

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE A.MIRA BEJAIA



Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa
جامعة بجاية

Faculté de la Technologie
Département Génie Civil

Mémoire de Fin de Cycle

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil.

Option : Matériaux et structures.

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+08+sous sol) à
usages multiples**



Présenté par :

M^{elle}. ABES Samira
M^{elle}. LAIB Samia

Encadré par :

M^{elle} BOUSSAA Leila

Promotion 2016



Remerciements

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

*Nous remercions, en premier lieu notre Dieu qui a bien voulu
nous donner la force et la patience pour effectuer le présent
travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A M^{elle} BOUSSAA LEILA : notre promotrice, pour avoir
accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre
travail.*

*A Mr AMRAR FARID: pour son bon accueil au sein du bureau
d'étude.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce mémoire.*



Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chères sœurs et mon frère :

Radia, wissem, Tiziri, Nawel, Mbarka, fariel et djoudi.

A toute ma famille

A mes meilleurs amies : Fariel, Kahina, Fazia, Zoubida, Zahra, Narimane, Katia

LAIB SAMIA



Je dédie ce modeste travail :

A un grand homme qui ma toujours soutenu et qui a renforcé la volonté, la force, le courage et l'espoir dans mon cœur cet homme est mon très cher père que Dieu le garde

A la plus adorable et douce maman sur terre et que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance pour sa compréhension que Dieu la protège

A mon adorable frère : ILyes

A mes très chères sœurs : Nassima, Lamia, Sihame, Amel et khouloud

A mes tantes et mes oncles

A chaque cousins et cousines

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère

A la promotion génie civile 2015-2016

ABES SAMIRA

Sommaire

1. Introduction Générale	11
2. Présentation de l'ouvrage.....	13
2.1.....	Localisation
.....	13
2.2.....	Usage futur
.....	14
2.3.....	Caractéristiques géométriques
.....	20
2.4.....	Caractéristiques structurelles
.....	20
2.5.....	Caractéristiques des matériaux
.....	21
2.5.1. Béton	21
2.5.2. L'Acier	24
2.6.....	Référence de calcul
.....	25
3. Prédimensionnement de l'ouvrage	27
3.1.....	l'acrotère :
.....	27
3.2.....	Les planchers
.....	27
3.2.1. Hauteur du plancher	27
3.2.2. Les Poutrelles	28
3.2.3. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)	29
3.3.....	La maçonnerie
.....	30
3.3.1. Maçonnerie extérieurs (double cloison)	30
3.3.2. Maçonnerie intérieurs (simple cloison).....	30
3.3.3. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)	30
3.4.....	L'Escalier
.....	31
3.5.....	L'Ascenseur
.....	33
3.6.....	Les poutres
.....	33
3.7.....	Les voiles
.....	33
3.8.....	Les poteaux
.....	34

4. Les éléments non structuraux	37
4.1.....L'Acrotère	37
4.1.1. Charges et surcharge	37
4.1.2. Sollicitations.....	38
4.1.3. Ferrailage de l'acrotère	39
4.1.4. Vérification à l'E.L.U	40
4.1.5. Vérification à l'E.L.S.....	40
4.1.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère	41
4.2..... Le Plancher à corps creux - Poutrelles-	41
4.2.1. Types de poutrelles.....	41
4.2.2. Charges et Surcharges	42
4.2.3. Plancher à Commerce.....	43
4.2.4. Plancher à usage Bureau	45
4.2.5. Plancher habitation	47
4.2.6. Plancher terrasse.....	49
4.2.7. Schéma de ferrailage	51
4.3..... Le Plancher à corps creux - Dalle de compression-	52
4.4.....L'escalier	53
4.4.1. Volée (01) et (03)	53
4.4.2. Volée (02).....	55
4.4.3. Poutre palière brisée	57
4.4.3.6. Vérification à l'E.L.S.....	59
4.4.4. Schéma de ferrailage	60
5. Etude Sismique	63
5.1. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 ..	63
5.1.1.Zone sismique (A3.1./RPA99/2003)	63
5.1.2.Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003)	63
5.1.3. Site (A3.3./RPA99/2003)	63
5.1.4.Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003)	63
5.1.5. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)	64
5.2. Etude sismique	65

5.2.1.	Choix de la méthode de calcul	65
5.2.1.1.	<i>Méthodes utilisables (A4.1.1./RPA99/2003)</i>	65
5.2.1.2.	<i>Condition d'application la méthode statique équivalente)</i>	65
5.2.2.	Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3./RPA99/2003)	65
5.2.2.1.	<i>Principe de Modélisation (A4.3.2./RPA99/2003)</i>	65
5.2.2.2.	<i>Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis</i>	65
5.2.2.3.	<i>Programme utilisé pour la modélisation</i>	66
5.2.3.	Paramètres utilisées pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)	68
5.2.4.	Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale	70
5.2.4.1.	Modes de vibrations de la structure	71
5.2.4.2.	<i>Périodes de vibration / Participation massiques r</i>	72
5.2.5.	Poids et centre de gravité de la structure	72
5.2.5.1.	Moments et Efforts tranchants par niveau	73
5.2.5.2.	Déplacement de la structure par niveau	75
5.2.5.3.	Effort sismique à la base la structure	75
5.2.5.4.	Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003)	78
5.2.6.	Justification de la sécurité de l'ouvrage	79
5.2.6.1.	Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P.A99/2003)	79
5.2.6.2.	Justification de la largeur du joint sismique (A.5.8. R.P.A99/2003)	79
5.2.6.3.	Justification vis-à-vis l'effet P- Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)	80
5.2.6.4.	Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P.A99/2003)	80
6.	Les éléments structuraux	82
6.1.	Poutres	82
6.1.1.	Type de Sollicitation	82
6.1.2.	Recommandation du R.P.A99/2003	82
6.1.3.	Diagramme des moments fléchissant (KN.m)	83
6.1.4.	Diagramme des Efforts tranchants (KN)	85
6.1.5.	Poutres Principales	86
6.1.6.	Poutres Secondaires	87

6.1.7.	Dispositions constructive	89
6.1.8.	Schéma de ferrailage	90
6.2. Poteaux		91
6.2.1.	Type de Sollicitation	91
6.2.2.	Recommandation du R.P.A99/2003	91
6.2.3.	Vérification spécifiques selon le R.P.A99/2003 (A7.4.3)	92
6.2.4.	Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal (N, M ₂ et M ₃ -KN.m)	95
6.2.5.	Diagramme des Efforts tranchants (V ₂ , V ₃ -KN)	96
6.2.6.	Etape de calcul	97
6.2.7.	Sollicitations de calcul	97
6.2.8.	Ferrailage type du poteau le plus sollicité	98
6.2.9.	Disposition constructive des armatures dans les poutres	100
6.2.10.	Schéma de ferrailage	100
6.3. Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres (A7.6-R.P.A99/2003)		102
6.3.1.	Dispositions constructives	102
6.3.2.	Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant	102
6.4. Voiles		103
6.4.1.	Type de Sollicitation	104
6.4.2.	Recommandation du R.P.A99/2003	104
6.4.2.6. Règles communes		105
6.4.3.	Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal)	105
6.4.4.	Calcul des voiles par la méthode des contraintes	107

6.4.6.	Ferrailage d'un voile type selon XX : VX2	109
6.4.7.	Ferrailage d'un voile type selon YY	117
7.	Infrastructure	129
7.1.	Etude du sol	129
7.2.	Type de fondation adopté	130
7.3.	Radier général nervuré	131
7.3.1.	Pré dimensionnement du radier	131
7.3.2.	Caractéristiques géométriques du radier	132
7.3.3.	Résultante des forces (N, M1, M2, V) par rapport au centre de gravité (Xg, Yg).	133
7.3.4.	Justification du radier	134
7.3.4.1.	Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales	134
7.3.4.2.	Vérification au soulèvement	134
7.3.4.3.	Vérification de la stabilité au renversement	135
7.3.4.4.	Vérification de l'effort de sous pression	135
7.3.4.5.	Vérification au poinçonnement	135
7.3.5.	Ferrailage de la dalle radier	136
7.3.6.	Ferrailage Débord	138
7.3.7.	Ferrailage des nervures (poutre de rigidité)	140
7.4.	Voile périphérique	147
7.4.1.	Caractéristiques du Sol	147
7.4.2.	Panneau le plus sollicité du Voile périphérique	147
7.4.3.	Evaluation des Charges et Surcharges	147
7.4.4.	Ferrailage du Voile	148
7.4.5.	Vérification de l'effort tranchant	149
7.4.5.1.	Vérification à l'ELS	149
7.4.5.2.	Schéma de ferrailage du Voile Périphérique	150

1. Introduction Générale

Introduction

Générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique

Présentation de l'ouvrage a étudié

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bloc multifonctionnel (Bloc type –A-) faisant partie d'un ensemble immobilier à usage: commerciale, service et habitation à Mansoura, wilaya de Bordj Bou Arreridj. Classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA99 (Art 3.2).

2. Présentation de l'ouvrage

2.1. Localisation

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bloc multifonctionnel (**Bloc type A**) faisant partie d'un ensemble immobilier à usage: commerciale, service et habitation à **Mansoura**, wilaya de **Bordj Bou Arreridj**.

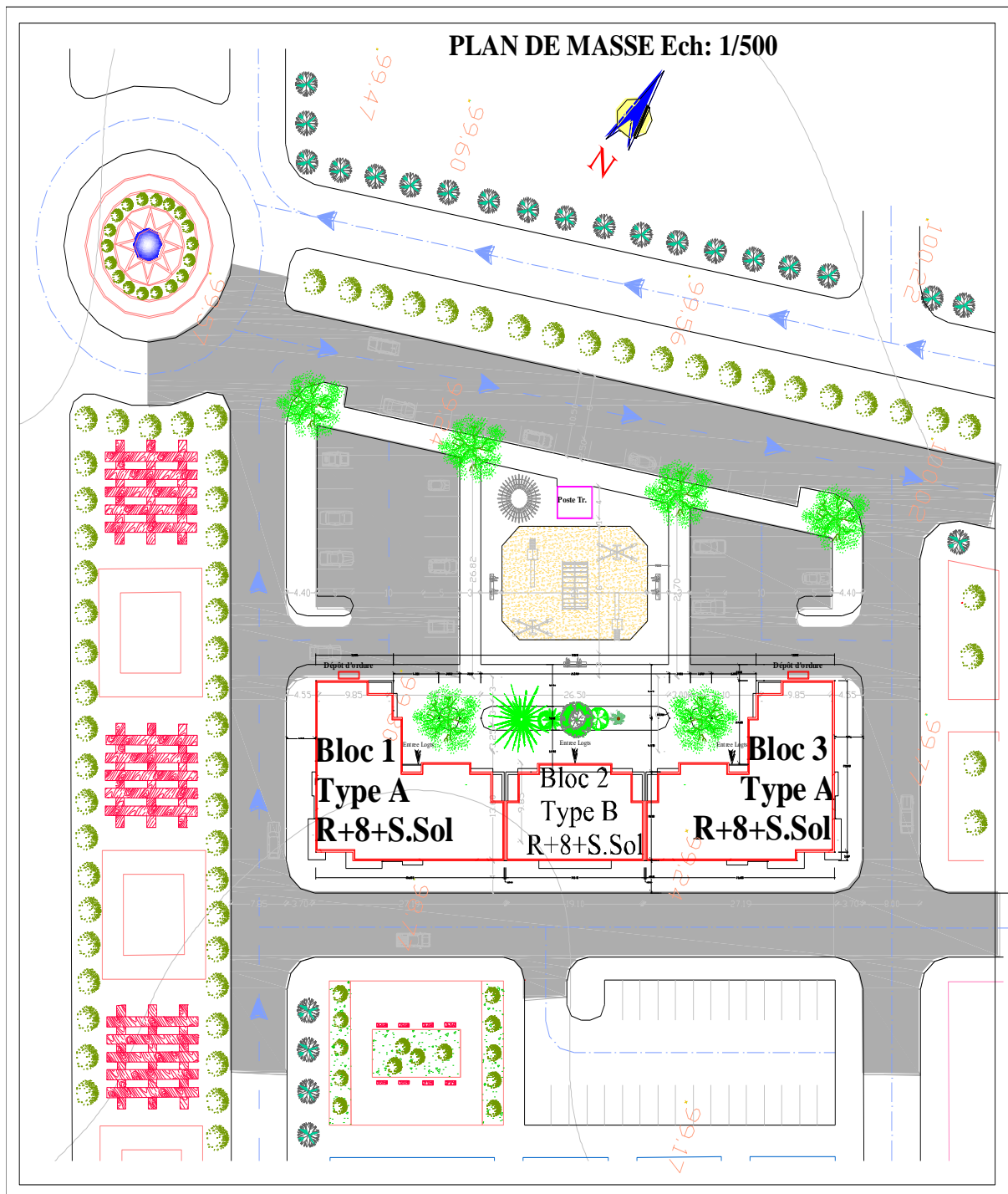


Figure2. 1: Plan de masse du projet

2.2. Usage futur

Le bloc a étudié se compose de **10 niveaux** sur une emprise au sol de **390 m²** :

Tableau 2. 12. 1: Usage des niveaux du bloc étudié

Niveaux	L'usage
S. Sol	Parking
R.D.C	Commerce
Etage 1 et 2	Bureau
Etages courants:3→8	Habitation: 4 logements F3par étage

