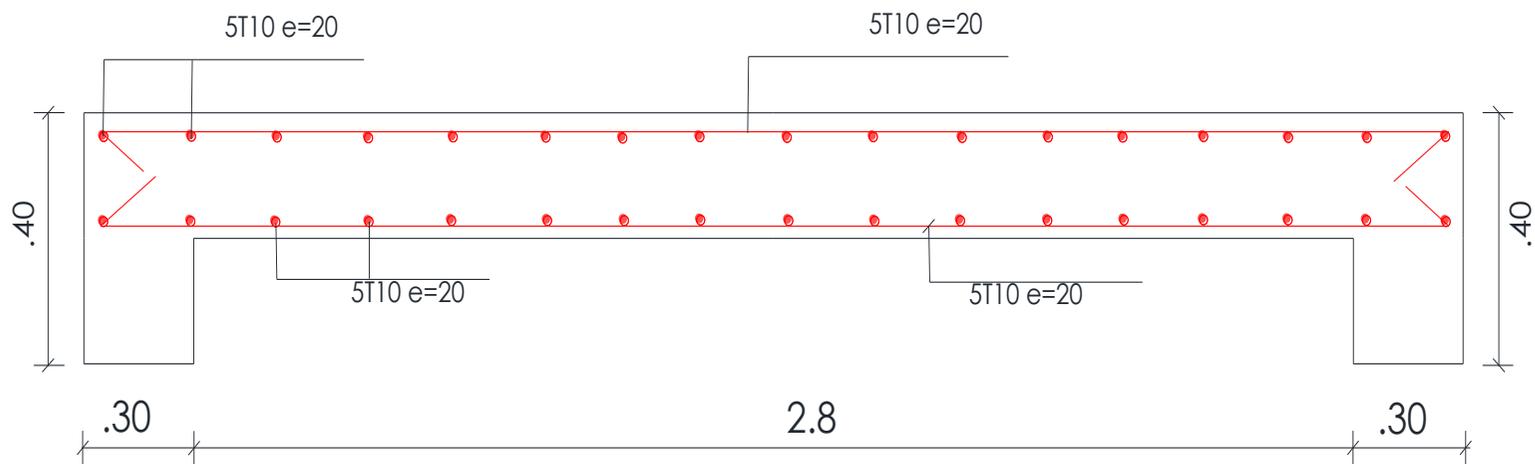
$$\frac{h}{l_{ymin}} = \frac{20}{340} = 0.11 > \frac{1}{25} = 0.04 \dots\dots\dots CV$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{3.93}{100 \times 18} = 2.1 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots CV$$

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

**VI.9.5.Schéma de ferrailage de la dalle machine:**

*ferraillage de la dalle machine*



**VI.10. L'étude de l'acrotère :**

selon-art B.5.3.1 BAEL91 Les éléments de béton exposés sur plus d'une de leurs faces aux actions climatiques sont calculer par un pourcentages minimaux d'armatures longitudinales donne par la formule suivant:

$$A_s \text{ min} = 0.0025 \times S$$

Avec:

S: est la section du béton

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

$$= 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.09 \Rightarrow F_p = 0.81$$

$$G = S \times \rho_{\text{bton}}$$

$$= (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left( \frac{0.1 - 0.05}{2} \right)$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0675 \times 25 = 1.69 \text{ KN/ml}$$

**VI.10.1. calcul de Ferraillage l'acrotère :**

**3. Efforts appliqués:**

Cas N <sup>O</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	2,28	0,90
2.	ELS	1,69	0,60

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 1,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,17 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,17 \text{ (\%)}$		

**Analyse par Cas:**

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELU N = 2,28 (kN) M = 0,90 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	4,17	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 0,5 (cm)	
Bras de levier:	Z = 7,3 (cm)	

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,69$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 347,8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS N = 1,69 (kN) M = 0,60 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 3,46

Position de l'axe neutre:  $y = 1,7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 6,9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,4$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 2,4$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_s \text{ lim} = 201,6$  (MPa)

Résultant par ROBOT Expert									
ELU		ELS		fc28 MPa	As cal (cm2)	Ar cal (cm2)	On adopté As	On adopté Ar	espacement
M KN.m	N KN	M KN.m	N KN	25	1,3	0,78	4HA 10	4HA 8	25
2.28	0.9	1.69	0.6						

**Tableau VI.7 :** Sollicitations et Ferraillage de l'acrotère.

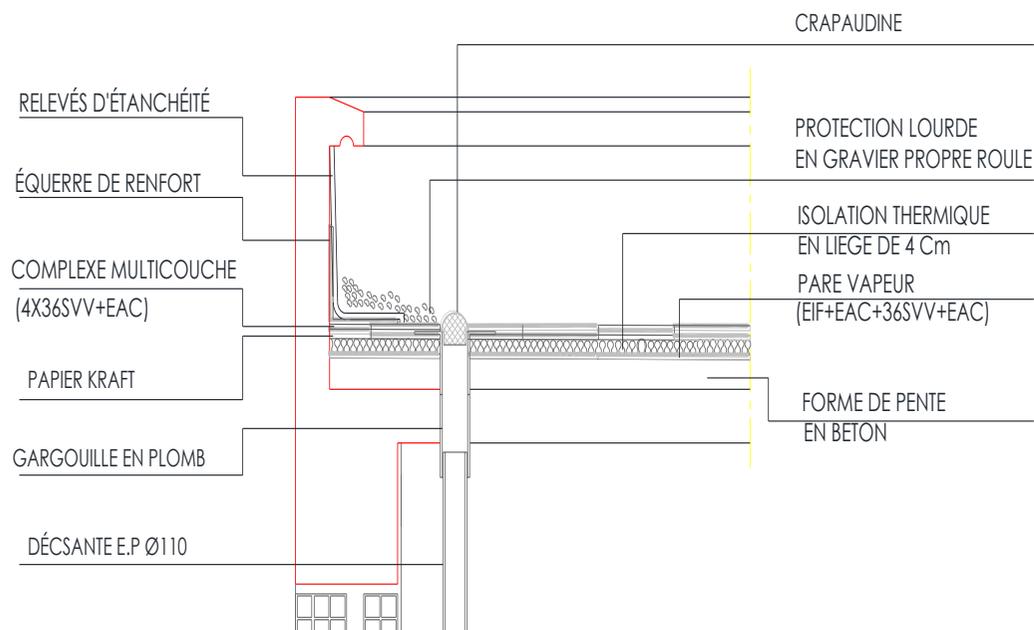
❖ **L'espacement :**

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

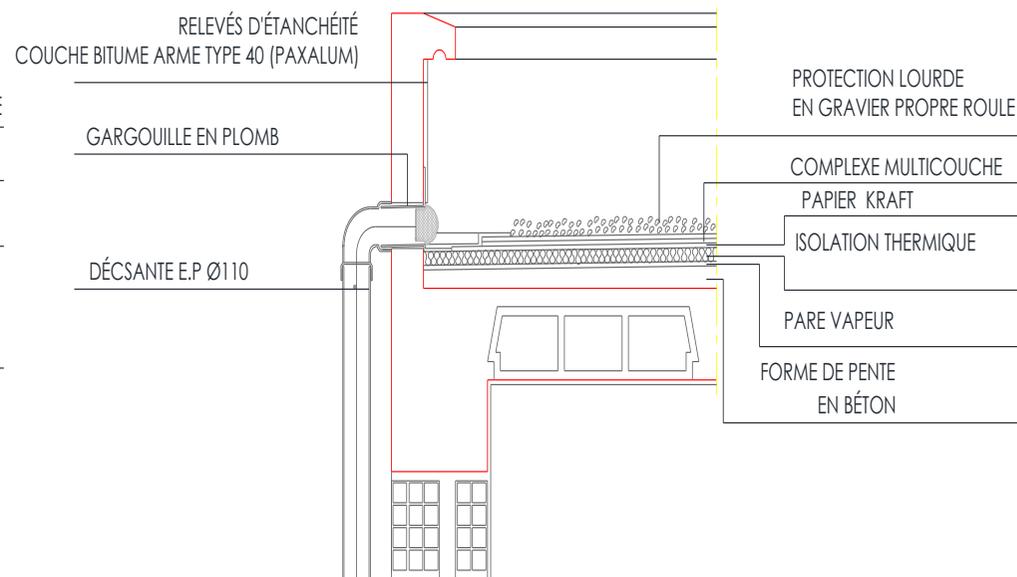
❖ **Vérification d'espacement :**

$$St = 20 < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

**VI.10.2.coupe de de l'acrotère:**

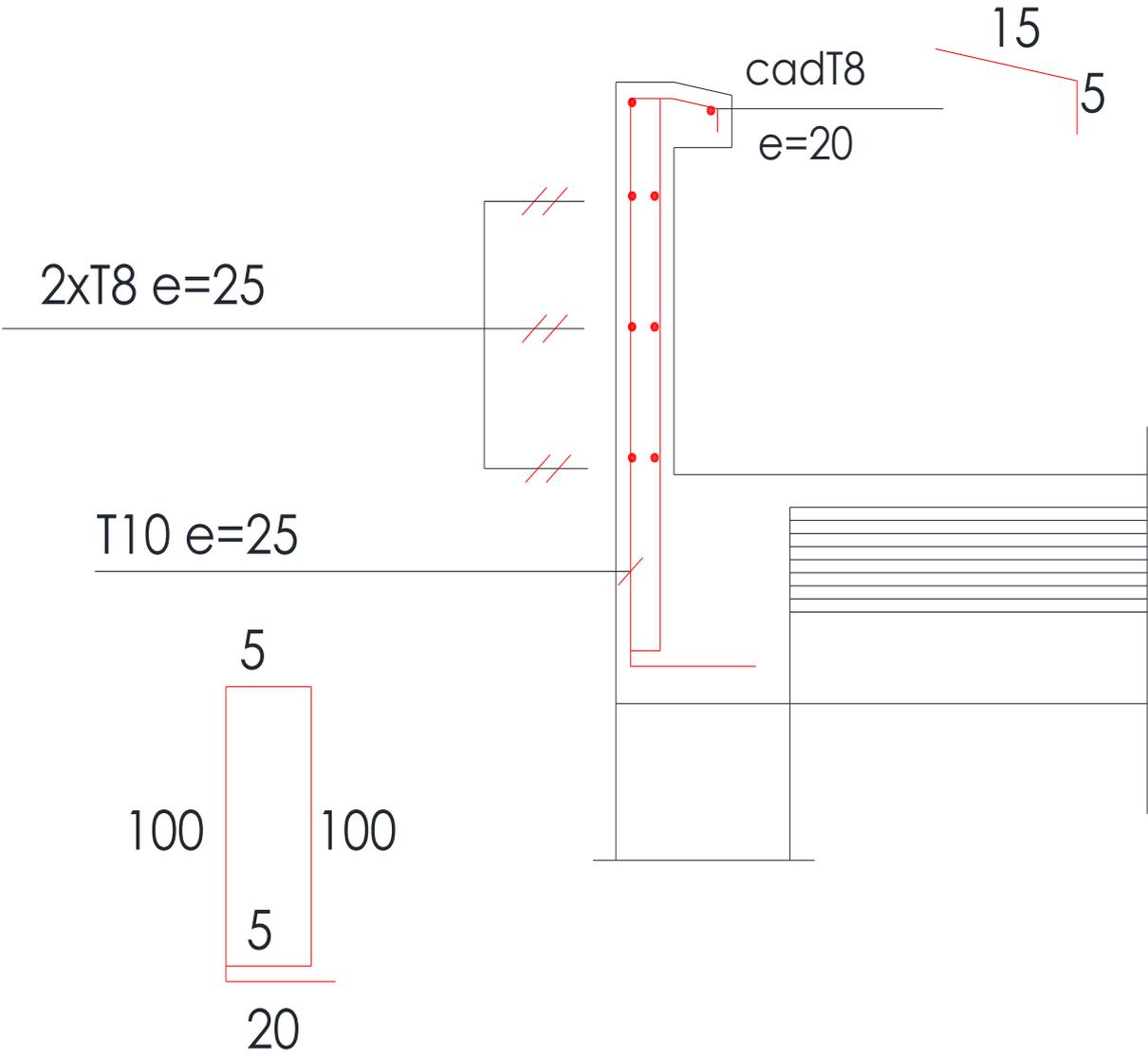


*DÉTAIL D'ÉTANCHÉITÉ TERRASSE INACCESSIBLE*



*DÉTAIL D'ÉTANCHÉITÉ DESCENTES DES EAUX PLUVIALES*

# FERRAILLAGE ACROTERE



**VI.11. Étude des Escaliers :**

L'escalier est un composant important puisqu'il permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau, il est d'un ensemble de marches ou de degrés, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité, l'escalier peut être considéré comme purement fonctionnel ; il ne joue qu'un rôle de service ou de sécurité dans un bâtiment. Dans notre projet on a deux types des escaliers.