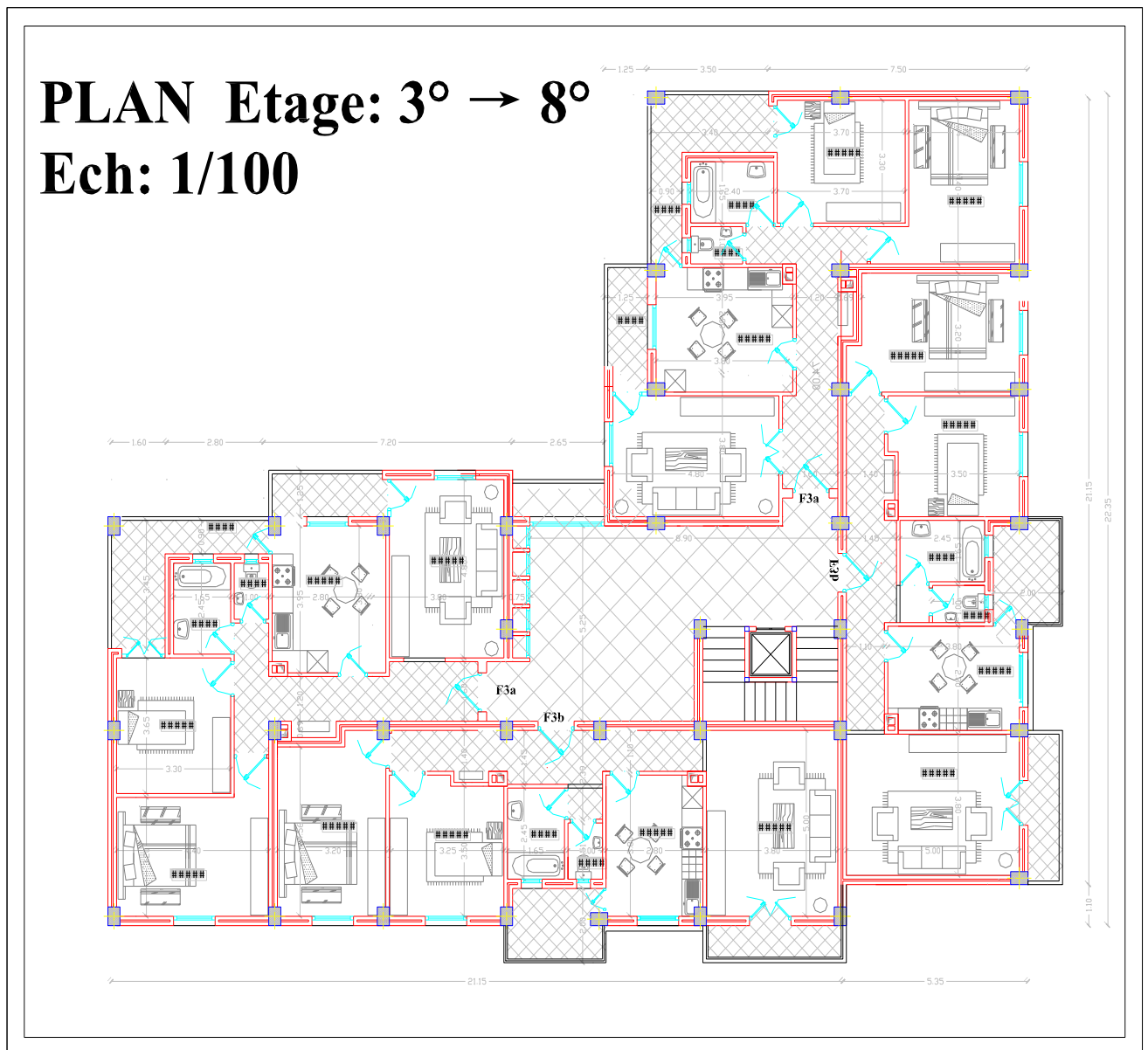


Figure 2. 1: Plan étage courant: 3 → 8

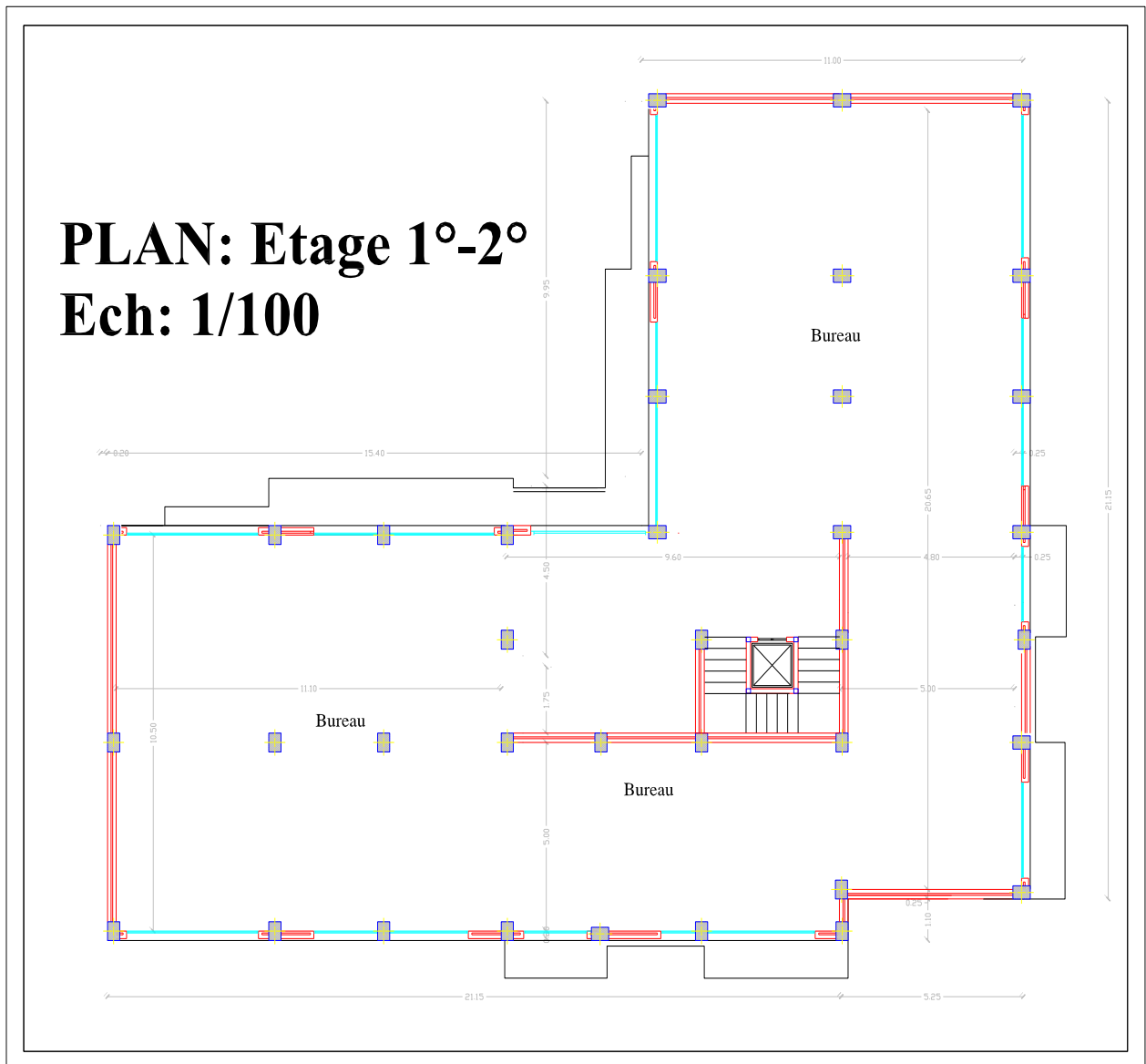


Figure 2. 2: Plan étage: 1 → 2

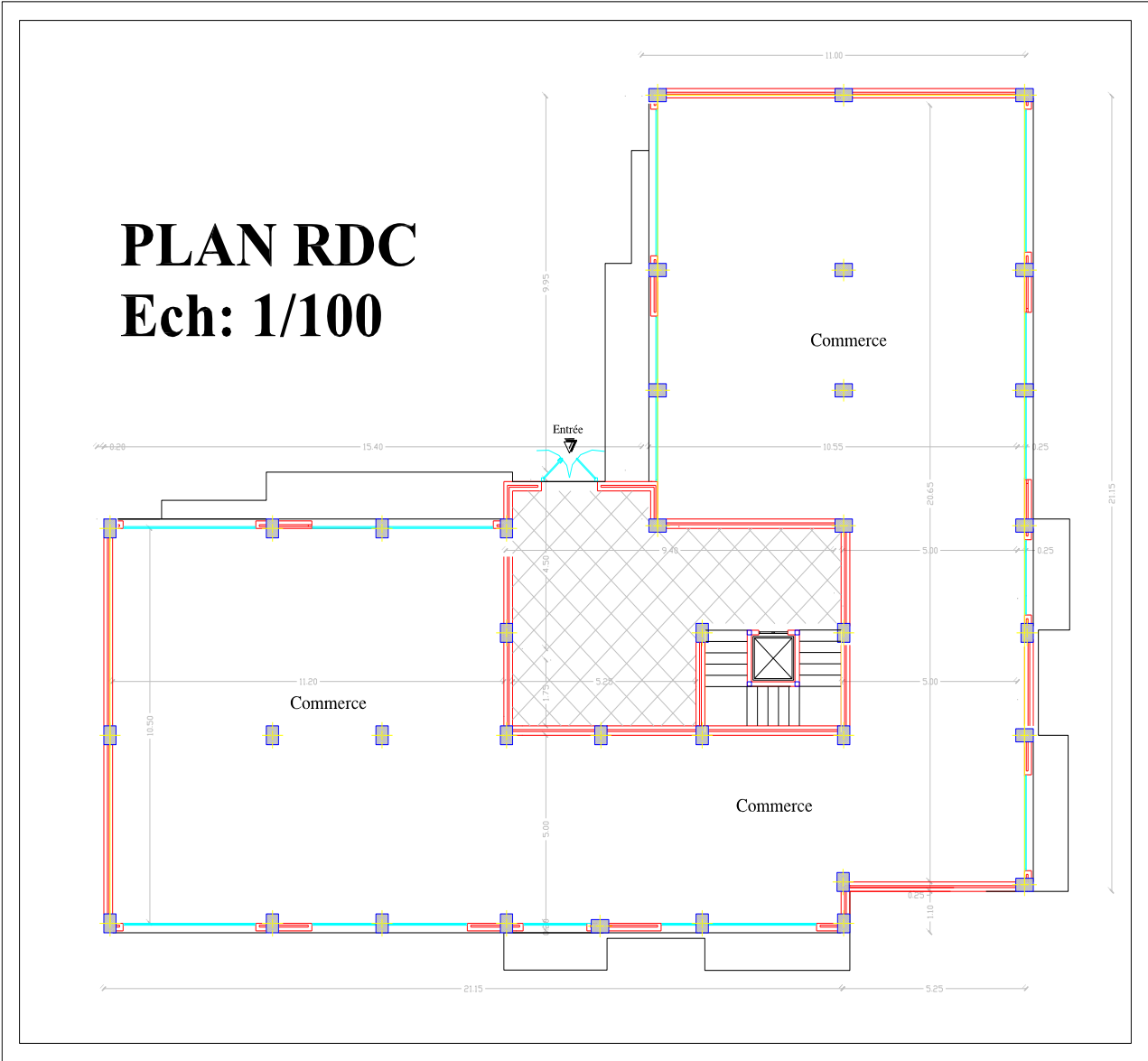


Figure 2. 3: Plan étage: 1 → 2

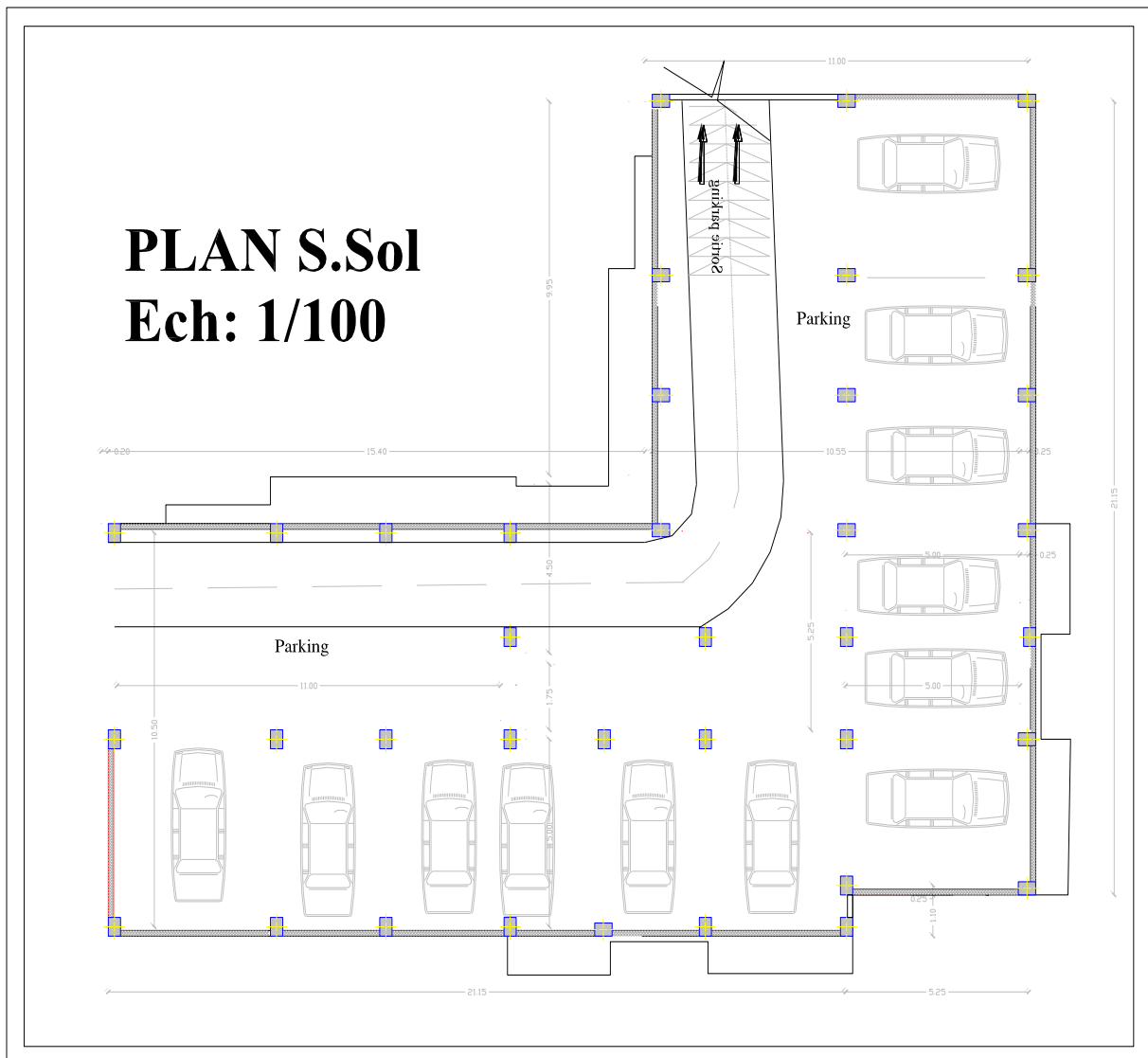


Figure 2. 4: Plan étage: S. Sol (Parking)

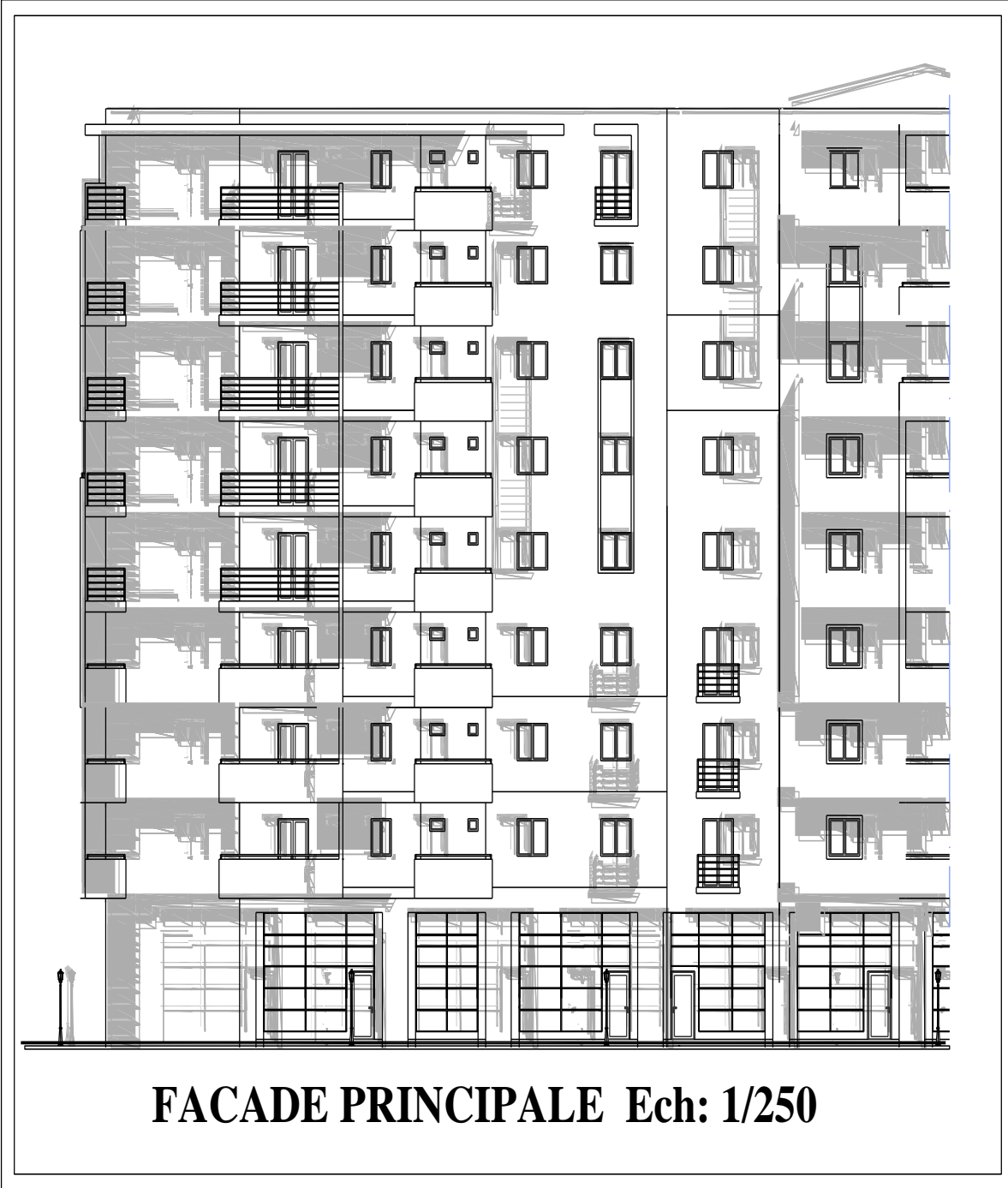


Figure 2. 5: Façade Principale



Figure 2. 6: Façade Postérieure

2.3. Caractéristiques géométriques

Tableau 2. 2: Caractéristiques géométriques du bloc étudié

En élévation	Hauteur totale de la super- structure	27,54 m
	Hauteur du RDC.....	3.06 m
	Hauteur de l'étage courant.....	3.06 m
	Hauteur du S. Sol.....	3.06 m
	Hauteur totale de la super et l'infrastructure.....	30.60 m
En plan	Longueur total.....	35.26 m
	Largeur total.....	16.65 m

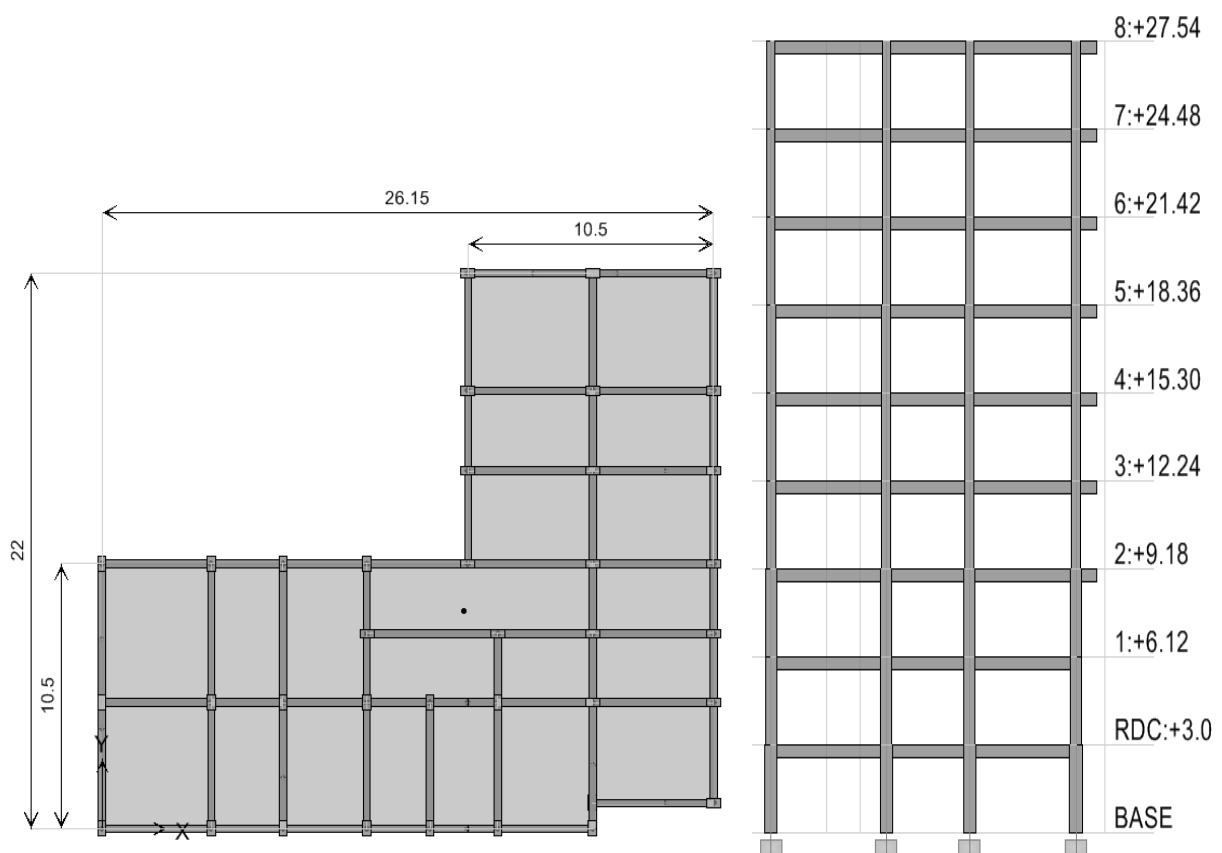


Figure2. 1: Caractéristiques géométriques en plan et en élévation

2.4. Caractéristiques structurelles

- Structure : en **Béton Armé**
- Système structurel : **Portiques** (Poteaux-Poutres) et des **Voiles**
- Planchers : en Corps creux
- Maçonnerie : maçonnerie en brique creuse
- Cage d'Escalier / Ascenseur : L'accès aux étages supérieurs est assuré par l'ascenseur entouré par une cage d'escalier droit à trois volées.

2.5. Caractéristiques des matériaux

2.5.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement. Pour un mètre cube de béton courant est composé de 350 Kg de ciment (CPA 325), de 400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$), de 800 l Gravillons ($5 < D_g < 15\text{mm}$) et Gravier ($15 < D_g < 25\text{mm}$), ainsi 175 l d'eau de gâchage. Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 et 2500 Kg /m³.

2.5.1.1. Résistance caractéristique du béton en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté f_{c28}). Cette résistance f_{cj} est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ j}$$

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$.

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ j}$$

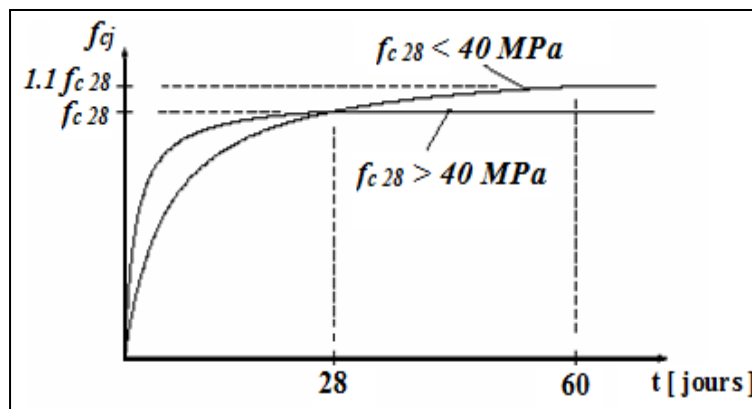


Figure 2. 7: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m³ de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPA. On prend $f_{c28}=25 \text{ MPa}$.

2.5.1.2. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées;
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est Conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

2.5.1.3. Contrainte limite à l'Etat limite ultime

- ✓ **Contrainte ultime de compression :**

On adopte le diagramme parabole- rectangle suivant : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$

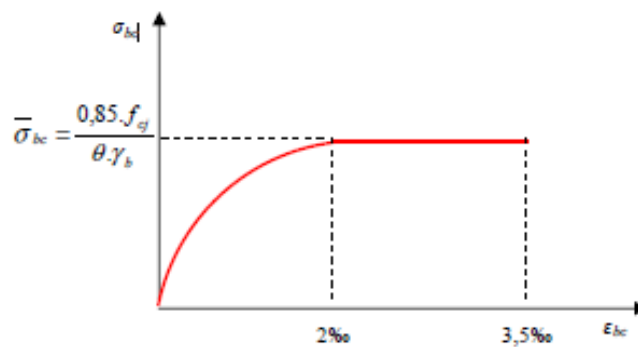


Figure 2. 8: Diagramme des contraintes du Béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité:

situations	durables ou transitoires	accidentelles
γ_b	1,5	1,15
f_{bu} (MPa)	14,20	18,48

- ✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pour fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pour fissuration préjudiciable.}$$

2.5.1.4. Contrainte limite à l'Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

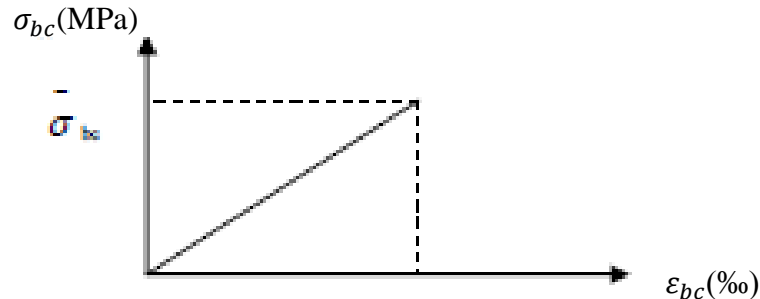


Figure 2. 9: Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

2.5.1.5. Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} :

✓ **Le module de déformation longitudinale instantané:**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}, \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = \left(\frac{1}{3}\right) E_{ij} = 11000 (f_{28})^{1/3}.$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

✓ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(v+1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec : E : module de Young

V : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale :

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta L/L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec : ξ_t : Déformation limite transversale.

ξ_L : Déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations à l'ELU, le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations à l'ELS, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

2.5.2. L'Acier

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPA.

2.5.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e pour les principales armatures utilisées :

Tableau 2. 3: limite d'élasticité f_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

2.5.2.2. Contrainte limite à l'Etat limite ultime

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

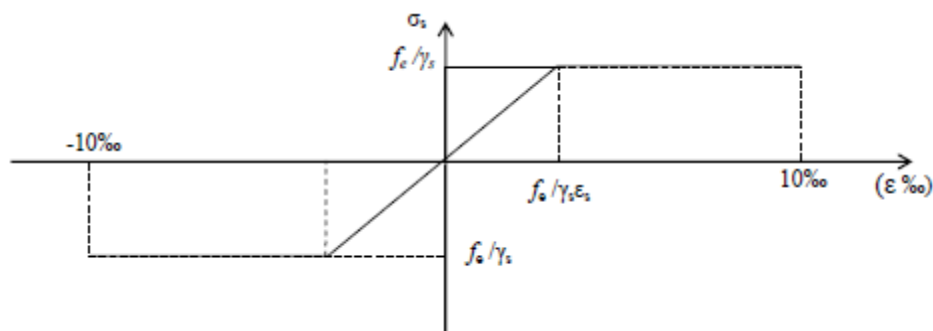


Figure 2. 10: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec : $E_s = 200\,000\text{MPa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable où transitoire.

2.5.2.3. Contrainte limite à l'Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bt} = \min(1/2f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec : η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

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

2.6. Référence de calcul

DTR : BC2.48: Règlement parasismique algérien "R.P.A 99 / 03"

DTR : BC2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé" C.B.A93 "

DTR.BC.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation

B.A.E.L91: Béton armé aux états limites ultimes

Prédimensionnement de l'ouvrage

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations (Infrastructure) qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages (Superstructure) dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- *L'acrotère;*
- *Les planchers;*
- *Les balcons;*
- *les escaliers;*
- *les poutres.*
- *Les poteaux,*
- *Les voiles*

Ce prédimensionnement est effectué au stade de l'avant-projet, en se référant aux nôtres règlements. Ce prédimensionnement corrigés éventuellement au moment de l'étude

3. Prédimensionnement de l'ouvrage

3.1. l'acrotère :

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

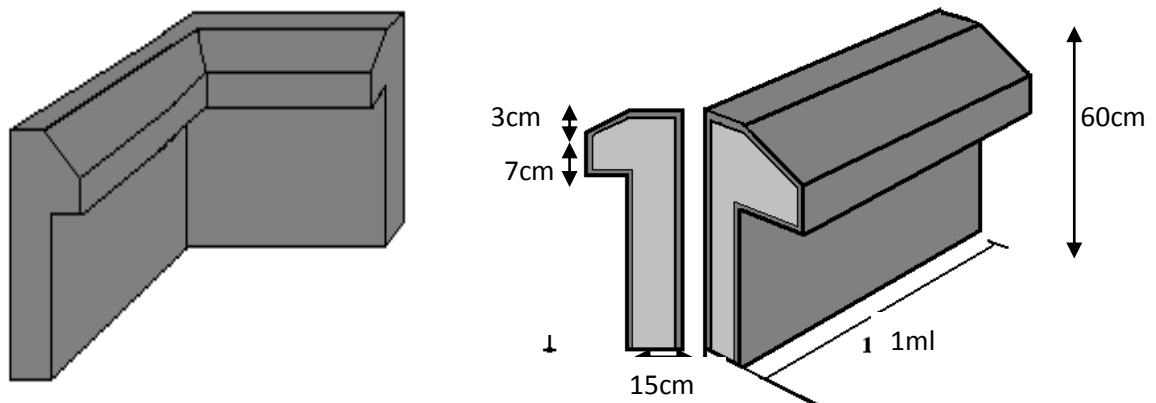


Figure 3. 1: Schéma représentatif de l'acrotère

3.2. Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

- transmettent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation aux éléments porteurs de la structure; les planchers sont supposés infiniment rigides dans le plan horizontal;
- fonction d'isolation: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet, on a choisi des planchers en corps creux, il est constitué de:

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance;
- Poutrelles : éléments résistants du plancher;
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.