**VI.11.1. Escalier (1 volée) :**

L'escalier à étudier comporte deux volets symétriques donc on va étudier uniquement la volée 1 et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre volée.

**VI.11.2. Chargement et combinaisons des charges :**

Le chargement qui revient sur l'escalier :

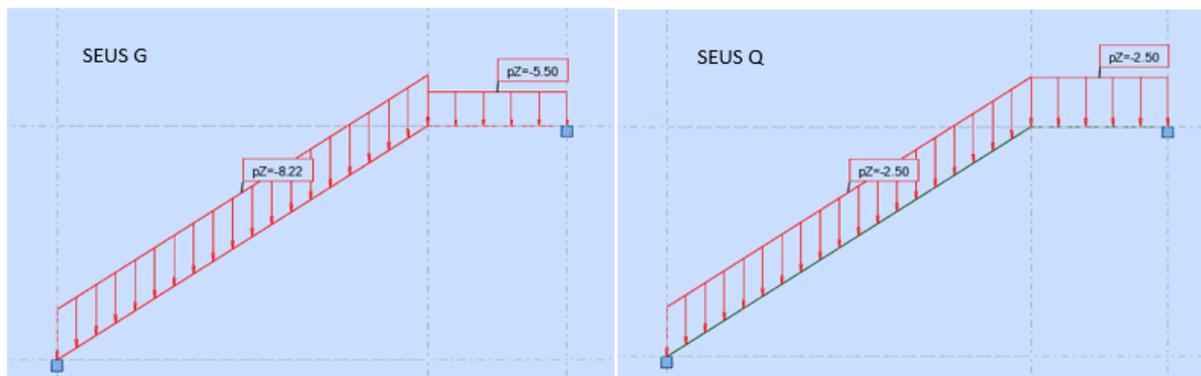
Pour calculer une approche plus défavorable : on prend la charge  $q$  max (de volée) et on met dans tout l'escalier

$$G = 8,2 \text{ KN/ml} ; Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

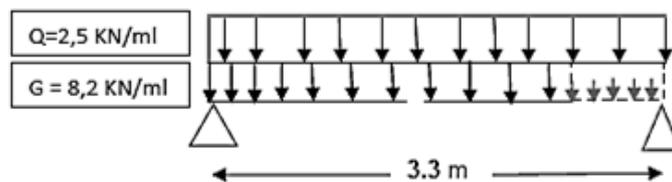
$$q_{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$= 1,35 (8,2) + 1,5 (2,5) = 14,82 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELS} = G + Q = 8,2 + 2,5 = 10,7 \text{ KN/ml}$$



**Figure VI . 8 :** Chargement et combinaisons des charges des Escaliers .



**Figure VI . 9 :** Chargement des Escaliers

**VI.11.3.Sollicitation :**

Combinaison	Moment isostatique $M_0 = \frac{qu^2}{8}$	Moment en travée (KN.m)/ml 0,85 Mo	Moment en appui (KN.m)/ml 0,3Mo	L'effort tranchant (KN)/ml $T_u = \frac{qu}{2}$
ELU	20.21	16.17	6.06	24.50 KN
ELS	14.59	11.67	4.37	/

**Tableau VI.8 :** Sollicitations de l'Escalier.

**VI.11.4. Calcule le ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de largeur  $b=100\text{cm}$  et de hauteur  $h=15\text{cm}$  (épaisseur du palier) avec un enrobage de 3 cm dans les 2 cotée et la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul de la section d'armature se fait par le **Robot EXPERT BA**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_{ELU}$ (KN.m)	$M_{ELS}$ (KN.m)	b (cm)	h (cm)	L'enrobage $C=C'$ (cm)	$A_{Scalculé}$ (cm <sup>2</sup> )/ ml	$A_{Sadopté}$ (cm <sup>2</sup> )/ml
<b>Travée</b>	5.82	4.20	100	15	2.5	1.8	<b>4HA10=3.14</b>
<b>Appuis</b>	-11.94	-8.62	100	15	2.5	3.8	<b>4HA12=4.52</b>

**Tableau VI.9 :** Ferrailage de l'Escalier.

❖ **Condition non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,5 \text{ cm}^2 < A_s \text{ adopté} \Rightarrow \text{condition } \mathbf{v\acute{e}rifi\acute{e}}$$

❖ **L'espacement :**

- En travée :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition } \mathbf{v\acute{e}rifi\acute{e}}$$

- En appuis :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition } \mathbf{v\acute{e}rifi\acute{e}}$$

❖ **Les armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{1}{4} A_L = \frac{1}{4} \times 5.65 \Rightarrow A_r = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc: On adopte **4HA8 /ml = 2,06 cm<sup>2</sup>/ml**

❖ **L'espace :**

• En travée :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 33\text{cm}) = \min(60 ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition } \mathbf{v\acute{e}rifi\acute{e}}$$

• En appuis :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 33\text{cm}) = \min(60 ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition } \mathbf{v\acute{e}rifi\acute{e}}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

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

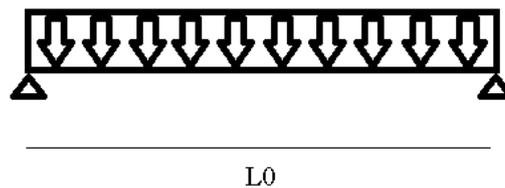
$$\tau_u = V_{ub.d}$$

$$\tau_u = \frac{24.5 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,196 \text{ MPa} \Rightarrow d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.2 < 2.5 \dots\dots\dots \text{condition } \mathbf{v\acute{e}rifi\acute{e}}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Les escaliers calculés comme une poutre simplement appuyée (cas le plus défavorable).



**Figure VI . 10:** Schéma statique .

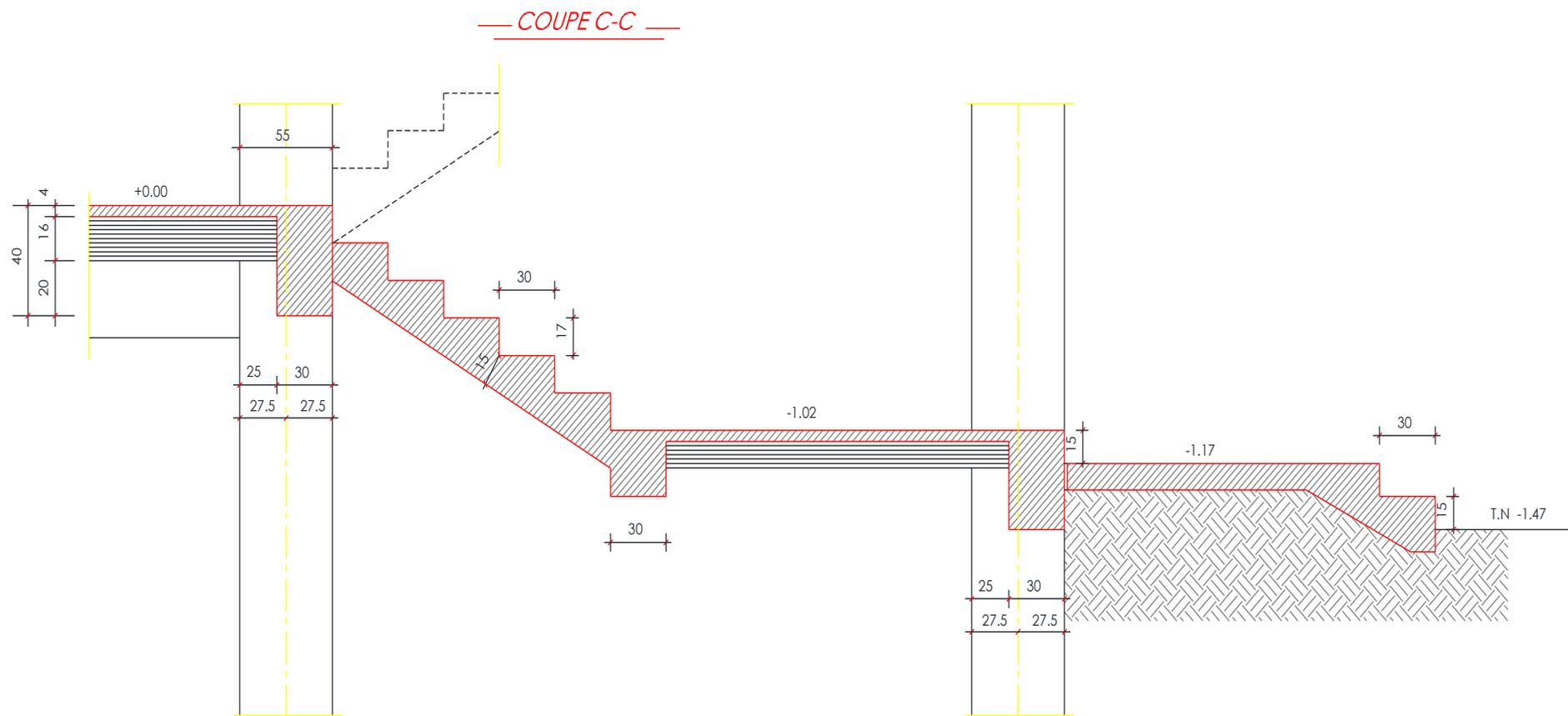
La flèche admissible pour un escalier inférieure à 5 mètres est définie par  $\Delta f_{adm} = \frac{l}{400}$

On utilise le logiciel robot expert pour faire la vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

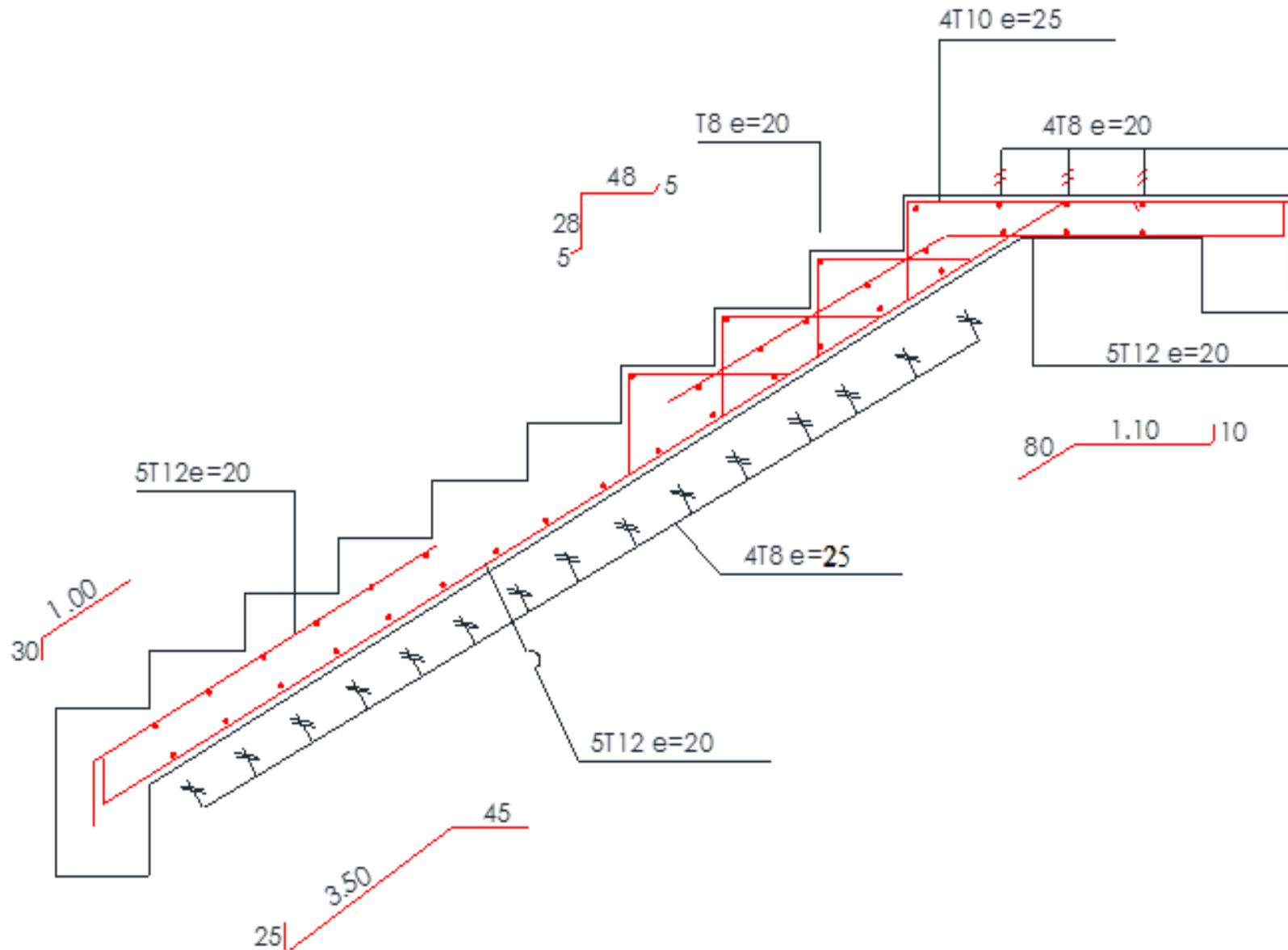
<b>L (cm)</b>	<b><math>M_g</math> <math>M_{G=0.85 \frac{Gl^2}{8}}</math> (KN.m)/ml</b>	<b><math>M_q</math> <math>M_{q=0.85 \frac{ql^2}{8}}</math> (KN.m)/ml</b>	<b>As travée</b>	<b>As appuis</b>	<b><math>\Delta_{ft}</math> (mm)</b>	<b><math>\Delta_{fadm}</math> (mm)</b>	<b>Vérification</b>
330	9.51	17.18	5,65	3,14	0.1	6.6	<b>Vérifié</b>