3.2.1. Hauteur du plancher

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation (**B.6.8.4.2.4/ CBA 93**) :

$$H_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} = \frac{468 - 30}{22.5} = \frac{438}{22.5} = 19.74 \text{ cm}$$

Avec :

L_{\max} : Travée maximale de la poutrelle mesurée entre nus d'appuis (figure 3.3)

H_t : Hauteur totale du plancher.

$H_{\text{dalle.C}}$ = 16 cm : Hauteur du corps creux.

$H_{\text{comps.C}}$ = 4 cm : Hauteur de la dalle de compression.

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = H_{dalle.C} + H_{corps.C} = 16 + 4 = 20\text{cm}$).

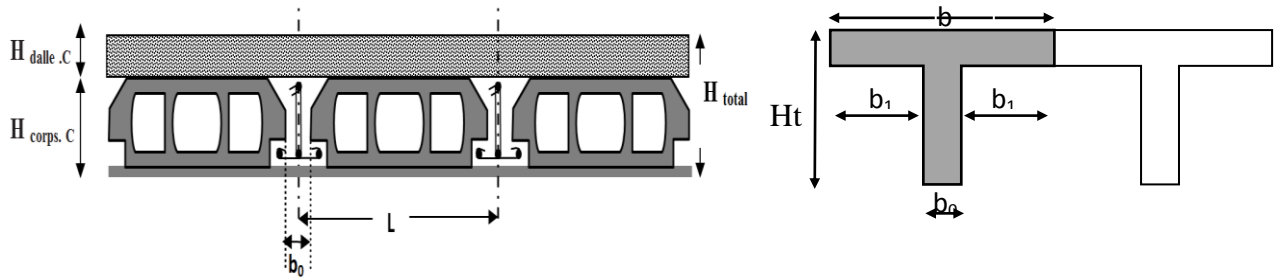


Figure 3. 2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux

3.2.2. Les Poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (figure.3.3) :

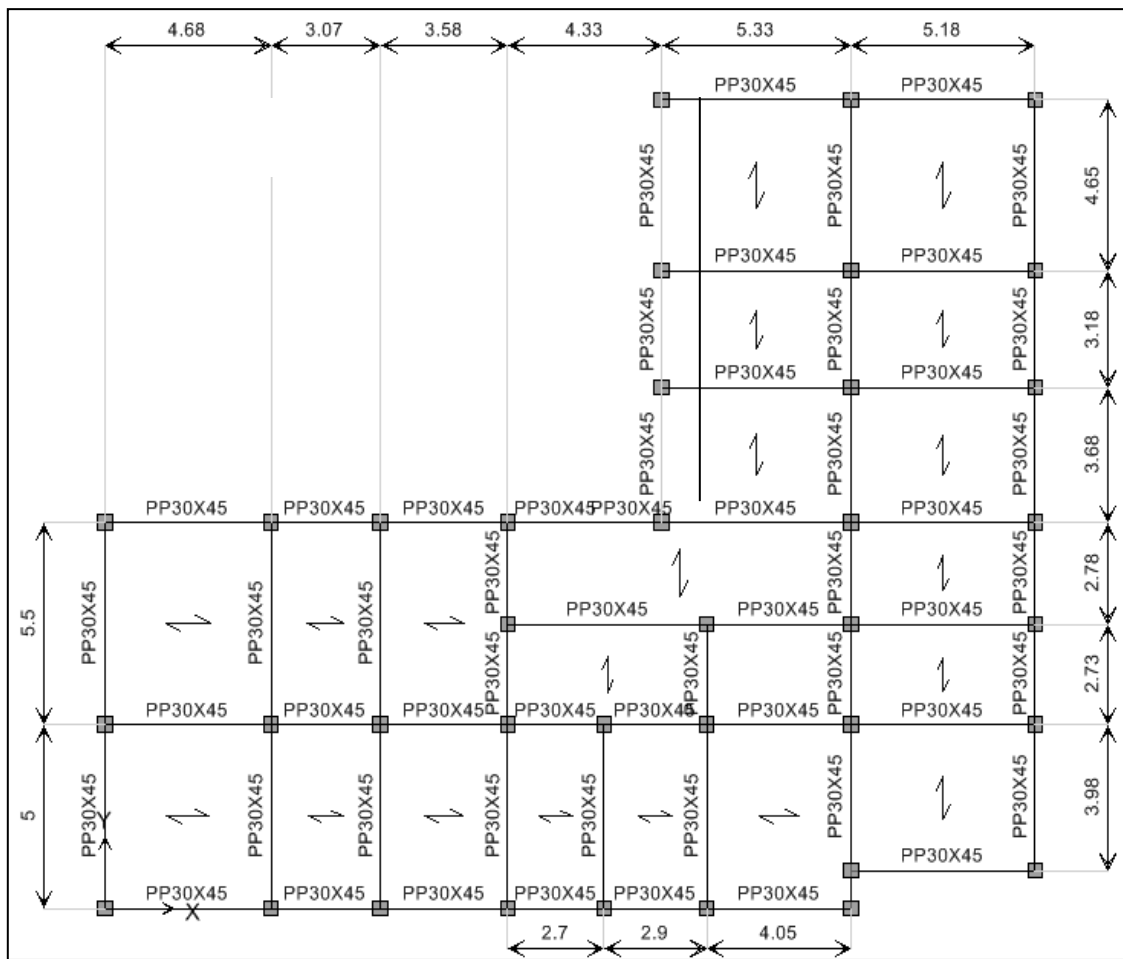


Figure 3. 3: La disposition de poutrelle

Tableau 3. 1: Détermination de la largeur de la table de compression :

Condition	L_x (cm)	L_y (cm)	b_1 (cm)	b (cm)
$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right]$	$65 - 12 = 53$	$270 - 3 = 240$	24	60

Avec :

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

3.2.3. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)

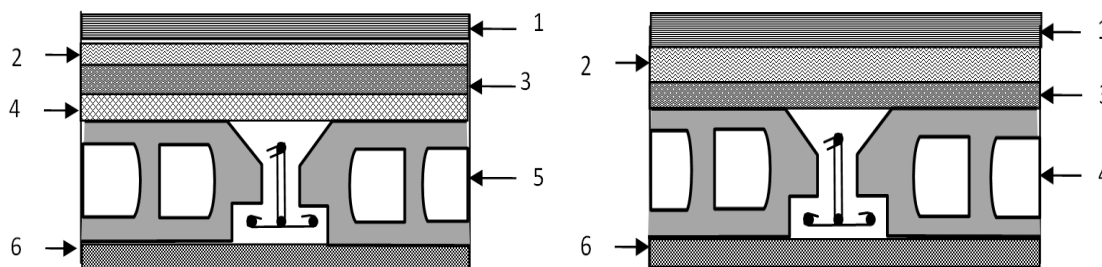


Figure 3. 4: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible et étage courant

Tableau 3. 2: Charge et surcharge des planchers :

Plancher	Référent désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1.Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2.Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3.Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4.Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5.Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6.Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total :				5.75	1
Plancher courant	1. Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	/
	2. Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3. Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4. Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5. Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6. Cloison de distribution	10	0.1	1	
Total :				5.33	variable

Les surcharges d'exploitations :

- Terrasse inaccessible $Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Plancher habitation $Q = 1,50 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Plancher Commerce $Q = 5,00 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Plancher Service $Q = 2,50 \text{ KN} / \text{m}^2$

3.3. La maçonnerie

Ils jouent un rôle important dans la séparation ainsi l'isolation thermique et phonique du bâtiment.

3.3.1. Maçonnerie extérieurs (double cloison)

- Brique creuse de 10 cm
- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
- Brique creuse de 10cm

3.3.2. Maçonnerie intérieurs (simple cloison)

- Brique creuse de 10 cm

3.3.3. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)

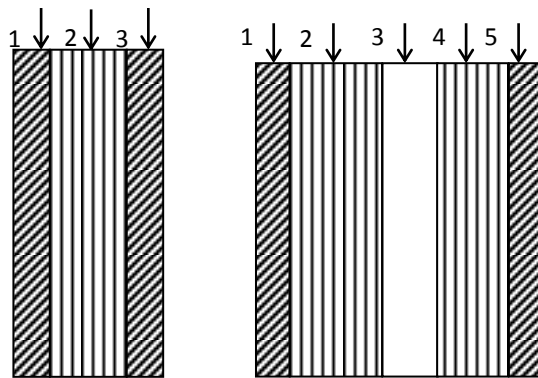


Figure 3. 5: Coupe transversale d'un mur extérieur et intérieur

Tableau 3. 3: Charge et surcharge murs :

Type de murs	Référent / Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1. Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2. Brique creuse	9	0.15	1.35
	3. lame d'air	/	0.05	/
	4. Brique creuse	9	0.1	0.9
	5. Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total :				2.93
Murs intérieurs	1. Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	2. Brique creuse	9	0.1	0.9
	3. Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total :				1.46

3.4. L'Escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontale et d'un palier permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, il présente une issue de secoure en cas d'urgence.

Pour tous les étages, il y a un seul type d'escalier : trois volées avec deux paliers intermédiaires tournent autour de la cage d'ascenseur. Il se compose :

- **La marche** : est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** : est la partie verticale, contre la marche.
- **L'embranchement** : est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** : supporte les marches.
- **Volée** : c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

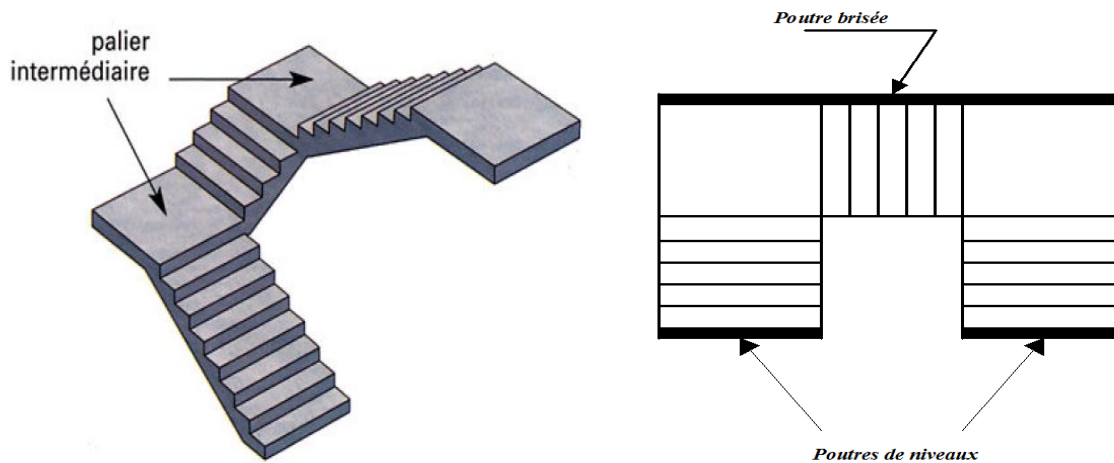


Figure 3. 6: Schéma représentatif de l'escalier

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

$$2h + g = \text{environ } 64. \text{ (} h \text{ et } g \text{ en centimètres)}$$

Pour chaque volée à: $3.06 / 3 = 1.02\text{m}$:

- $h = H/n$ avec : (n) est le nombre des contremarches et $H=1,02\text{m}$.
- $g = L/(n-1)$ avec : ($n-1$) est le nombre des marches.

n : 6 c-marches	m : 5 marches	$60 < 2h+g < 65$	Observation
17 cm	30 cm	64	CV.

3.4.1. Hauteur "paillasse/ palier" de l'escalier

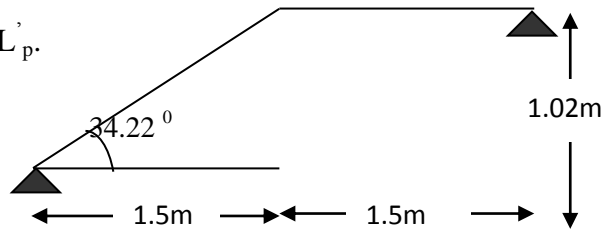
- Volée (01) et (03)

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

Avec : L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier du départ.

L'_p : Longueur du palier d'arrivée.



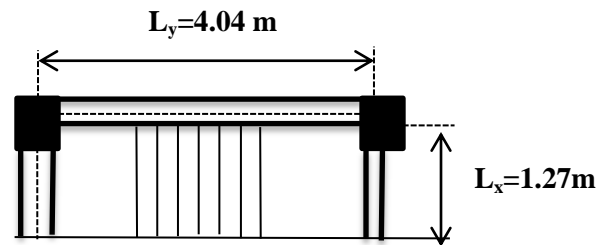
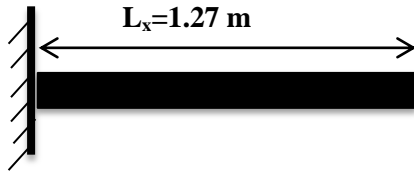
$$L = \sqrt{L_v^2 + H^2} + L_p \Rightarrow L = \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} + 1.5 = 3.31m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{331}{30} \leq e \leq \frac{331}{20} \Rightarrow 11.03cm \leq e \leq 16.55cm$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

- Volée (02)

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).



$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{127}{20} \Rightarrow e \geq 6.35cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

L'épaisseur de l'escalier choisit est de : **15 cm**

3.4.2. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)

Tableau 3. 4: Charge et surcharge Escalier (paillasse et palier) :

Désignation		Poids volumique	Epaisseur	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	
Paillasse						
Paillasse		25	0.15	4.53	2.50	
Les marches		22	/	1.87		
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44		
	Vertical	22	/	0.25		
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40		
	vertical	20	/	0.22		
Enduit de plâtre		18	0.015	0.32		
Total :				8.03		
Palier						
Palier		25	0.15	4.53		
Carrelage		22	0.02	0.44		
Mortier de pose		20	0.02	0.4		
Lit de sable		18	0.02	0.36		
Enduit de plâtre		14	0.02	0.28		
Total				5.98		

3.5. L'Ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur à une surface nette de $(1,3 \times 1,3) \text{ m}^2$, le système de levage de l'ascenseur, selon le B.E.T, est assuré par un système de levage mécanique, ce système de levage sera installé au niveau du S. Sol.

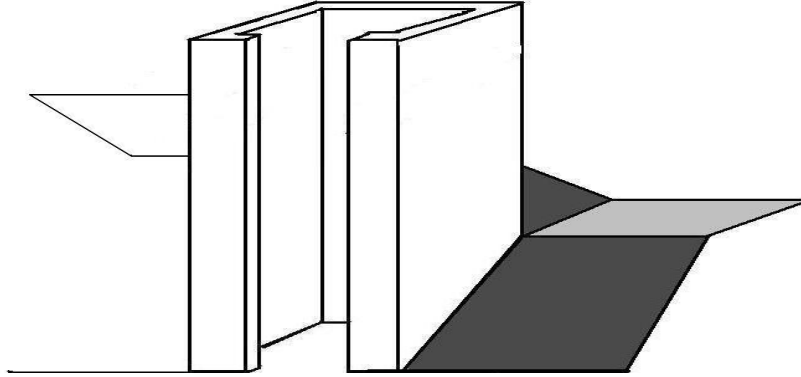


Figure 3. 7 : La cage d'ascenseur

3.6. Les poutres

Le prédimensionnement des poutres se fait selon le BEAL91 ainsi le RPA99/2003, selon les conditions suivantes :

Tableau 3. 5: Prédimensionnement des poutres

	L_{max}	Selon BEAL 91		Selon RPA 99 version 2003		
		hauteur	largeur	Hauteur	Largeur	h/b
		$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$h \geq 30$	$b \geq 20$	$\frac{h}{b} \leq 4$
P. Secondaire	438	$43.8 \leq h \leq 29.2 \rightarrow (b \cdot h) = (30 \cdot 45) \text{ cm}^2$				
P. Principale	520	$5.20 \leq h \leq 34.66 \rightarrow (b \cdot h) = (30 \cdot 45) \text{ cm}^2$				

3.7. Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes (A 7.7.1/R.P.A 99/03) :

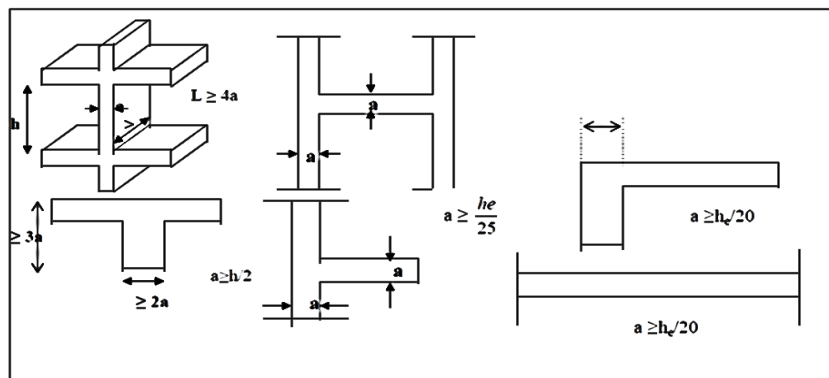


Figure 3. 8: Coupes des voiles en plan et en élévation

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 20 \text{ cm}$

3.8. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre des charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1) , en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

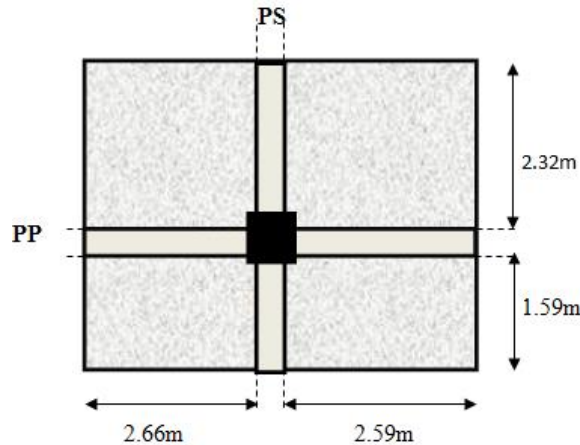


Figure 3. 9 : Poteau le plus sollicité

Il préconise de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté.tel que :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_c / \gamma_s)) \quad \text{(B.8.4.1/C.B.A93)}$$

α : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux:

$$\begin{cases} \alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2) & \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times (50 / \lambda)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article, d'où : $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times 1) = 0.708$

Puisque la structure comporte plus de 5 étages; suivant l'article 6.3 de D.T.R.BC2.2: loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages est applicable :

$$\sum_0 = Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sum_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$

$$\sum_5 = 7.00 \text{ KN/m}^2, \sum_6 = 8.50 \text{ KN/m}^2, \sum_7 = 9.875 \text{ KN/m}^2, \sum_8 = 14.11 \text{ KN/m}^2, \sum_9 = 14.33 \text{ KN/m}^2$$

- Avec: $g_{\text{cumulé}}$: Charge permanent cumulé du plancher (KN)
 $q_{\text{cumulé}}$: Surcharge d'exploitation \Rightarrow cumulée du plancher (KN)
 S : Surface du plancher revenant au poteau considéré
 $G_{P,P}$: Poids de la poutre principale revenant au poteau
 $G_{P,S}$: Poids de la poutre secondaire revenant au poteau
 A : Section d'acier, A est pris égal à 0,8% en zone IIa (R.P.A99/03)

Tableau 3. 6: La descente de charge pour le poteau le plus sollicité

Niv	g(KN,m ²)					q (KN,m ²)				Nu
	Plancher		poutre			Q	Q dégression	S	q cumulé	
	G	S	G _{P,S}	G _{P,P}	g cumulé					
8	5,75	9,17	13,21	17,73	83,6675	1	1	9,17	9,17	126,71
7	5,33	9,17	13,21	17,73	163,484	1,5	2,5	9,17	32,095	268,85
6	5,33	9,17	13,21	17,73	243,3	1,5	3,85	9,17	67,3995	429,56
5	5,33	9,17	13,21	17,73	323,116	1,5	5,05	9,17	113,708	606,77
4	5,33	9,17	13,21	17,73	402,932	1,5	6,1	9,17	169,645	798,43
3	5,33	9,17	13,21	17,73	482,748	1,5	7	9,17	233,835	1002,47
2	5,33	9,17	13,21	17,73	562,564	1,5	8,5	9,17	311,78	1227,14
1	5,33	9,17	13,21	17,73	642,38	2,5	9,875	9,17	402,33375	1470,72
RDC	5,33	9,17	13,21	17,73	722,196	2,5	14,11	9,17	531,72245	1772,55
S.SOL	5,33	9,17	13,21	17,73	802,012	5	14,33	9,17	663,12855	2077,41

Tableau 3. 7: Dimensionnement des poteaux

Niveau	Nu(KN)	Br (cm ²)	a adopté (cm)	B Calcul (cm ²)	b adopté (cm)
8	126,71	82,39	35	4,95	35*40
7	268,85	174,81	35	8,25	
6	429,56	279,3	35	11,98	
5	606,77	394,52	35	16,09	35*45
4	798,43	519,14	35	20,55	
3	1002,47	651,81	35	25,28	
2	1227,14	797,89	35	30,5	35*55
1	1470,72	956,26	35	36,16	
RDC	1772,55	1152,51	35	43,17	35*60
S-sol	2077,41	1350,73	35	50,25	

Calcul des Éléments secondaires

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/version2003...).

4. Les éléments non structuraux

4.1. L'Acrotère

L'acrotère est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_P) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera :

- en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS.

4.1.1. Charges et surcharge

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

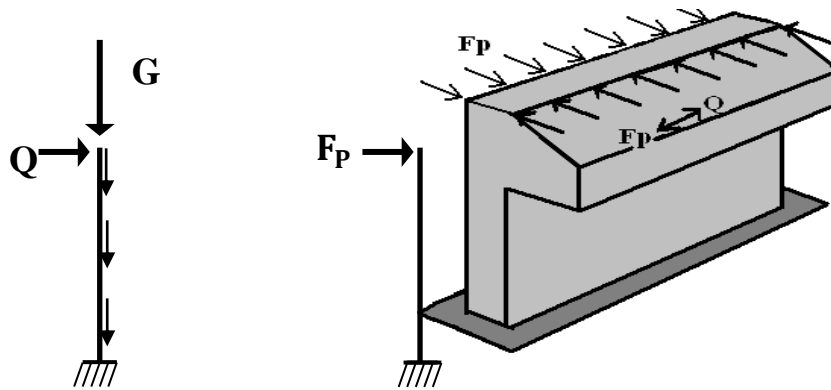


Figure 4. 1: Schéma statique de l'acrotère

4.1.1.1. Charge verticale:

Tableau 4. 1: Evaluation des charges et surcharges

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

La charge d'exploitation $Q = 1.00$ KN/ml

S_{acr} : Surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

4.1.1.2. Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{A99 (article 6.2.3).}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA99-Tableau 4.1**)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (**RPA99-Tableau 6.1**)

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa :

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.6225 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.6225 \Leftrightarrow F_p = 1.2588 \text{ KN}$$

4.1.2. Sollicitations

- Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1 \times 1.2588 \times 0.284 \Rightarrow M_{F_p} = 0.3575 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 4. 2: Sollicitations du calcul de l'acrotère

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	0.9575	0.90	0.6

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9575}{2.6225} = 0.365 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 \text{ m} \\ e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et } N_u \text{ est un effort de} \end{cases}$$

compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation a la flexion simple soumise à un moment : $M_{ua} = N_u \times e$. Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle: $e = \frac{Mu}{Nu}$ par une excentricité totale de calcul: $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250) = 2\text{ cm}$$

L : portée de l'élément = 60 cm

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi) \dots\dots\dots (\text{Art A.4.3.5})$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 2 \times h = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$.

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m} \text{ D'où : } e = 0.365 + 0.02 + 0.00576 = 0.390\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.380 \text{ KN.m}$$

4.1.3. Ferrailage de l'acrotère

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 15\text{cm} \\ d = 12\text{cm} \\ b = 100\text{cm} \end{array} \right.$$

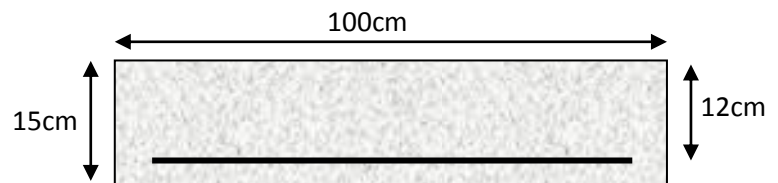


Figure 4. 2: Section de l'acrotère a ferrailé

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.380 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.5393 \text{ KN.m}$$

Avec M_{uA} est le moment de la flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.00752 < (\mu_l = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0094; \quad Z = d \times \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.119\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.5393 \times 10^{-3}}{0.116 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.37\text{cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.37 \times 10^{-4} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.27\text{cm}^2$$

4.1.4. Vérification à l'E.L.U

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} = \frac{2.2588 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0188 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \tau_u < \text{min} (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0188 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

* Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

* Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10048) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.208 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

4.1.5. Vérification à l'E.L.S

$$d = 0.12 \text{ m} ; N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} \\ \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow e_1 = \frac{0.6}{2.6225} + (0.12 - 0.075) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.273 \Rightarrow c = -0.153 \text{ m}$.

$$c = -0.153 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.153)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.153}{1} \Rightarrow P = -0.065 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.153)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.153)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0085 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m}$.

$$\mu_i = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_i = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3}}{0.0135} \times 0.1614 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{adm}}$$

4.1.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère

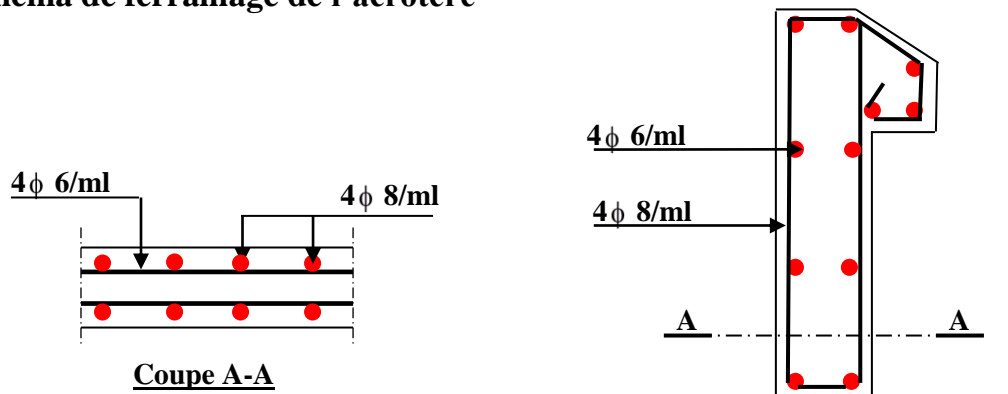


Figure 4. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

4.2. Le Plancher à corps creux - Poutrelles-

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis. Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

4.2.1. Types de poutrelles

On a 6 types de poutrelles.

Tableau 4. 3: Les Types de poutrelles :

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	
6 ^{ème} type	

4.2.2. Charges et Surcharges

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$ A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau 4. 4 : Combinaisons d'action :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN, m)		ELS (KN, m)	
			q _u	P _u	q _s	P _s
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6.02	6.75	4.388
Etage d'habitation	5,33	1.5	9.44	6,14	6.83	4,44
Etage bureau	5,33	2.5	10.94	7.11	7.83	5.09
Etage commerce	5,33	5.0	14.69	9.55	10.33	6.71

Remarque : Les conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites pour les quatre premiers types de poutrelles.