**Tableau VI.10 :** Vérification de la flèche.

**VI.11.5.coupe de l' Escalier :**



VI.11.6. Schéma de ferrailage :



# CHAPITRE *VII*

## *étude de l'infrastructure*

**VII.1. Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre aux charges permanentes, les surcharge d'exploitation, les surcharges climatiques et sismiques. Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol au cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autres organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- La caractéristique du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

**VII.2. Choix de type de fondation :****Donnée de site :**

- La capacité portante de sol égale à 2 bars ( $\sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2$ )

- L'effort normale globale distribuée au sol égal à 66260,75 KN
- Le bon sol se trouve à profondeur égale à 4m

**La section totale de bâtiment :**  $S_{\text{tot}} = (4.6 \times 7.4) \times 4 + (9.9 \times 24.5) = 378.71$

$S_{\text{tot}} = 378.71 \text{ m}^2$

**La surface nécessaire pour faire la fondation :**

$$S_s = \frac{Ns}{\sigma_{adm}} = \left( \frac{66260.75 \times 10^3}{0.2} \right) \times 10^6 = 331.30 \text{ m}^2$$

**La surface occupée pour faire la fondation :**

$S_{\text{tot}} \implies 100\%$

$S_s \implies x$

$$x = \frac{S_s \times 100}{S_{\text{tot}}} = \frac{331.30 \times 100}{378.71} = 87.48\%$$

87.48 % de  $S_{\text{tot}} \Rightarrow$  **on adopte un Radier général**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la force pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentiel.
- ✓ Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ✓ La facilité d'exécution.

### **VII.2.1 Choix de Type radiers :**

On a plusieurs types radier :

- ✓ Le radier voute.
- ✓ Le radier dalle.
- ✓ Le radier nervuré.
- ✓ Le radier champignon.

**On adopte : le radier nervuré.**

**VII.3. Un radier nervuré :**

Lorsque les charges sont importantes, pour que l'épaisseur du radier ne devienne pas excessive, on dispose des travures de poutres (nervures) pour rigidifier la dalle ; elles peuvent être disposées dans un seul sens ou dans deux ; cela dépend de la portée, de la disposition des murs ou des poteaux

L'ensemble donne des alvéoles qu'il est nécessaire de remblayer si on veut utiliser le sous-sol ou faire une deuxième dalle en partie haute

Les poteaux et les murs portent sur les poutres

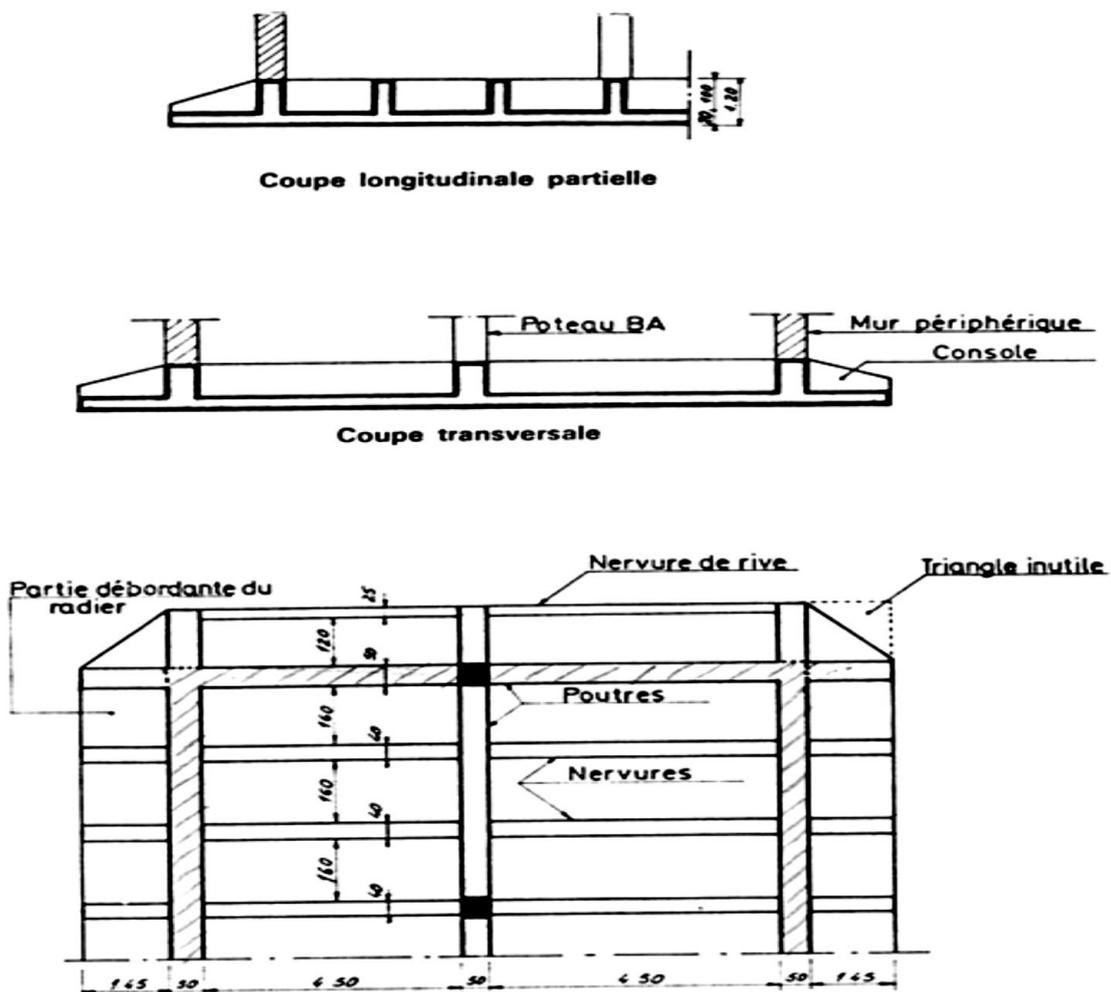
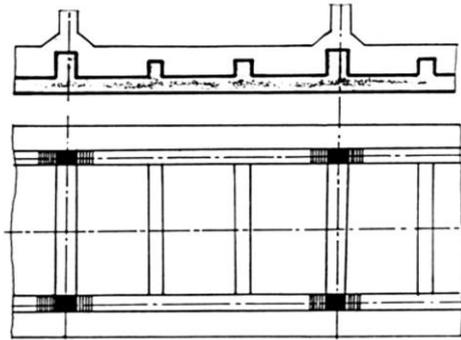
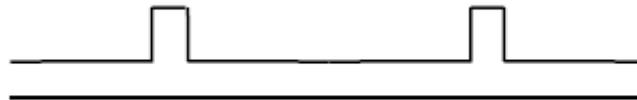


Figure VII.1 : Schéma statique .



### 1 soit en partie inférieure



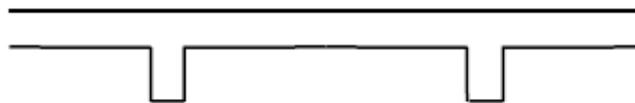
C'est la **solution rationnelle** :

La dalle, placée en zone comprimée, renforce la poutre qui, de ce fait, est en forme de T renversé grande rigidité

- **Inconvénients :**

- fouille importante mais simple
- coffrage compliqué et important
- nécessité de remplir les creux entre les poutres et les nervures pour utiliser la surface
- risque de sous-pressions plus important

### 2 soit en partie supérieure



La dalle se trouve dans la zone tendue de la poutre, et ne participe pas à sa résistance

- **Inconvénients :**

- terrassement complexe
- armatures plus compliquées : les armatures secondaires doivent reprendre les charges pour les reporter sur les zones comprimées
- épaisseur plus grande de la dalle, donc augmentation du poids

- **Avantage :**

- surface supérieure de la dalle directement utilisable

**VII. 3.1. Etude de radier nervuré :****VII.3.2. prédimensionnement du radier:**

Des conditions forfaitaires

$$l_{max} = 5.20 \text{ m}$$

$$\frac{l_0}{5} \geq h_t \geq \frac{l_0}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{520}{5} \geq h_t \geq \frac{520}{10} \quad \rightarrow \quad h_t = 100$$

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h \quad \rightarrow \quad 0.3 \times 100 \leq b \leq 0.7 \times 100 \quad \rightarrow \quad b = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Epaisseur de la dalle} \geq \frac{l_0}{20}$$

$$ep \geq \frac{l_0}{20} \quad \rightarrow \quad ep \geq \frac{520}{20} \quad \rightarrow \quad ep \geq 26$$

Nous choisissons  $ep = 50 \text{ cm}$

**VII.3.3. Vérification de la contrainte de sol :**

La contrainte à ELS appliqué sur le sol doit être inférieure à la capacité portante de sol :

$$\sigma_{ELS} \leq \sigma_{sol}^-$$

Avec:

$\sigma_{sol}^-$ : La capacité portante du sol.

$\sigma_{ELS}$ : La contrainte normale sous radier à L'ELS.

Pour les semelles rectangulaires, il est loisible d'admettre que les contraintes normales sont uniformes sur un rectangle de surface réduite, suivant le modèle de Meyerhof. La valeur de la contrainte normale et les dimensions du rectangle sont choisies de manière à équilibrer les efforts appliqués, lorsque :

$$S_t = (24.5 \times 11.9) + 4 \times (4.6 \times 9.4) \quad \rightarrow \quad S_t = 464.51 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{appliquée} \leq \sigma_{sol}^-$$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}^- \quad \rightarrow \quad \frac{N_t}{S_t} \leq \sigma_{sol}^-$$

$$N_{ELS}(\text{robot}) = 1610.61 \text{ KN}$$

$$N_T = N_{ELS} + N_{fondation}$$

$$N_T = 1610.61 + (25 \times 0.5 \times 464.51)$$

$$N_T = 7416.99 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{appliquée}} = \frac{N_t}{S_t} = \frac{7416.99 \times 10^3}{464.51 \times 10^6} = 0.015 \text{ MPA} < 0.2 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**VII.3.3.1 Calcule les raideurs de sol :**