Le rapport (l_i / l_{i+1}) n'est pas vérifié pour les quatre premiers types, donc la méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée pour ces types. Donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

4.2.3. Plancher à Commerce

4.2.3.1. Sollicitations

Tableau 4. 5 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles -Plancher Commerce -

E.L.U										
Type 1-2-3-4										
Type	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
Type1	AB	4.69	9.552	25.688	0	-15.525	19.074	19.089	-25.71	
	BC	3.07	9.552	10.826	-15.525	-6.771	0.531	17.514	-11.811	
	CD	3.58	9.552	15.302	-6.771	-6.283	8.777	17.234	-16.962	
	DE	2.70	9.552	8.687	-6.283	-4.736	3.212	13.468	-12.322	
	EF	2.90	9.552	10.038	-4.736	-5.444	4.955	13.606	-14.095	
	FG	4.05	9.552	19.489	-5.444	0	16.957	20.687	-17.999	
Type2	AB	4.68	9.552	25.579	0	-15.46	18.993	19.048	-25.655	
	BC	3.07	9.552	11.052	-15.46	-9.456	1.004	16.618	-12.707	
	CD	3.58	9.552	14.936	-9.456	0	10.94	19.739	-14.457	
Type3	AB	3.98	9.552	18.498	0	-11.207	13.725	16.193	-21.824	
	BC	2.73	9.552	8.588	-11.207	-4.569	1.32	15.47	-10.607	
	CD	2.78	9.552	9.198	-4.569	-6.644	3.65	12.531	-14.024	
	DE	3.68	9.552	16.168	-6.644	-7.193	9.252	17.426	-17.725	
	EF	3.18	9.552	12.07	-7.193	-6.356	5.303	15.451	-14.924	
	FG	4.65	9.552	25.719	-6.356	0	22.737	23.575	-20.842	
Type4	AB	3.68	9.552	15.781	0	-10.017	11.549	14.854	-20.298	
	BC	3.18	9.552	11.929	-10.017	-15.295	0.438	13.528	-16.847	
	CD	4.65	9.552	25.252	-15.295	0	18.736	25.498	-18.919	
Type 5										
Type	α	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	0.484	AB	2.73	9.552	8.899	0	-5.537	7.423	13.038	-14.994
		BC	2.78	9.552	9.228	-5.537	0	7.799	15.268	-13.277
Type 6										
Type	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)		
Type 6	AB	2.78	9.552	0	0	9.228	13.277	-13.277		

4.2.3.2. Ferrailage

Tableau 4. 6: Ferrailage des poutrelles - plancher commerce-

	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	22.737	0.076	0.099	0.173	3.781	1.41	4HA12 =4. 52
Ap. Interm	15.525	0.052	0.067	0.175	2.547	1.41	3HA10 = 3.14
AP. Rive	3.859	0.013	0.016	0.179	0.619	0.26	1HA10=0.79

4.2.3.3. Vérification de la Flèche

Tableau 4. 7: Sollicitations à l'ELS des poutrelles -Plancher Bureaux -

E.L.S								
Type 1-2-3-4								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.69	6.715	18.058	0	-10.799	1.998	13.458
	BC	3.07	6.715	7.611	-10.799	-4.71	1.834	0.449
	CD	3.58	6.715	10.757	-4.71	-4.371	1.804	6.218
	DE	2.70	6.715	6.107	-4.371	-3.295	1.41	2.298
	EF	2.90	6.715	7.057	-3.295	-3.787	1.424	3.52
	FG	4.05	6.715	13.701	-3.787	0	2.166	11.939
Type 2	AB	4.68	6.715	17.982	0	-10.754	1.994	13.4
	BC	3.07	6.715	7.769	-10.754	-6.578	1.74	0.617
	CD	3.58	6.715	10.50	-6.578	0	2.067	7.72
Type 3	AB	3.98	6.715	13.003	0	-7.796	1.695	9.684
	BC	2.73	6.715	6.037	-7.796	-3.178	1.62	0.982
	CD	2.78	6.715	3.852	-3.178	-4.622	1.312	2.607
	DE	3.68	6.715	11.366	-4.622	-5.004	1.824	6.555
	EF	3.18	6.715	8.485	-5.004	-4.421	1.618	3.778
	FG	4.65	6.715	18.08	-4.421	0	2.468	16.006
Type 4	AB	3.68	6.715	11.094	0	-6.968	1.555	8.15
	BC	3.18	6.715	8.386	-6.968	-10.639	1.416	0.216
	CD	4.65	6.715	17.752	-10.639	0	2.669	13.22
Type 5								
Type	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	
Type 5	AB	2.78	9.552	0	0	9.228	13.277	
	AB	2.78	9.552	0	0	9.228	13.277	
Type 6								
Type	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		M _t (KN.m)	
Type 6	AB	2.78	6.715	0	0		6.487	

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=4.52 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles étage commerce ne vérifie

pas la flèche, alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 4HA14 = 6.16\text{cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79\text{cm}^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4. 8: Evaluation de la flèche dans le plancher étage commerce

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.69	6.16	5.18	7.14	13.84	17977.8	26082.7
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgy} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.87	16065.1	14870.6	13353.5	20915.6	0.852	0.938

4.2.4. Plancher à usage Bureau

4.2.4.1. Sollicitations

Tableau 4. 9: Sollicitations à l'ELU dans les poutrelles -Plancher Bureau -

E.L.U										
Type 1-2-3-4										
Type	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
Type1	AB	4.69	7.115	19.191	0	-10.791	14.539	14.384	-18.986	
	BC	3.07	7.115	8.105	-10.791	-4.707	0.909	12.903	-8.94	
	CD	3.58	7.115	11.398	-4.707	-4.368	6.862	12.831	-12.641	
	DE	2.70	7.115	6.472	-4.368	-3.292	2.665	10.004	-9.207	
	EF	2.90	7.115	7.477	-3.292	-3.784	3.944	10.147	-10.486	
	FG	4.05	7.115	14.527	-3.784	0	12.757	14.342	-13.474	
Type2	AB	4.68	7.115	19.108	0	-10.746	14.477	14.353	-18.945	
	BC	3.07	7.115	8.252	-10.746	-6.573	0.147	12.281	-9.562	
	CD	3.58	7.115	11.161	-6.573	0	8.349	14.572	-10.9	
Type3	AB	3.98	7.115	13.819	0	-7.79	10.462	12.202	-16.116	
	BC	2.73	7.115	6.427	-7.79	-3.176	1.346	11.402	-8.022	
	CD	2.78	7.115	6.854	-3.176	-4.619	2.995	9.371	-10.409	
	DE	3.68	7.115	12.043	-4.619	-5	7.236	12.988	-13.195	
	EF	3.18	7.115	8.991	-5	-4.418	4.287	11.496	-11.13	
	FG	4.65	7.115	19.167	-4.418	0	17.085	17.492	-15.592	
Type4	AB	3.68	7.115	11.590	0	-6.963	8.814	11.199	-14.984	
	BC	3.18	7.115	8.900	-6.963	-10.631	0.29	10.159	-12.466	
	CD	4.65	7.115	19.20	-10.631	0	14.282	18.829	-14.256	
Type 5										
Type	α	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	0.3 19	AB	2.73	7.115	6.628	0	-4.124	5.2	9.712	-11.168
		BC	2.78	7.115	6.873	-4.124	0	5.469	11.373	-9.889
Type 6										
Type	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)		
Type 6	AB	2.78	7.115	0	0	6.873	9.889	-9.889		

4.2.4.2. Ferrailage

Tableau 4. 10: Ferrailage des poutrelles - plancher bureau-

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	17.085	0.057	0.0737	0.17	2.812	1.41	4HA10 = 3.14
Ap. linter	10.791	0.036	0.046	0.176	1.756	1.41	1HA12+ 1HA10= 1.92
App. Rive	2.88	0.052	0.067	0.175	0.47	0.26	1HA8 = 0.5

4.2.4.3. Vérification de la Flèche

Tableau 4. 11: Sollicitations à l'ELS des poutrelles -Plancher Bureaux -

E.L.S								
Type 1-2-3-4								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.69	5.09	13.729	0	-7.643	2.022	10.434
	BC	3.07	5.09	5.798	-7.643	-3.333	1.814	0.702
	CD	3.58	5.09	8.154	-3.333	-3.093	1.803	4.942
	DE	2.70	5.09	4.630	-3.093	-2.332	1.406	1.934
	EF	2.90	5.09	5.349	-2.332	-2.68	1.426	2.846
	FG	4.05	5.09	10.392	-2.68	0	2.156	9.139
Type 2	AB	4.68	5.09	13.669	0	-7.611	2.017	10.39
	BC	3.07	5.09	5.904	-7.611	-4.655	1.726	0.045
	CD	3.58	5.09	7.985	-4.655	0	2.048	5.993
Type 3	AB	3.98	5.09	9.886	0	-5.517	1.715	7.509
	BC	2.73	5.09	4.598	-5.517	-2.249	1.603	1
	CD	2.78	5.09	4.903	-2.249	-3.271	1.317	2.17
	DE	3.68	5.09	8.616	-3.271	-3.541	1.825	5.211
	EF	3.18	5.09	6.432	-3.541	-3.129	1.616	3.101
	FG	4.65	5.09	13.711	-3.129	0	2.459	12.237
Type 4	AB	3.68	5.09	8.436	0	-4.931	1.574	6.327
	BC	3.18	5.09	6.367	-4.931	-7.53	1.428	0.269
	CD	4.65	5.09	13.741	-7.53	0	2.246	10.25
Type 5								
Type	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	
Type 5	AB	2.73	5.09	4.742	0	-2.95	3.721	
	BC	2.78	5.09	4.917	-2.95	0	3.913	
Type 6								
Type	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		M _t (KN.m)	
Type 6	AB	2.78	5.09	0	0		4.873	

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=3.14 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles plancher étage bureau ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 3HA14 = 4.62\text{cm}^2 \\ A_a = 1HA10 = 0.79\text{cm}^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4. 12: Evaluation de la flèche dans le plancher étage bureau

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.69	4.62	5.18	7.14	10.49	14400.5	23785.9
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.22	12831	11723.4	10814.7	17528	0.799	0.938

4.2.5. Plancher habitation

4.2.5.1. Sollicitations

Tableau 4. 13: Sollicitations à l'ELU dans les poutrelles –Plancher habitation -

E.L.U										
Type 1-2-3-4										
Type	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
Type1	AB	4.69	6.14	16.59	0	-8.898	12.726	12.501	-16.296	
	BC	3.07	6.14	7.016	-8.898	-3.881	1.062	11.059	-7.791	
	CD	3.58	6.14	9.836	-3.881	-3.601	6.096	11.069	-10.912	
	DE	2.70	6.14	5.586	-3.601	-2.715	2.446	8.617	-7.961	
	EF	2.90	6.14	6.453	-2.715	-3.12	3.539	8.763	-9.043	
	FG	4.05	6.14	12.54	-3.12	0	11.077	13.204	-11.663	
Type2	AB	4.68	6.14	16.518	0	-8.86	12.672	12.474	-16.261	
	BC	3.07	6.14	7.132	-8.86	-5.42	0.196	10.545	-8.304	
	CD	3.58	6.14	9.649	-5.42	0	7.313	12.505	-9.477	
Type3	AB	3.98	6.14	11.945	0	-6.423	9.158	10.605	-13.832	
	BC	2.73	6.14	5.562	-6.423	-2.619	1.357	9.775	-6.988	
	CD	2.78	6.14	5.916	-2.619	-3.808	2.733	8.107	-8.962	
	DE	3.68	6.14	10.393	-3.808	-4.123	6.429	11.212	-11.383	
	EF	3.18	6.14	7.759	-4.123	-3.643	3.88	9.914	-9.612	
	FG	4.65	6.14	16.545	-3.643	0	14.824	15.059	-13.492	
Type4	AB	3.68	6.14	6.428	0	-5.741	7.721	9.738	-12.858	
	BC	3.18	6.14	7.687	-5.741	-8.766	0.581	8.811	-10.714	
	CD	4.65	6.14	16.306	-8.766	0	12.502	16.161	-12.39	
Type 5										
Type	α	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	0.2 2	AB	2.73	6.14	5.72	0	-3.559	4.318	8.381	-9.638
		BC	2.78	6.14	5.932	-3.559	0	4.544	9.815	-8.534
Type 6										
Type	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)		
Type 6	AB	2.78	6.14	0	0	5.932	8.534	-8.534		

4.2.5.2. Ferrailage

Tableau 4. 14: Ferrailage des poutrelles - plancher habitation -

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	14.824	0.049	0.063	0.175	2.43	1.41	4HA10 =3.14
Ap. linter	8.898	0.029	0.0378	0.177	1.44	1.41	2HA10 =1.57
App. Rive	2.49	0.045	0.0083	0.179	0.40	0.26	1HA8 = 0.5

4.2.5.3. Vérification de la Flèche

Tableau 4. 15: Sollicitations à l'ELS des poutrelles -Plancher habitation -

E.L.S								
Type 1-2-3-4								
Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	4.69	4.44	11.995	0	-6.38	2.036	9.226
	BC	3.07	4.44	5.073	-6.38	-2.783	1.801	0.804
	CD	3.58	4.44	7.113	-2.783	-2.582	1.803	4.431
	DE	2.70	4.44	4.039	-2.582	-1.947	1.403	1.788
	EF	2.90	4.44	4.667	-1.947	-2.237	1.427	2.577
	FG	4.05	4.44	9.068	-2.237	0	2.15	8.019
Type 2	AB	4.68	4.44	11.945	0	-6.354	2.032	9.186
	BC	3.07	4.44	5.157	-6.354	-3.886	1.717	0.184
	CD	3.58	4.44	6.977	-3.886	0	2.037	5.303
Type 3	AB	3.98	4.44	8.638	0	-4.606	1.727	6.639
	BC	2.73	4.44	4.022	-4.606	-1.878	1.592	1.007
	CD	2.78	4.44	4.278	-1.878	-2.731	1.32	1.995
	DE	3.68	4.44	7.515	-2.731	-2.956	1.826	4.673
	EF	3.18	4.44	5.611	-2.956	-2.612	1.615	2.83
	FG	4.65	4.44	11.964	-2.612	0	2.453	10.73
Type 4	AB	3.68	4.44	7.373	0	-4.117	1.586	5.598
	BC	3.18	4.44	5.559	-4.117	-6.286	1.435	0.463
	CD	4.65	4.44	11.791	-6.286	0	2.632	9.063
Type 5								
Type	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN. m)	M _g (KN. m)	M _d (KN. m)	M _t (KN.m)	
Type 5	AB	2.73	4.44	4.136	0	-2.573	3.122	
	BC	2.78	4.44	4.289	-2.573	0	3.286	
Type 6								
Type	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		M _t (KN.m)	
Type 6	AB	2.78	4.44	0	0		4.289	

Tableau 4. 16: Evaluation de la flèche dans le plancher étage d'habitation

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.69	3.14	5.18	7.14	9.15	10557	21378
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.43	9355.6	8400.2	7872.7	13674	0.898	0.938