La pression de contact  $\sigma$  et le tassement  $W$  est proportionnel :

$$\sigma = K_s W$$

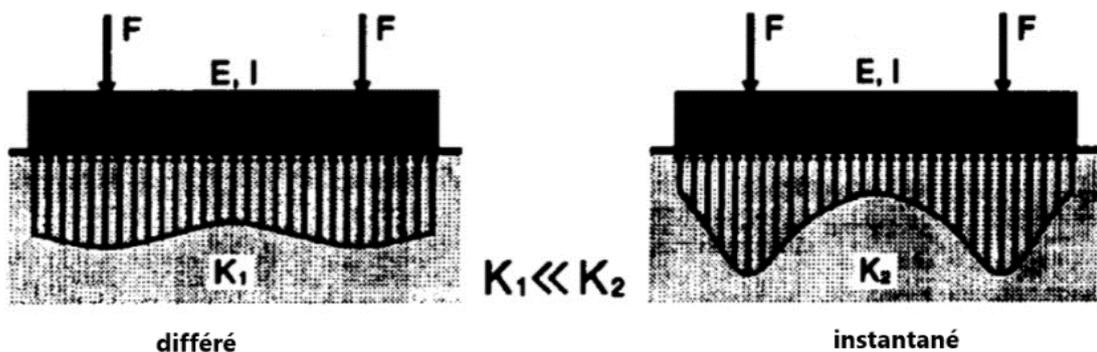
Le Coefficient de raideur  $K_s$  à long terme (différé) :  $K_s \text{ long} = \frac{\sigma_{adm}}{W} = \frac{0.2}{0.5} =$

$$0.04 \text{ N/mm}^3 / \text{m}$$

$$K_s \text{ long} = 40000 \text{ KN/m}^2$$

Le Coefficient de raideur  $K_s$  à court terme (instantané) :  $K_s \text{ court} = 2 \times K_s \text{ long} = 2 \times 40000 = 80000 \text{ KN/m}^2$

$$K_s \text{ court} = 80000 \text{ KN/m}^2$$



**Figure VII.2 :** les raideurs de sol .

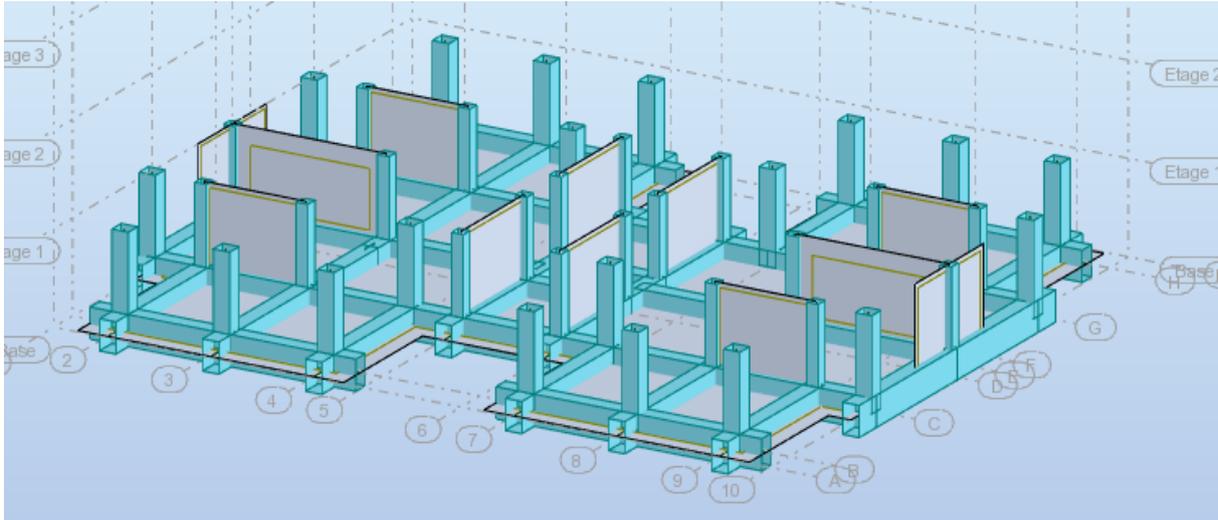
**Remarque :**

Le coefficient de raideur  $K_s$  instantanée donne des moments max en appuis c'est pour ça on ferraille la nappe inférieure avec  $K_s$  instantanée.

Par contre  $K_s$  différé donne des moments max en travée donc on utilise  $K_s$  différé pour le ferrailage de la nappe supérieure.

Dans notre cas on trouve les mêmes sollicitations dans les deux raideurs de sol ( $K_s$  instantanée ;  $K_s$  différée).

✚ Modélisation par Autodesk robot 2017 :



Vue en 3D du Radier

### VII.3.3.2. Calcule le Ferrailage :

Le calcule de ferrailage se fait par le logiciel *ROBOT EXPER v2010*.

### VII.3.3.3.Ferrailage longitudinale des nervures:

	(+) Mt (kN*m)	(-)Ma (kN*m)
<b>ELU</b>	<b>687.45</b>	<b>-945.80</b>
<b>ELS</b>	<b>502.81</b>	<b>-693.35</b>

$$As_{appui} = 28.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en adopte } 15\text{HA}16 = 30.16 \text{ cm}^2$$

$$As_{travée} = 40.0 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en adopte } 20\text{HA}16 = 40.21 \text{ cm}^2$$

### Remarque

Les armatures de peu  $\geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{en adopte } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

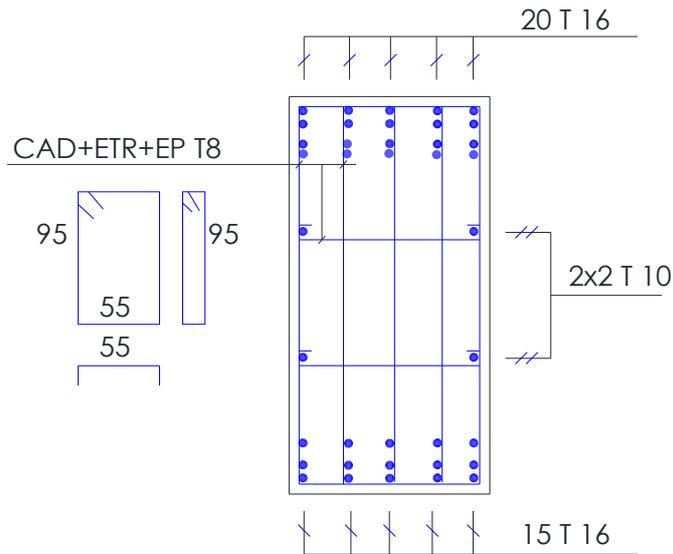


Figure VII .3 : le Ferrailage raideurs de sol

**VII.4.Ferrailage transversale des nervures:**

• **Recommandation de BAEL91:**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

- La contrainte de cisaillement est donnée par :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{608.36 \times 10^3}{550 \times 0.9 \times 1000} \rightarrow \tau_u = 1.22 \text{ MPA}$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.22 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{.CV}$$

✓ Choix des armatures transversales: selon le B.A.E.L

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset l\right) \text{ (L'article A7.2.2)}$$

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{1000}{35}; \frac{550}{10}; 14\right) \rightarrow \emptyset t \leq \min(28.57; 55; 14) \text{ en choisir HA10}$$

h : hauteur totale de la poutre.

b<sub>0</sub> : largeur de l'âme

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  (dans notre cas on utilise  $\alpha = 90^\circ$ )

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

L'espacement maximal :

$$St \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min (0.9 \times 95 ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min (85.5; 40\text{cm}) \rightarrow$$

$$St = 40 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0.9 \times At \times fe}{\gamma_s \times b_0 \times \tau_u} \dots \dots \dots \text{reprise de baronnage}$$

$$St \leq \frac{0.9 \times 5 \times 0.79 \times 400}{1.15 \times 55 \times 1.22} \rightarrow St \leq 18.42$$

Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2) :

$$St \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b} \rightarrow St \leq \frac{0.79 \times 5 \times 400}{0.4 \times 55} \rightarrow St \leq 71.$$

• **Recommandation du RPA 99/version 2003:**

La quantité des armatures transversales est de  $A_t = 0.003 \times B$  ;  $A_t = 0.003 \times 55 \times 100$

$$A_t = 16.5 \text{ cm}^2$$

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

- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de «  $h/4 ; 12\Phi$  »

$$St_{ZN} \leq 25 \text{ cm} ; 19.2 \text{ cm}$$

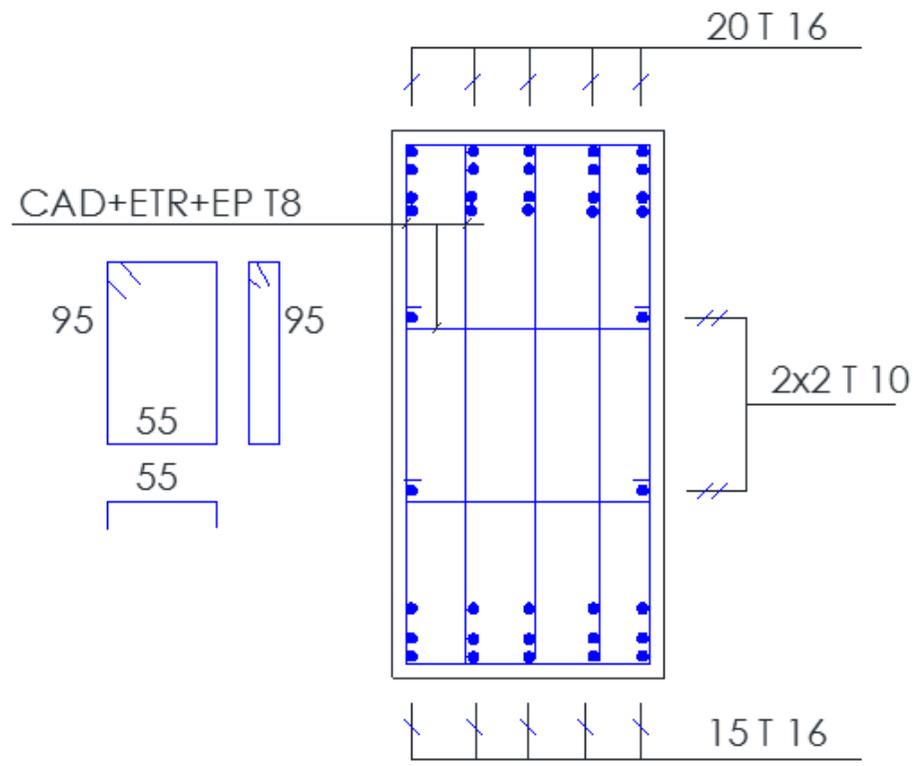
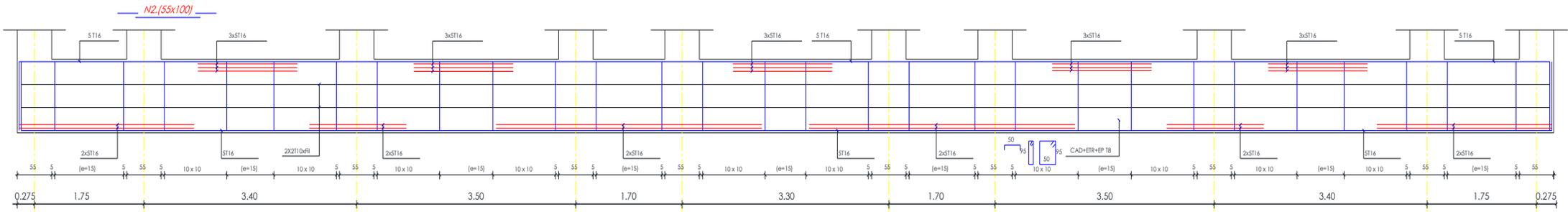
- En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de «  $S \leq h/2$  »

$$St_{Zc} \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

➤ **Ferraillage transversale des nervures:**

CHAPITRE VII :

Etude de l'infrastructure



**VII.5.Ferraillage de la dalle de radier :**

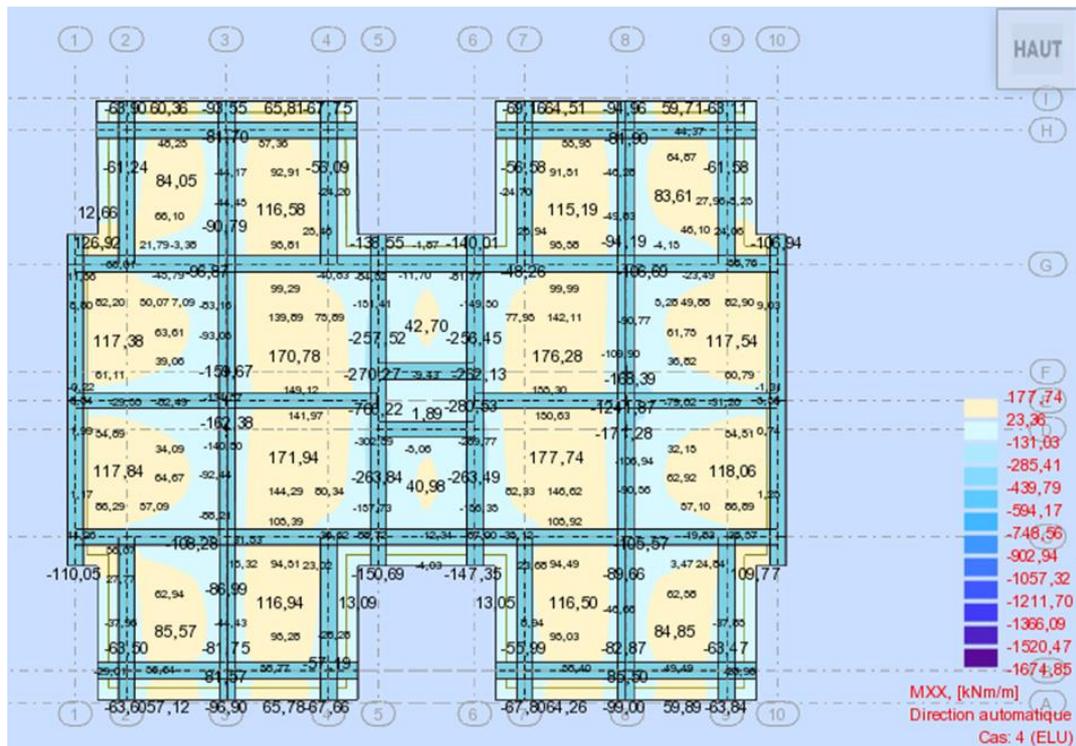
Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux, sollicité à la flexion simple causé par la réaction du sol. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91(art E.4.8, 22)

Le calcul de sollicitations Mxx et Myy se fait par le logiciel *ROBOT 2017* (calculé par élément finis sur sol élastique)

La fissuration est considérée préjudiciable avec un enrobage de 5 cm.

**VII.5.1 calcul le Ferraillage:**

Le calcul de ferraillage se fait par le logiciel *ROBOT EXPER v2010*.



**Figure VII .4 - Dans le sens X- ELU**

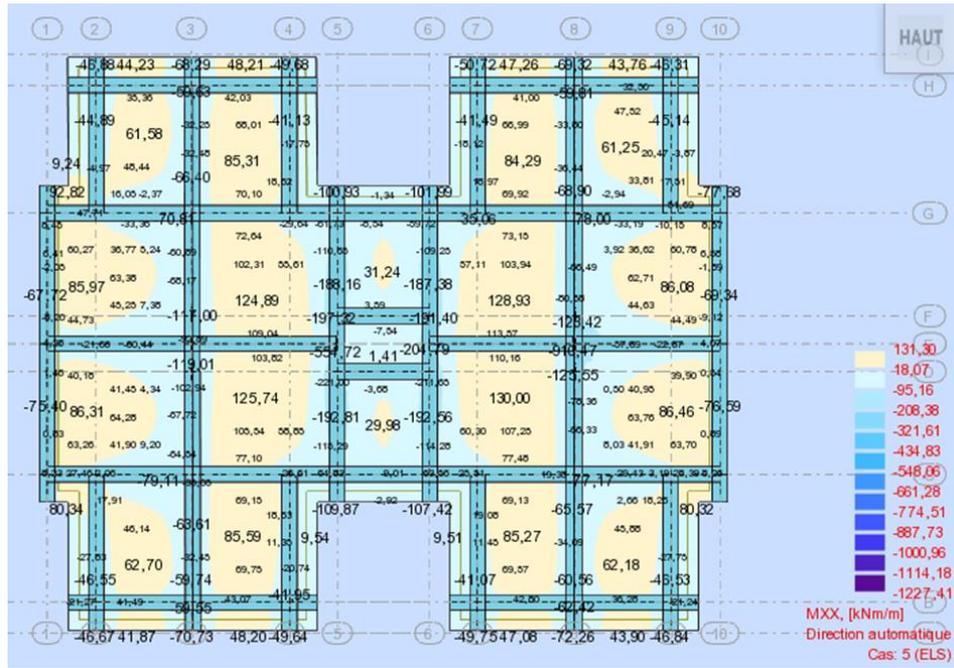


Figure VII .5 - Dans le sens X- ELS

	(+) Mt (kN*m)	(-)Ma (kN*m)
<b>ELU</b>	<b>177.74</b>	<b>-194.13</b>
<b>ELS</b>	<b>130</b>	<b>-143.17</b>

$A_{appui} = 15.7 \text{ cm}^2 \rightarrow$  en adopte 1HA16 esp= 13 cm

$A_{travée} = 17.4 \text{ cm}^2 \rightarrow$  en adopte 1HA16 esp= 13 cm

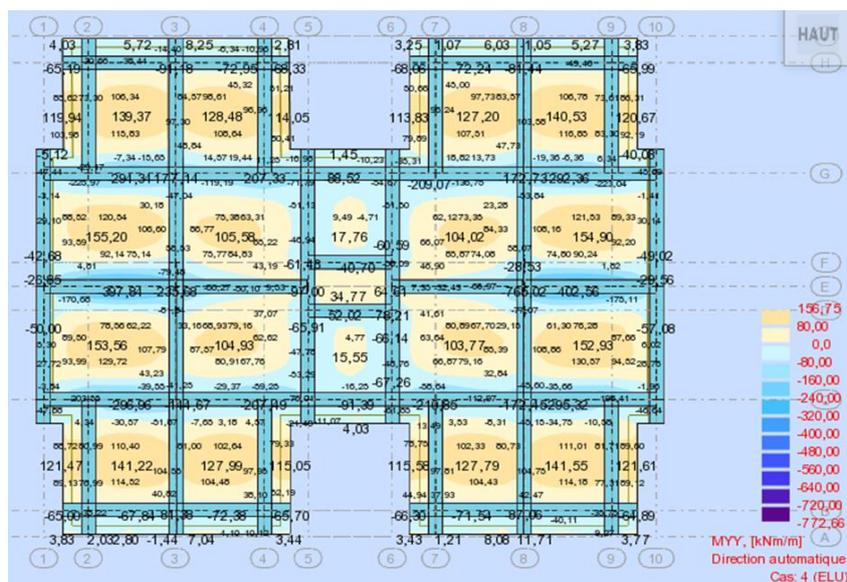


Figure VII .5 Dans le sens Y-ELU

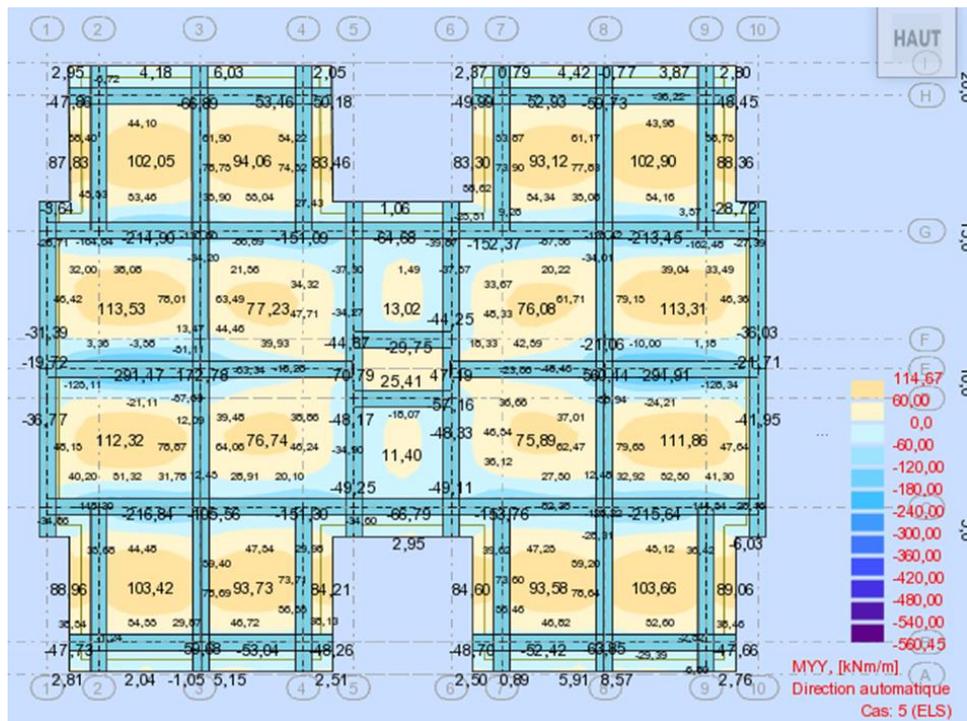


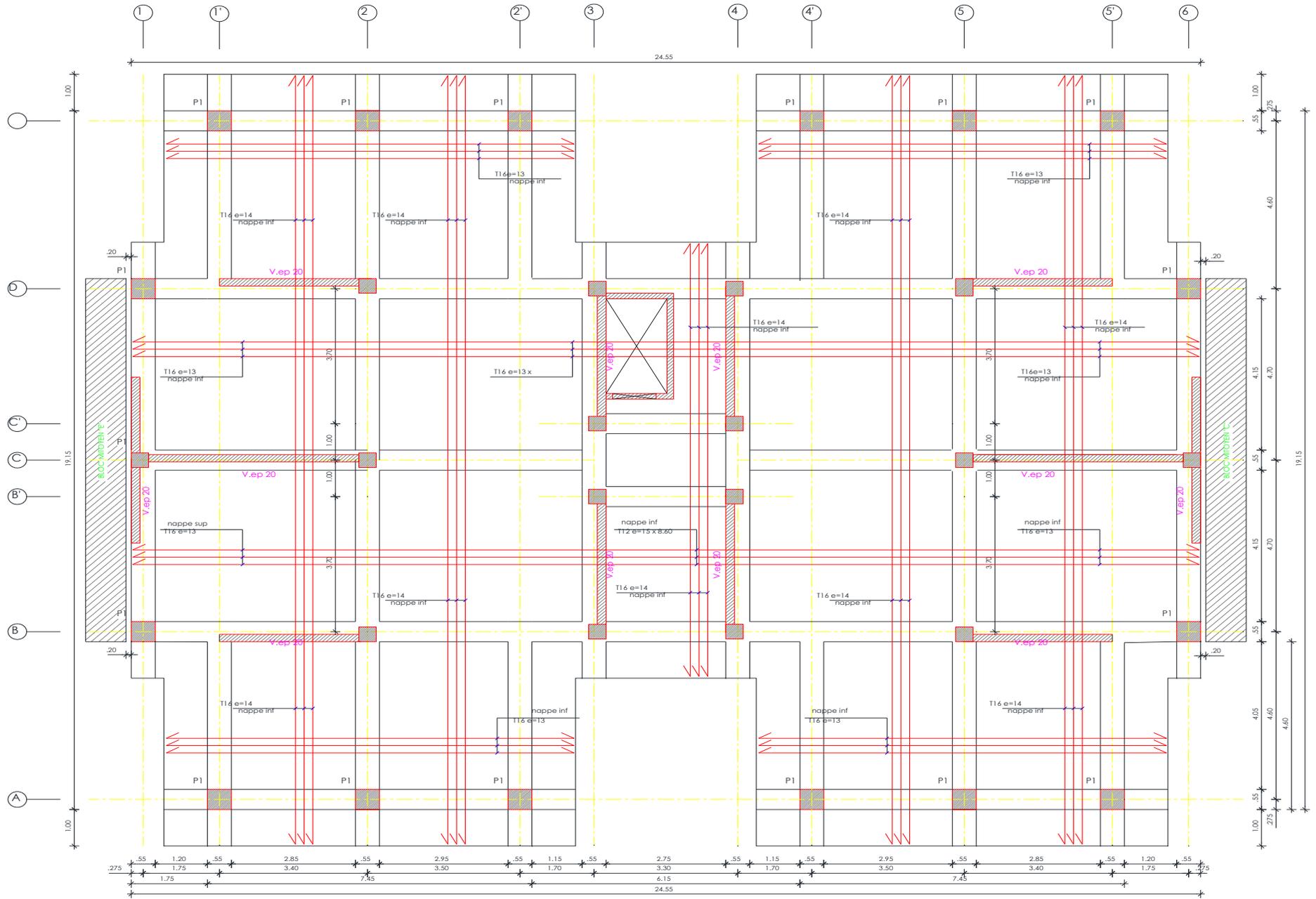
Figure VII .6 Dans le sens Y-ELS

	(+) Mt (kN*m)	(-)Ma (kN*m)
<b>ELU</b>	<b>141.55</b>	<b>-261.68</b>
<b>ELS</b>	<b>113.31</b>	<b>-190.36</b>