4.2.6. Plancher terrasse

4.2.6.1. Sollicitations

Tableau 4. 17: Sollicitations à l'ELU dans poutrelles -Plancher terrasse-

E.L.U										
Type 1-2-3-4										
Type	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)	
Type1	AB	4.69	6.02	16.28	0	-8.428	12.609	12.322	15.916	
	BC	3.07	6.02	06.83	-8.428	-3.676	01.24	10.79	07.694	
	CD	3.58	6.02	09.64	-3.676	-3.411	06.103	10.852	10.704	
	DE	2.70	6.02	05.48	-3.411	-2.571	02.504	08.439	07.817	
	EF	2.90	6.02	06.327	-2.571	-2.955	03.568	08.598	08.863	
	FG	4.05	6.02	12.298	-2.955	0	10.912	12.922	11.463	
Type2	AB	4.68	6.02	6.214	0	-8.392	12.555	12.296	-15.882	
	BC	3.07	6.02	6.998	-8.392	-5.133	0.424	10.304	-8.181	
	CD	3.58	6.02	9.474	-5.133	0	7.25	12.211	-9.344	
Type3	AB	3.98	6.02	11.725	0	-6.084	9.074	10.453	-13.51	
	BC	2.73	6.02	05.464	-6.084	-2.48	1.472	9.539	-6.899	
	CD	2.78	6.02	05.802	-2.48	-3.607	2.787	7.964	-8.775	
	DE	3.68	6.02	10.19	-3.607	-3.905	6.437	10.998	-11.16	
	EF	3.18	6.02	07.608	-3.905	-3.45	3.935	9.716	-9.716	
	FG	4.65	6.02	16.225	-3.45	0	14.594	14.741	-14.741	
Type4	AB	3.68	6.02	10.009	0	-5.438	7.655	9.601	-12.556	
	BC	3.18	6.02	7.542	-5.438	-8.303	0.808	8.672	-10.474	
	CD	4.65	6.02	16.005	-8.303	0	12.387	15.784	-12.213	
Type 5										
Type	α	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	0.148	AB	2.73	6.02	5.61	0	-3.49	4.14	8.22	-9.45
		BC	2.78	6.02	5.81	-3.49	0	7.84	9.62	-8.37
Type 6										
Type	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)		
Type 6	AB	2.78	6.02	0	0	5.81	8.36	-8.36		

4.2.6.2. Ferrailage

Tableau 4. 18: Ferrailage des poutrelles - plancher terrasse-

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	14.824	0.049	0.063	0.177	2.39	1.41	4HA10 =3.14
Ap. linter	8.898	0.029	0.0378	0.177	1.39	1.41	1HA12+1HA10=1.92.
App. Rive	2.49	0.045	0.0083	0.179	0.40	0.26	1HA8 = 0.5

4.2.6.3. Vérification de la Flèche

Tableau 4. 19: Sollicitations à l'ELS dans poutrelles -Plancher terrasse-

E.L.S (KN,m)								
Type 1-2-3-4								
Type	Travée	L	P _s	M ₀	M _g	M _d	X(m)	M _t
Type 1	AB	4.69	4.388	11.793	0	-6.103	2.047	9.206
	BC	3.07	4.388	05.084	-6.103	-2.662	1.792	0.93
	CD	3.58	4.388	07.064	-2.662	-2.47	1.802	4.464
	DE	2.70	4.388	3.992	-2.47	-1.862	1.402	1.838
	EF	2.90	4.388	04.612	-1.862	-2.14	1.428	2.613
	FG	4.05	4.388	08.965	-2.14	0	2.146	7.959
Type 2	AB	4.68	4.388	11.819	0	-6.077	2.042	9.167
	BC	3.07	4.388	5.101	-6.077	-3.717	1.711	0.34
	CD	3.58	4.388	6.905	-3.717	0	2.028	5.294
Type 3	AB	3.98	4.388	8.547	0	-4.405	1.736	6.626
	BC	2.73	4.388	3.982	-4.405	-1.796	1.584	1.091
	CD	2.78	4.388	4.229	-1.796	-2.612	1.323	2.045
	DE	3.68	4.388	7.427	-2.612	-2.828	1.827	4.708
	EF	3.18	4.388	3.436	-2.828	-2.498	1.614	2.885
	FG	4.65	4.388	11.827	-2.498	0	2.448	10.644
Type 4	AB	3.68	4.388	7.296	0	-3.938	1.595	5.589
	BC	3.18	4.388	5.497	-3.938	-6.012	1.44	0.62
	CD	4.65	4.388	11.666	-6.012	0	2.622	9.044
Type 5								
Type	Travée	L	P _s	M ₀	M _g	M _d	M _t	
Type 5	AB	2.73	4.388	4.088	0	-2.45	3.021	
	BC	2.78	4.388	4.239	-2.45	0	3.18	
Type 6								
Type	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		M _t (KN.m)	
Type 6	AB	2.78	4.388	0	0		4.24	

Tableau 4. 20: Evaluation de la flèche dans le plancher étage d'habitation

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
7.35	10556.9	21378.24	8989.493	8272.294	7879.398	13537.542	0.871	0.938

4.2.7. Schéma de ferrailage

Tableau 4. 21 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher étage d'habitation			
Plancher étage bureau			
Plancher étage commerce			

4.3. Le Plancher à corps creux - Dalle de compression-

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1(\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 (\text{cm}^2/\text{ml})$$

5TS6/ml=1.41cm² perpendiculaires aux poutrelles → St =20cm ≤ 20cm..... condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → St=30cm < 30cm.....condition vérifiée.

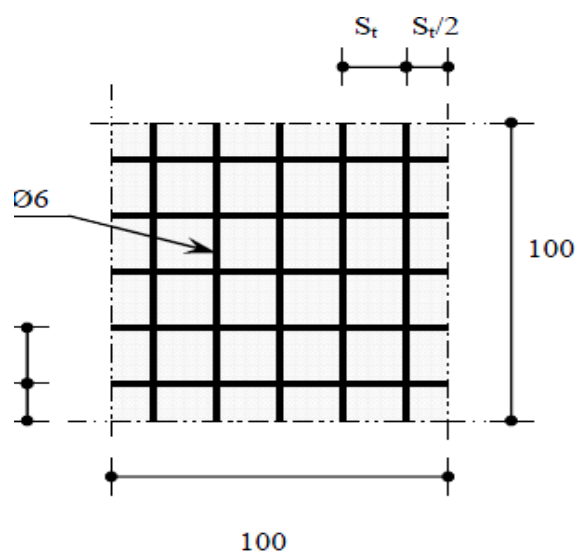
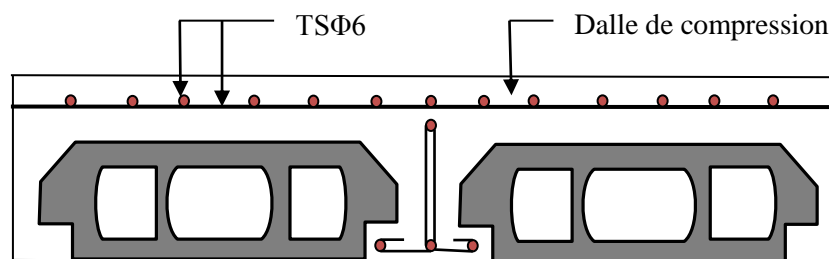
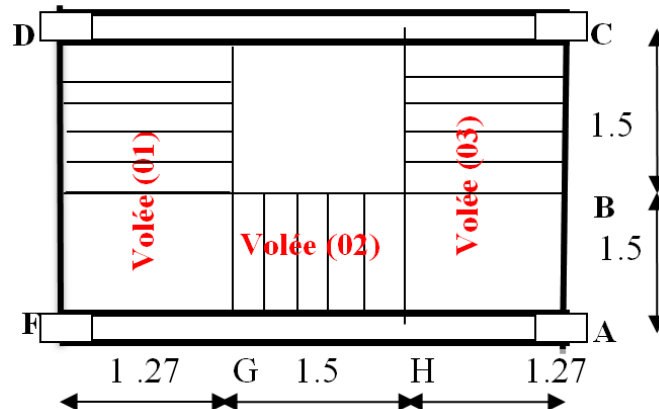


Figure 4. 4: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

4.4. L'escalier

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à trois volées qui est identique pour tous les étages.



4.4.1. Volée (01) et (03)

4.4.1.1. Charge et surcharge

Pour 1 ml	Paillasse	Palier
G (KN/ml)	8.03	5.98
Q (KN/ml)	2.50	2.50
Pu (KN/ml)	14.59	11.82
P ser (KN/ml)	10.53	8.48

4.4.1.2. Schéma statique

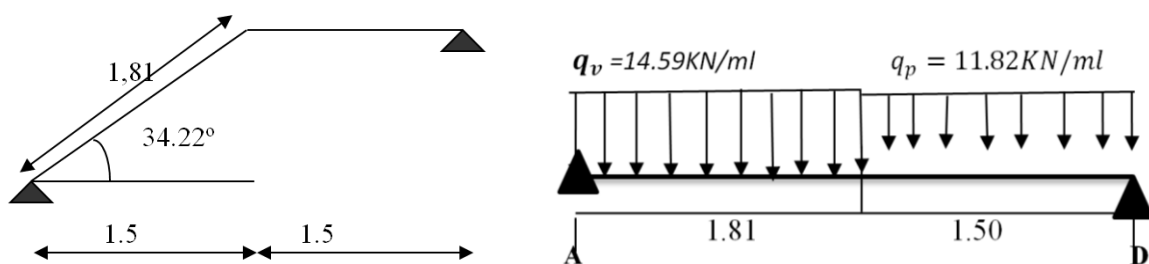


Figure 4. 5: Schéma statique -volée (01) et (03)-

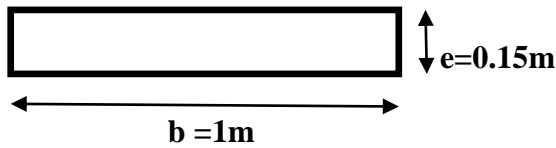
4.4.1.3. Sollicitations

$$M_0 = 18.54 \text{ KN.m.} \rightarrow M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 18.54 = -9.27 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 18.54 = 13.9 \text{ KN.m}$$

4.4.1.4. Ferrailage

La section à ferrailer est: $(b \cdot h) = (1 \cdot 0.15) \text{ m}^2$



Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4. 22: Ferrailage de la volée (01) et (02)

En travée (KN, m)							
Mu	μ_{bu}	α	Z	A calculée cm^2/ml	A min	A adoptée (cm^2/ml)	St (cm)
13.9	0.058	0.075	0.12	3.17	1.57	HA12	20
En appui							
9.27	0.039	0.050	0.12	2.1	1.57	5HA12	20

4.4.1.5. Vérification à l'E.L.U

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$T = 23.21 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{23.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.18 \text{ MPa}$$

$\tau_{ad} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont pas necessaire.

- **Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$.
- **Vérification des espacements :**
 - Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
 - Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

4.4.1.6. Vérification à l'E.L.S

- **Contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

R _A (KN)	R _D (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
En travée									
16.73	15.05	1.53	13.35	10.01	3.57	7545.75	4.73	15	OK
En appui									
16.73	15.05	1.53	13.35	6.67	3.06	5608.74	3.64	15	KO

- Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 3.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots 1$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

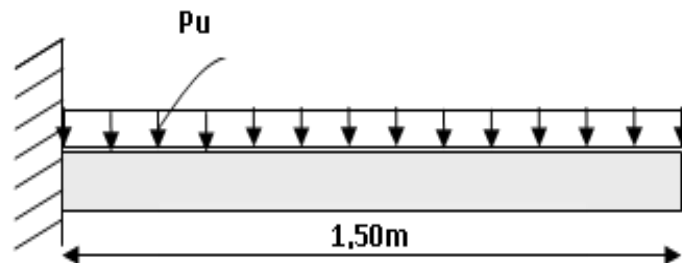
$$\Delta f = 3.817 < f_{adm} = 6.62mm \text{ La flèche est vérifiée.}$$

4.4.2. Volée (02)

4.4.2.1. Charge et surcharge

Pour 1 ml	Paillasse
G (KN/ml)	8.03
Q (KN/ml)	2.50
Pu (KN/ml)	14.59
P ser (KN/ml)	10.53

4.4.2.2. Schéma statique



4.4.2.3. Sollicitations / Ferrailage

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
15.04	0.0106	0.013	0.099	4.36	1.2	HA12 e=20	HA8 e=20

4.4.2.4. Vérification à l'E.L.U

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 20.055KN \rightarrow \tau = \frac{T}{bd} = \frac{20.055 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.2MPa$$

$$\tau_{ad} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa \Rightarrow \tau_{ad} > \tau \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales.}$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min (2,5h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (2.5 \times 12, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 5HT12, soit $S_t = 100/5 = 20\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

4.4.2.5. Vérification à l'E.L.S

$$M_s = [(9.63 \times 1.50^2)/2] = 10.83 \text{ KN. m.}$$

$$T_s = P_s \times l = 9.63 \times 1.5 = 14.44 \text{ KN.}$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

$$y = 3,35 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 I = 5001.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.83 \times 10^{-3}}{5001.03 \times 10^{-8}} \times 0.0335 = 7.25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- **La flèche**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1.5} = 0.08 > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,00565 > \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats de calcul avec le logiciel SOCOTEC sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4. 23: Evaluation de la flèche dans la volée (03)

L (m)	b (m)	h (m)	As _t (cm ²)	As _c (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
1.50	1.00	0.12	5.65	0	25	0	0	10.83	1.175	3

4.4.3. Poutre palière brisée

4.4.3.1. Dimensionnement

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

$$L=1.27+(1.50/\cos 34.22^\circ)+1.27=4.35m$$

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \leq h \leq 43.5 \rightarrow \text{soit } h=40 \text{ cm et } b=30\text{cm.}$$

4.4.3.2. Schéma statique

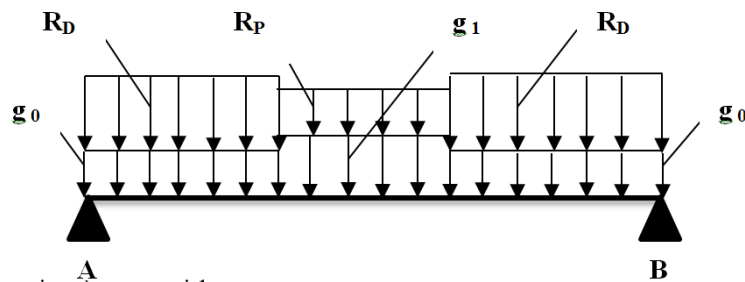


Figure 4. 6: Schéma statique de la poutre palière brisée

4.4.3.3. Sollicitations

La poutre est soumise à son poids propre :

- $g_0=25 \times 0.4 \times 0.3=3 \text{ KN/ml}$ (partie horizontale)
- $g_1=25 \times 0.4 \times 0.3/\cos 34.22^\circ=3.63 \text{ KN/ml}$ (partie inclinée)
- Charges transmises par l'escalier : $R_D=20.93 \text{ KN/ml}$ $R_P=20.055 \text{ KN/ml}$.

Avec: R_D : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

R_P : la charge ramenée par la partie CD.