$As_{appui} = 13.7 \text{ cm}^2 \rightarrow$  en adopte 1HA16 esp= 14 cm

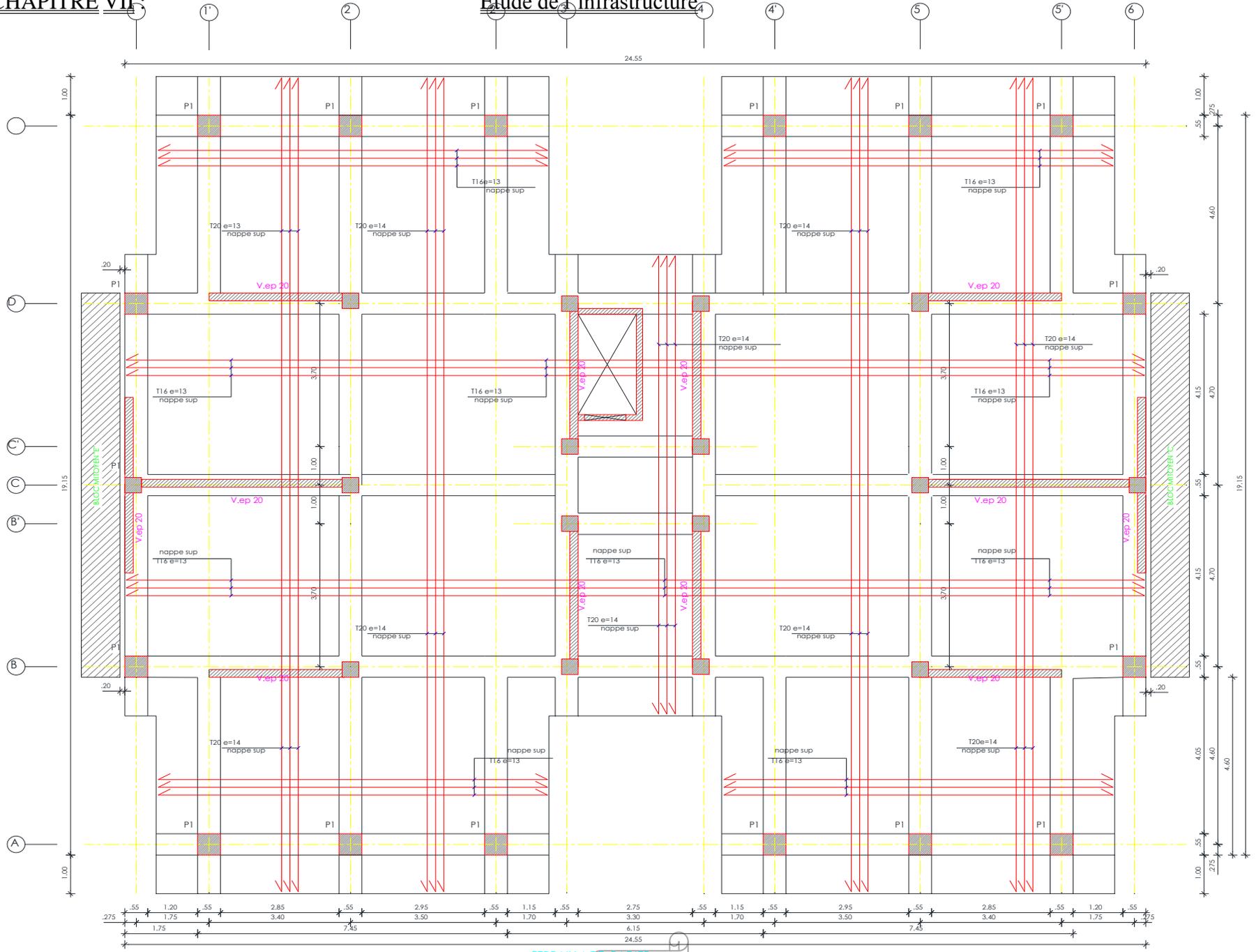
$As_{travée} = 23.6 \text{ cm}^2 \rightarrow$  en adopte 1HA20 esp= 14 cm

VII.5.2 Schéma de Ferrailage :



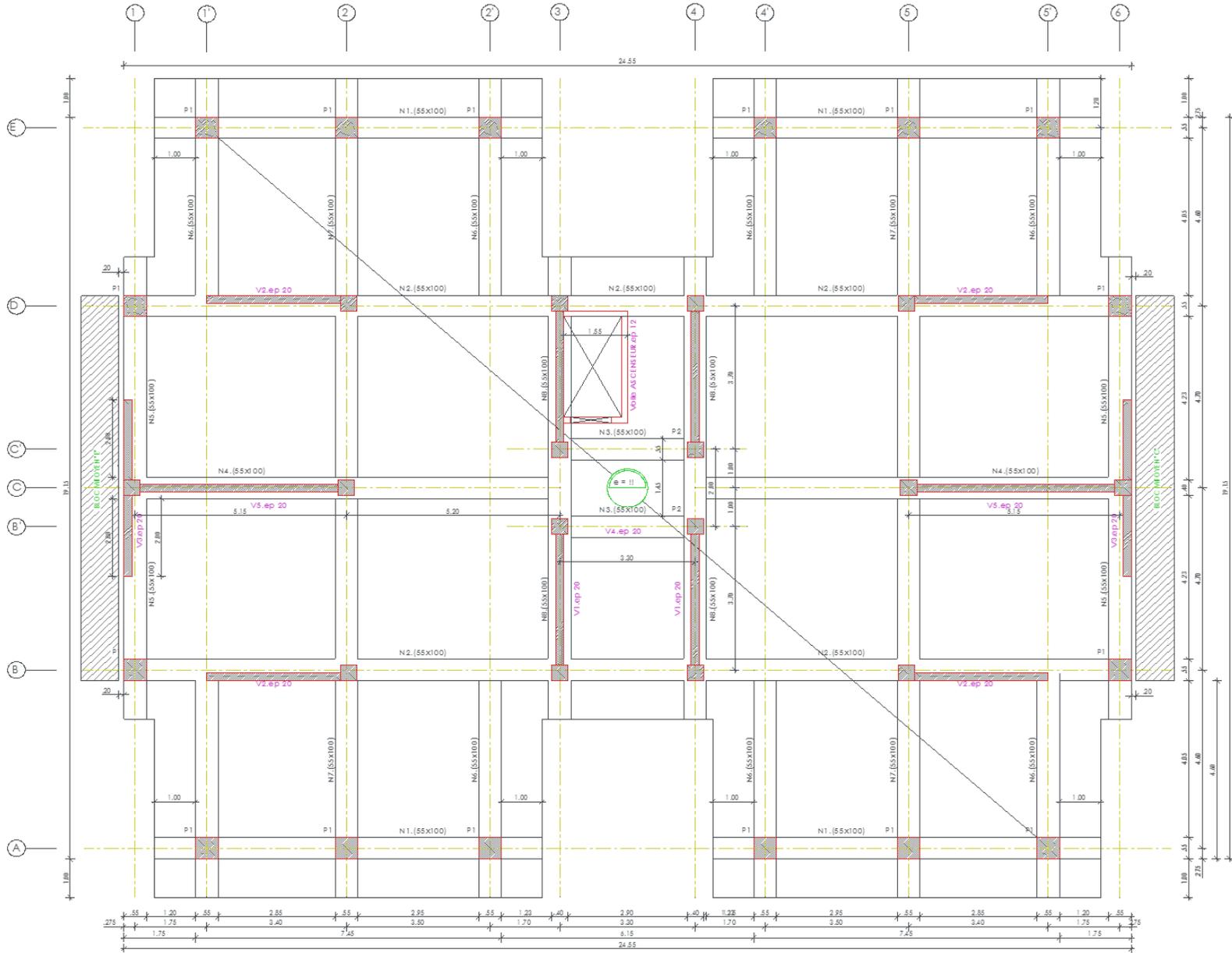
FERRAILAGE RADIER

nappe inférieure

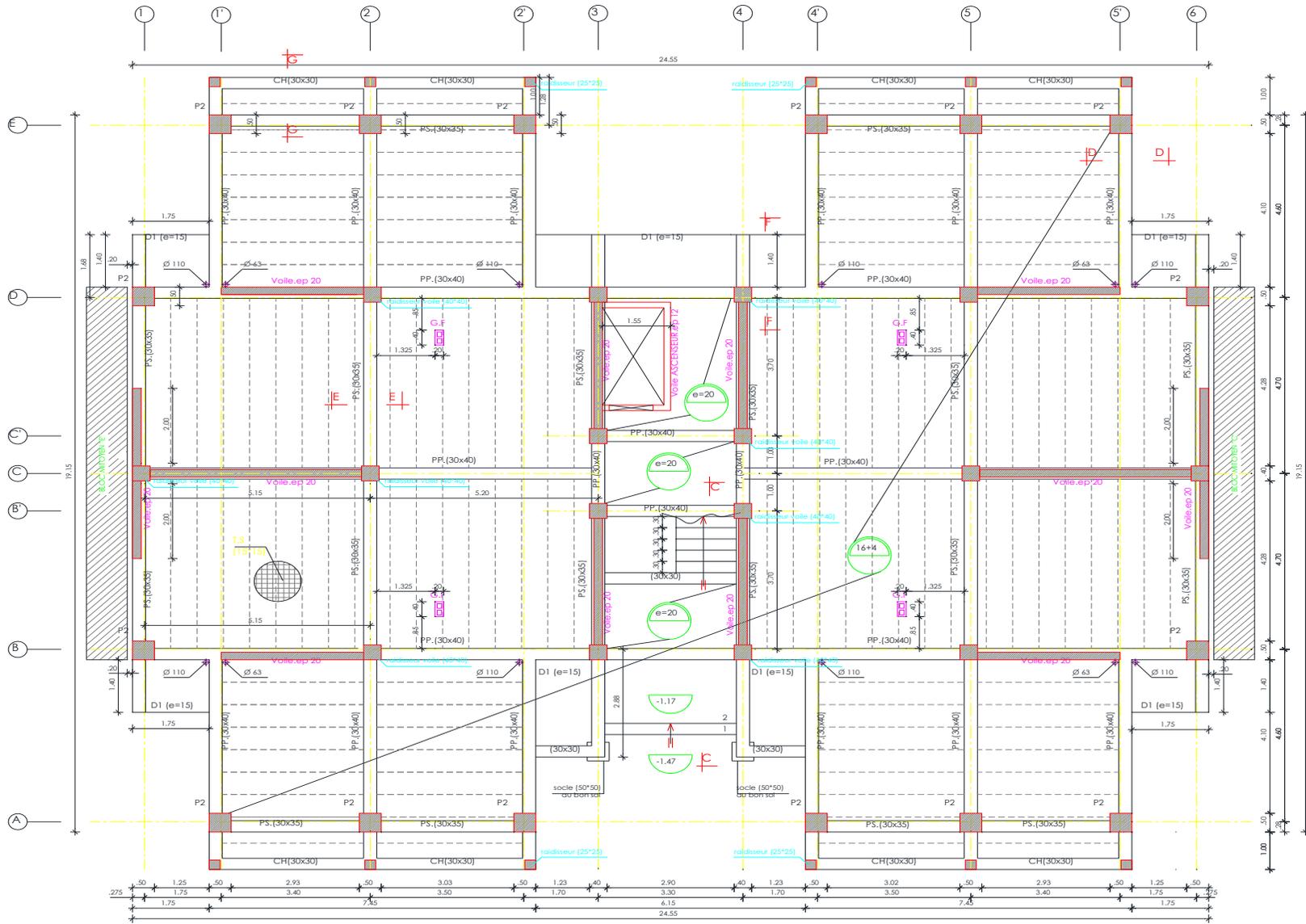


# CHAPITRE *VIII*

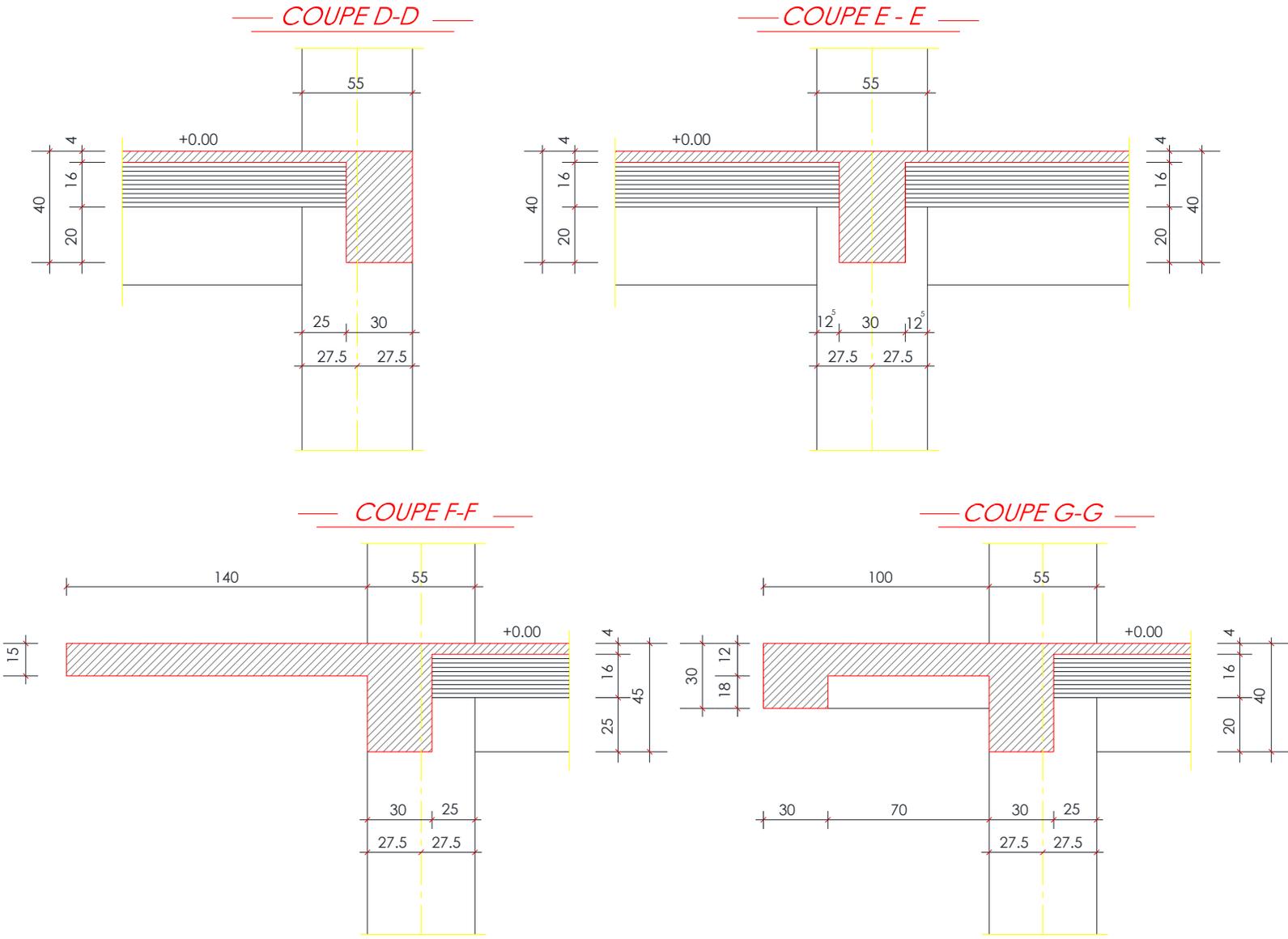
## *Plan des coffrages*



PLAN ENTRE SOL 01 NIV



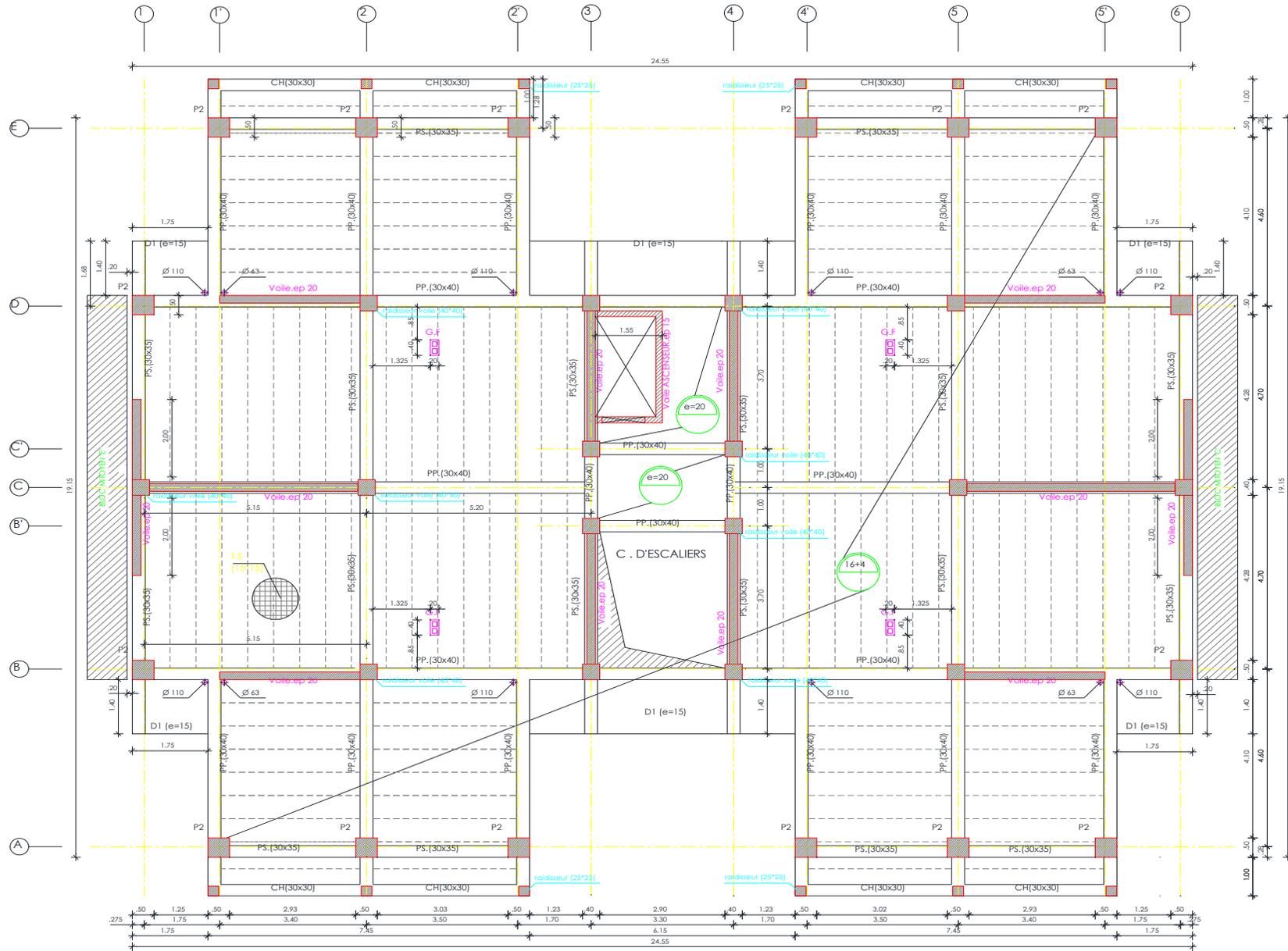
COUVERTURE PLANCHER RDC  
**PLAN REZ DE CHAUSSEE NIV +0.00**



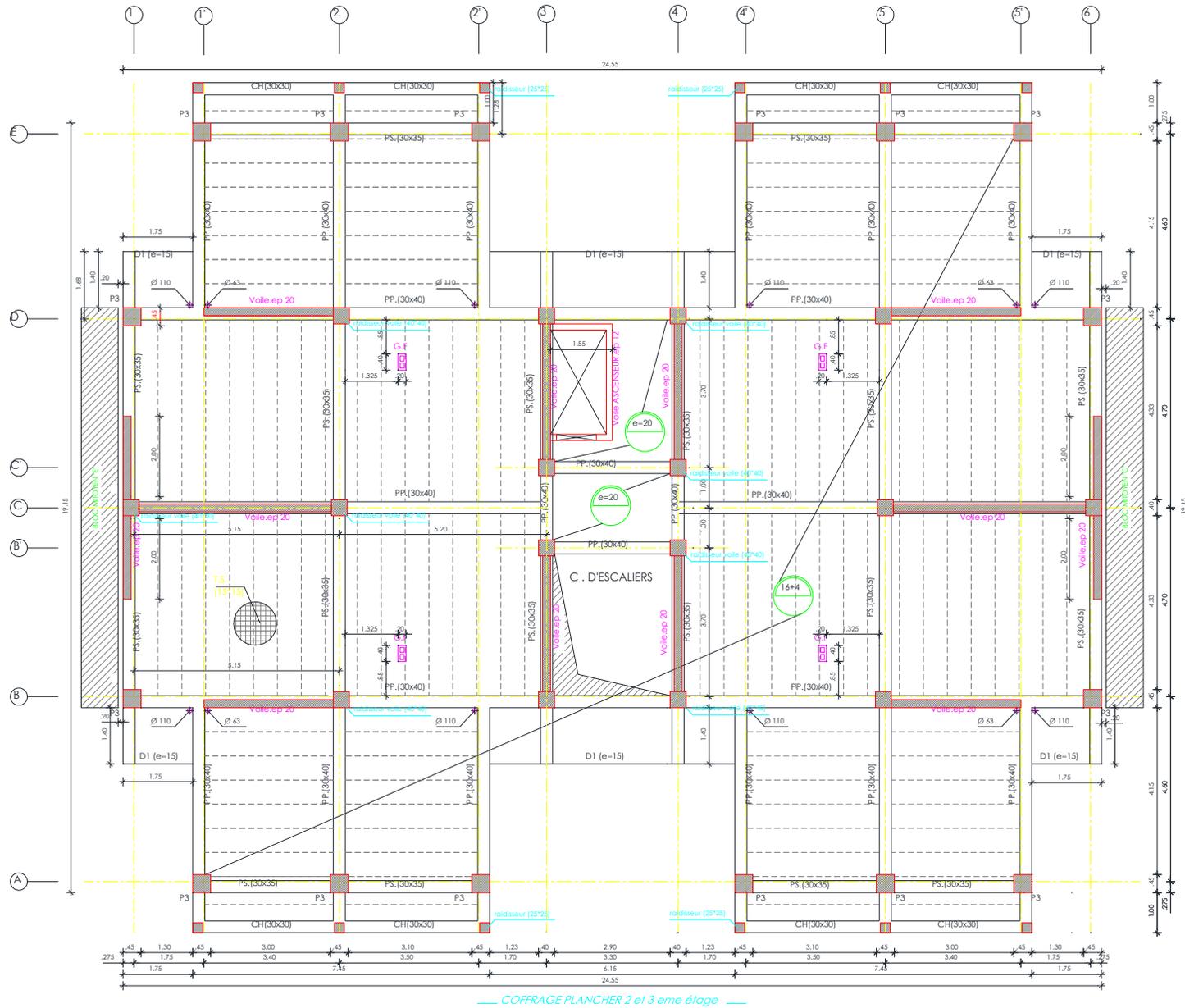
**PLAN DE LES COUPES RDC**

**CHAPITRE VIII :**

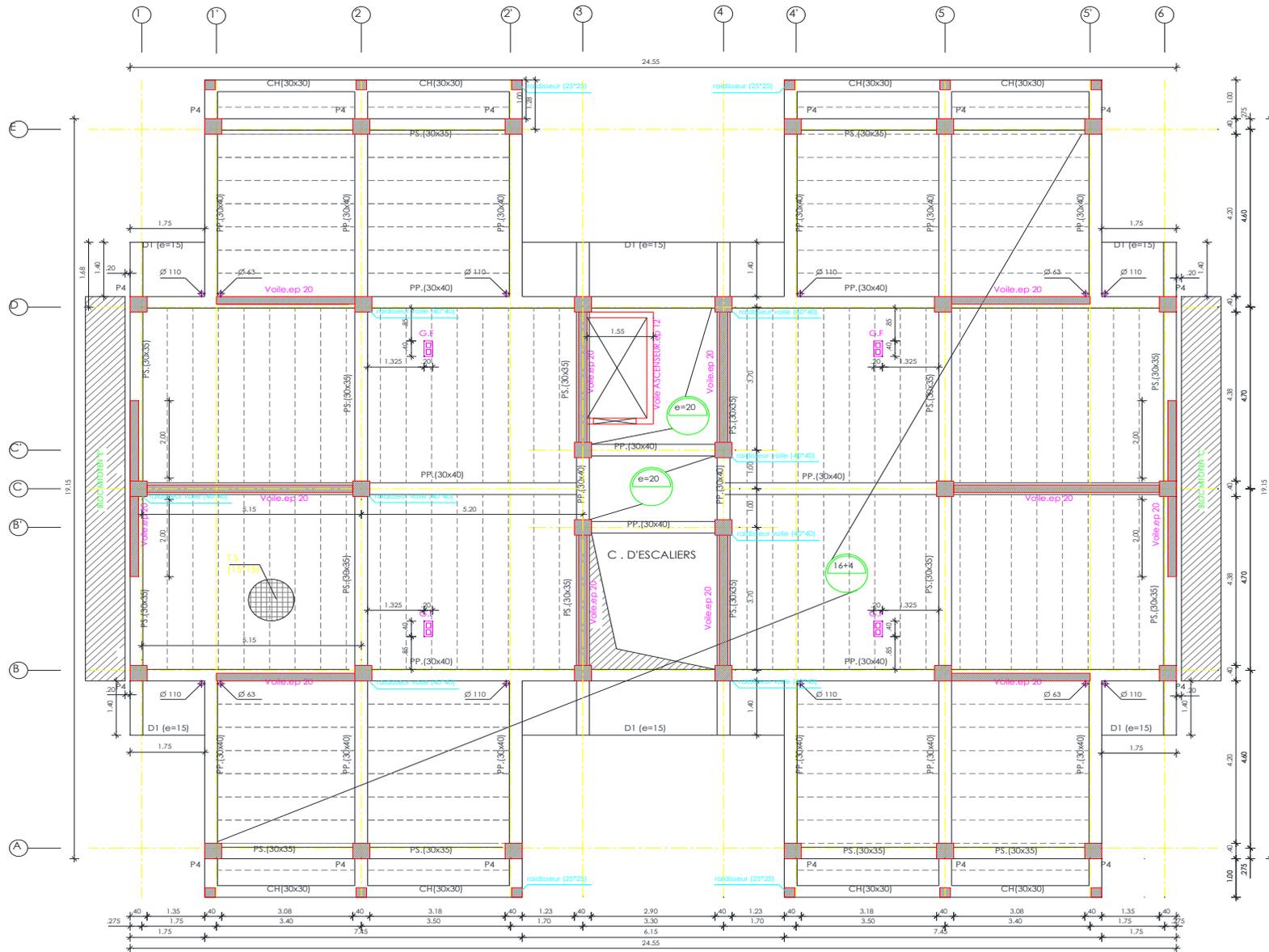
**Plan des coffrages**



**Vue en plan 1ER étage NIV +3.06**

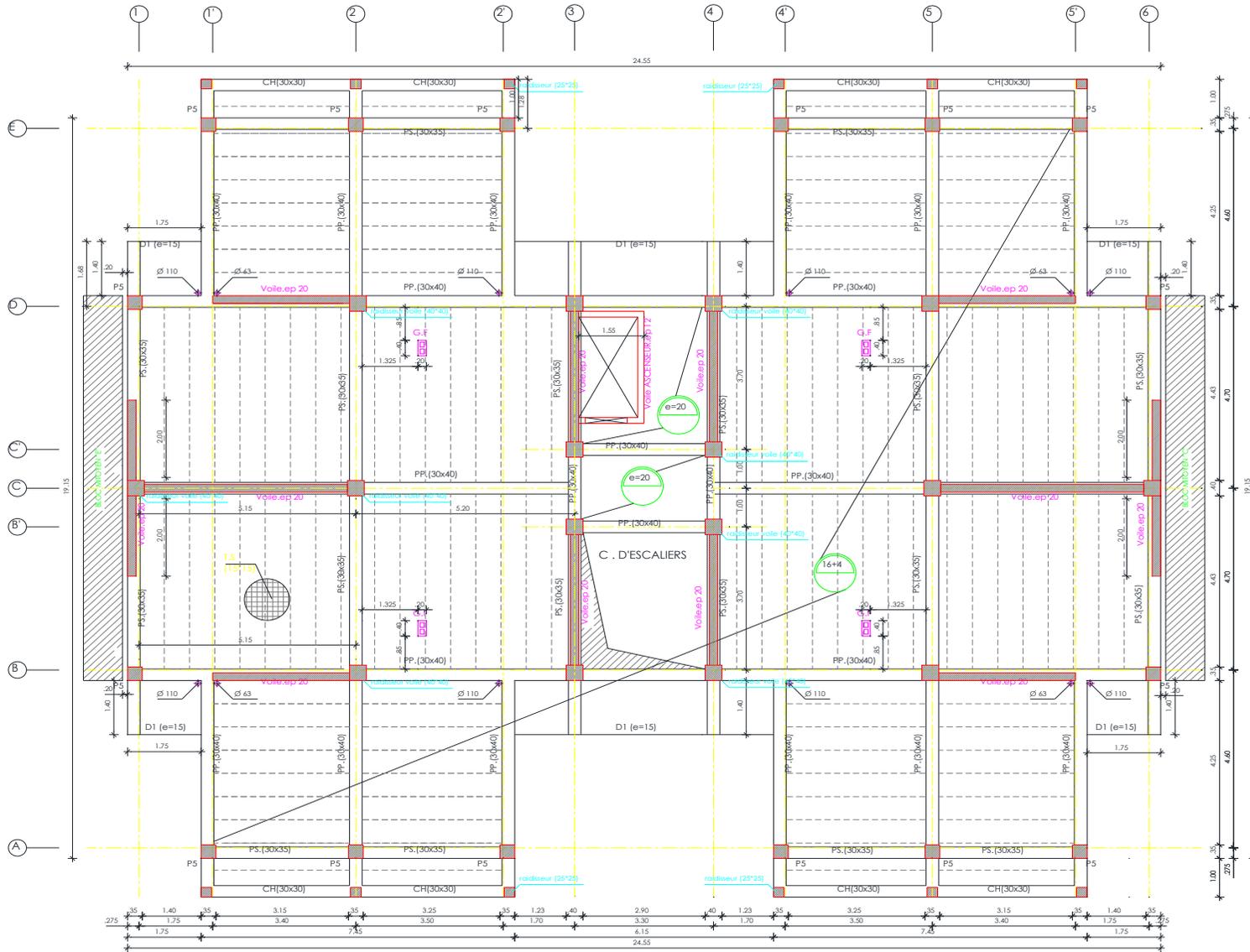


Vue en plan 2-3eme étage

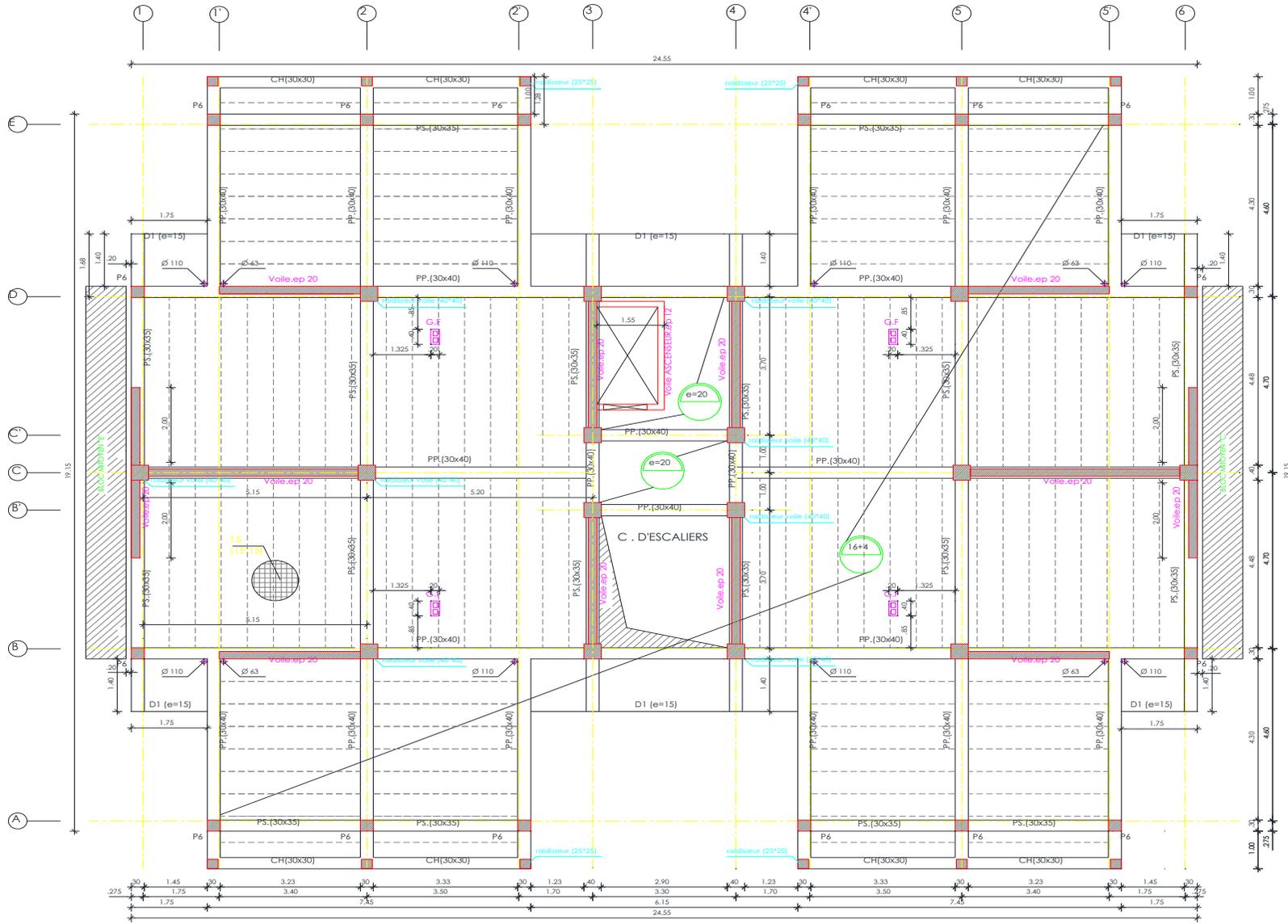


COFFRAGE PLANCHER 4 et 5 eme étage

Vue en plan étage courant 4-5 eme

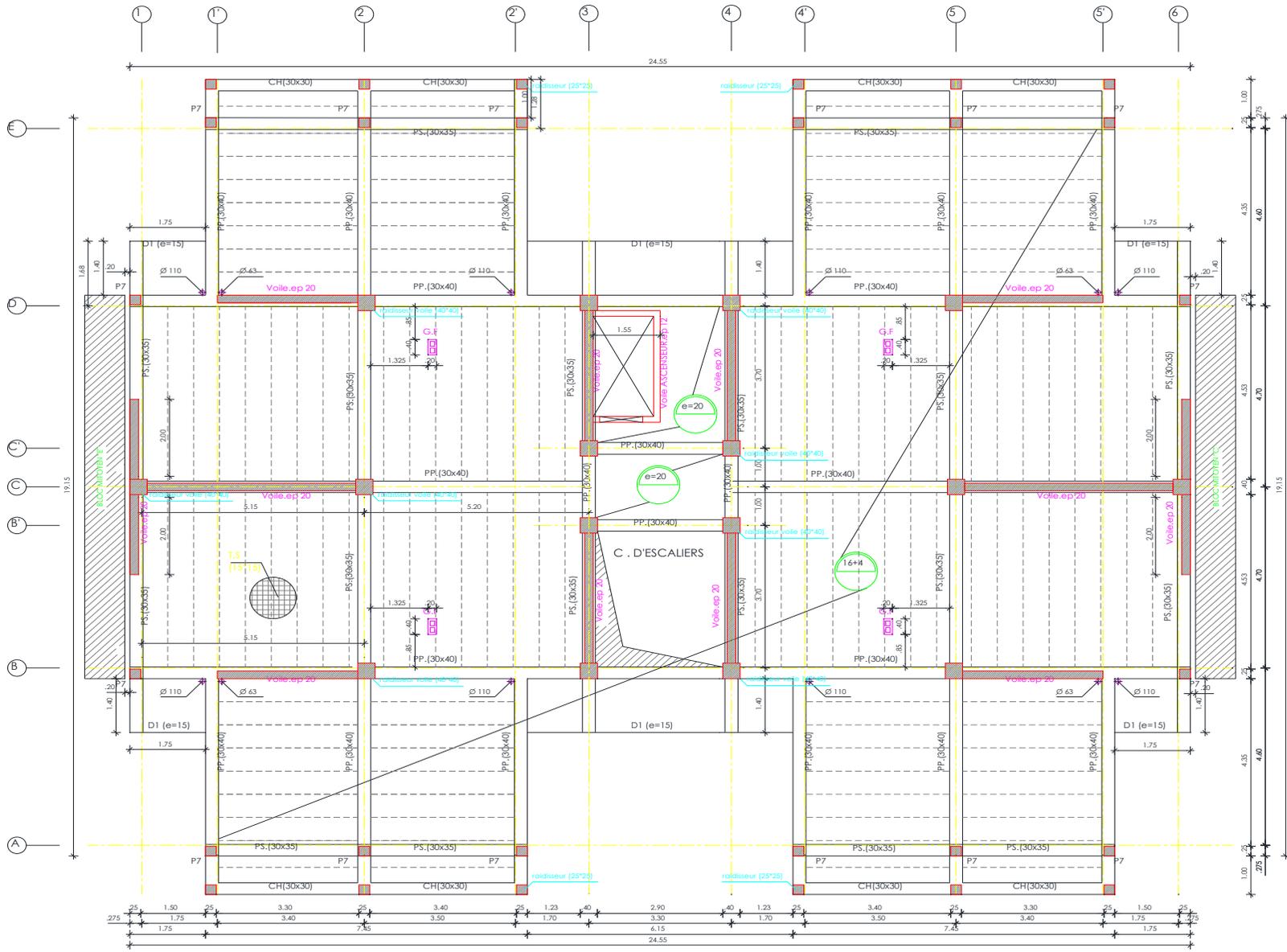


Vue en plan étage courant 6-7 eme



COFFRAGE PLANCHER 8 et 9 eme étage

Vue en plan étage courant 8-9 eme



Vue en plan étage courant 10 eme

# conclusion

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout les logiciels de calcul tel que « Robot ». Lors de ce travail, nous avons tenté d'utiliser un logiciel technique, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude.

Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint notre objectif qui nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

# Bibliographique

## **REGLEMENT :**

-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
-  Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2.
-  Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (Fascicule 62).
-  NBN EN 206-1

## **Livre :**

-  Le béton armé aux états limites (Mr KEBAILI).

## **Les logicielles :**

-  Logiciel d'analyse des structures 'ROBOT 2017' (modélisation ; analyses et calcul).
-  Excel 2013 (calcul).
-  Logiciel ROBOT EXPERT 2010 (calcul de ferrailage et vérification)
-  Word 2013 (traitement des textes).
-  Logiciel AUTOCAD 2017 (dessin).