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

$R_A(\text{KN})$	$R_B(\text{KN})$	X(m)	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
50.44	50.44	2.02	50.94	25.47	43.3	50.44

4.4.3.4. Ferrailage

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

Tableau 4. 24: Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{calculée}} (\text{cm}^2)$
En travée					
43.30	0.074	0.096	0.356	1.2	3.5
En appui					
25.47	0.044	0.056	0.362	1.2	2.02

4.4.3.5. Vérification à l'E.L.U

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{50.44 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.45 \text{Mpa} < \tau_{ua} = \text{Min}\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

- **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit: St=20 cm

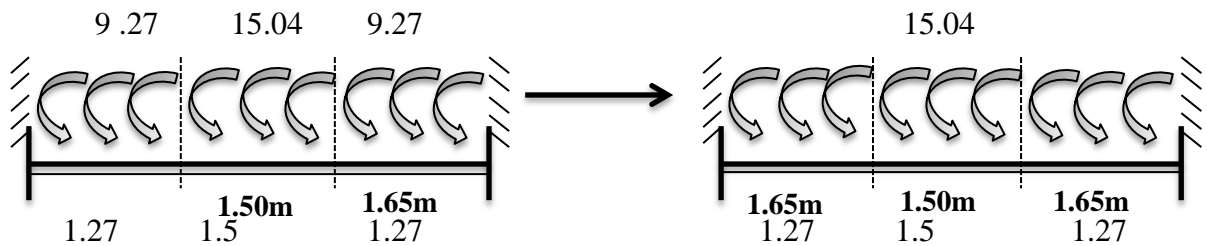
St=20 cm < min (0.9 d; 40 cm) = 34.2 cm Condition vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times ST}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.6 \text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times ST}{0.8 f_e} = \frac{(0.45 - 0.3 \times 2.1) \times 0.3 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.337 \text{cm}^2 < 0.6$$

Donc $A_t = 0.60 \text{cm}^2$

1. Calcul à la torsion :



Le moment maximum aux appuis : $M_a = 15.04 \text{KN.m/ml}$

Le moment de torsion. $M_T = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{15.04 \times 4.04}{2} = 30.38 \text{KN.m}$

• **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$$

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 30 = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = (30-5) \times (40-5) = 875 \text{cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{30.38 \times 10^{-3}}{2 \times 0.875 \times 0.05} = 0.347 \text{MPa}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.45)^2 + (0.347)^2} = 0.57 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}. \quad \tau \leq \bar{\tau} \quad \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = MPa$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{30.38 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 0.875 \times 400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $St = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_t \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{30.38 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.875 \times 400} = 0.1 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales : $A_t = A_l^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.6 + 0.1 = 0.7 \text{ cm}^2$ / $St = 20 \text{ cm}$

Armatures longitudinales : **En appui** : $A_l^a = A_t^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion} = 2.02 + \frac{0.1}{2} = 2.07 \text{ cm}^2$

En travée : $A_l^t = A_t^{flexion simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion} = 3.5 + \frac{0.1}{2} = 3.55 \text{ cm}^2$

• **Choix de ferrailage :**

- Pour A_l^t on choisit 3HA14 = 4.62 cm².
- Pour A_l^a on choisit 3HA14 = 4.62 cm².
- Pour A_t on choisit 2 cadre de $\Phi 8 = 2.00 \text{ cm}^2$.

4.4.3.6. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton. Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN .m)	M_t (KN.m)
36.48	36.48	2.02	36.86	18.43	31.33

- **Vérification de σ_{bc} :**

$$y = 10.036 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times 10.036^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (10.036 - 3)^2 + 15 \times 4.62 \times (37 - 10.036)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{31.33 \times 10^{-3}}{63411.8 \times 10^{-8}} \times 0.1036 = 5.12 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de}$$

- **La flèche :**

1. $\frac{h_t}{l} = \frac{40}{404} = 0.099 > \frac{1}{16} = 0.0625$Condition vérifiée.

2. $\frac{h_t}{l} = \frac{40}{404} = 0.099 > \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{39.25}{15 \times 52.33} = 0.05$Condition vérifiée.

3. $\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.62}{30 \times 37} = 0.0042 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$Condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

4.4.4. Schéma de ferrailage

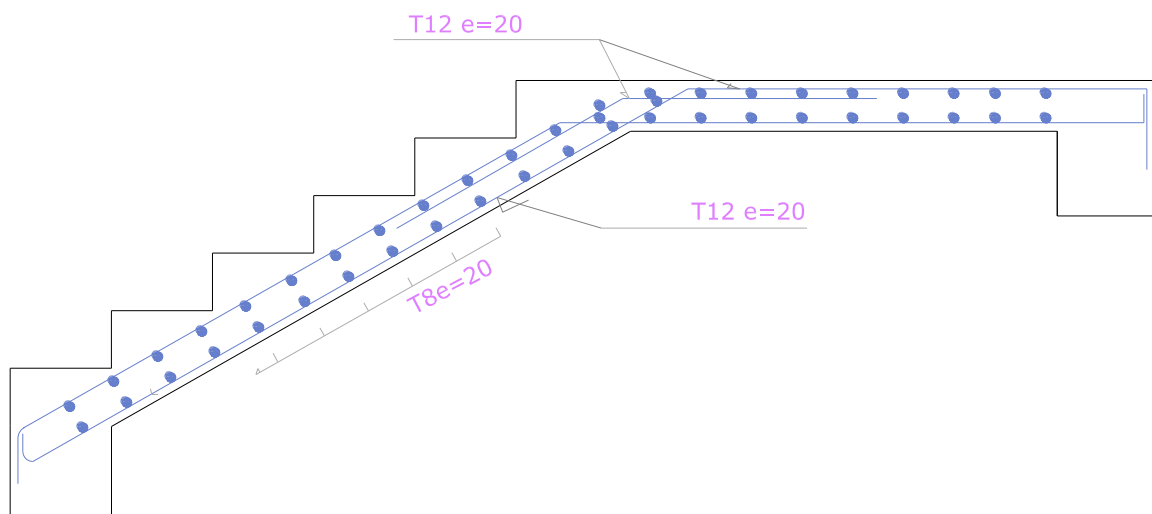


Figure 4. 7: Schéma de ferrailage de la volée (01) et (02)

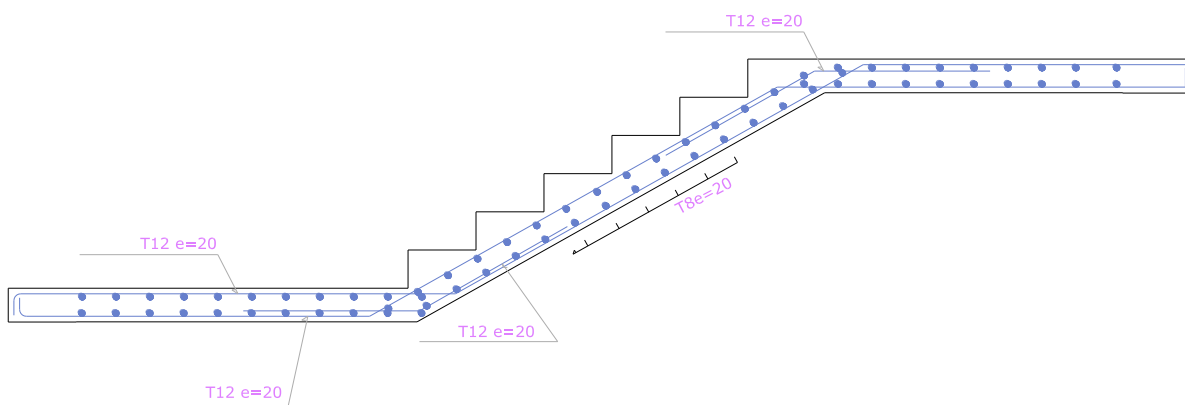


Figure 4. 8: Schéma de ferrailage de la volée (03)

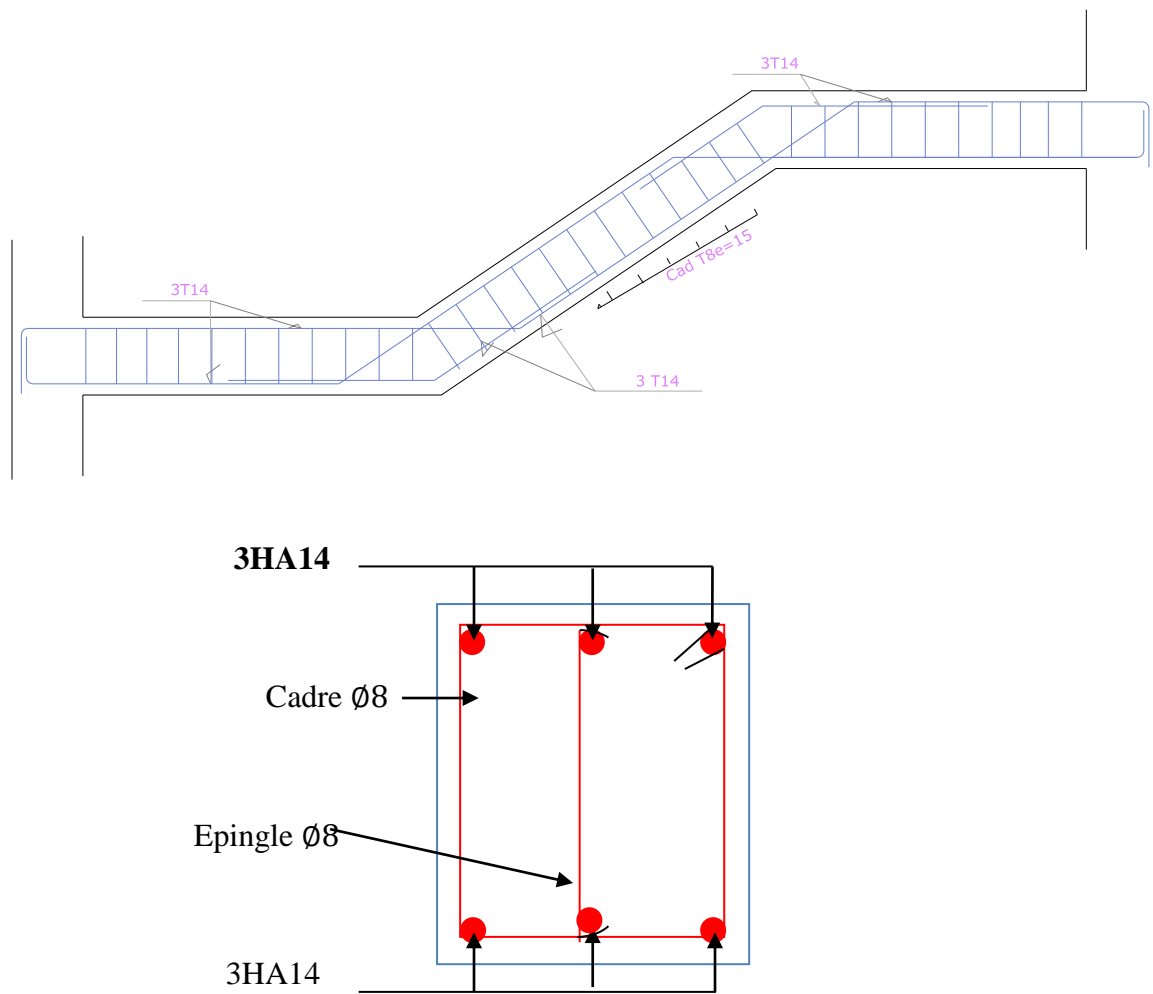


Figure 4. 9: Schéma de ferrailage de la poutre palière brisée

Analyse sismique de la structure

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très compliqué. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des méthodes qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit tenir en étude des recommandations et satisfactions aux conditions de sécurités exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P- Δ , Déplacement de la structure...).

5. Etude Sismique

5.1. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPA99/2003

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

5.1.1. Zone sismique (A3.1./RPA99/2003)

Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas (l'annexe I), La wilaya de **BORDJ BOU ARIRIDJ** est classée comme une zone de **faible sismicité (IIa)**.

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

Pour les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas: **H=27,54m**) sont classées comme des **ouvrages courants ou d'importance moyenne (Groupe 2)**.

5.1.3. Site (A3.3./RPA99/2003)

Selon le rapport du sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (Site3)**.

Tableau 5. 1: Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70
S₃ → T_{1(sec)}= 0,15 / T_{2(sec)}= 0,50				

5.1.4. Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3).Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique

Le système de contreventement retenu pour notre structure, est une **structure en béton contreventé par portiques et voiles**.

Le règlement parasismique algérien R.P.A99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voiles :

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

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

5.1.5. Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)

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

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait:

Selon l'article A3.5.1 (a3-Figure 3.2) :

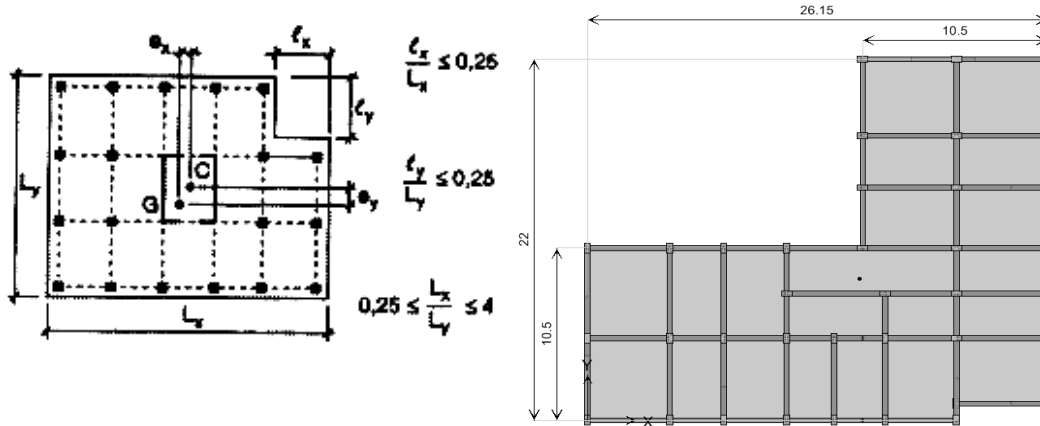


Figure 5. 1: Limites des décrochements en plan.

Pour notre bâtiment :

$$\begin{cases} \ell_x = 15.65\text{m} \\ L_x = 26,15\text{m} \end{cases} \Rightarrow \frac{\ell_x}{L_x} = 0,59 > 0,25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\begin{cases} \ell_y = 11,50\text{m} \\ L_y = 22\text{m} \end{cases} \Rightarrow \frac{\ell_y}{L_y} = 0,52 > 0,25 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

⇒ Batiment irrégulière en plan

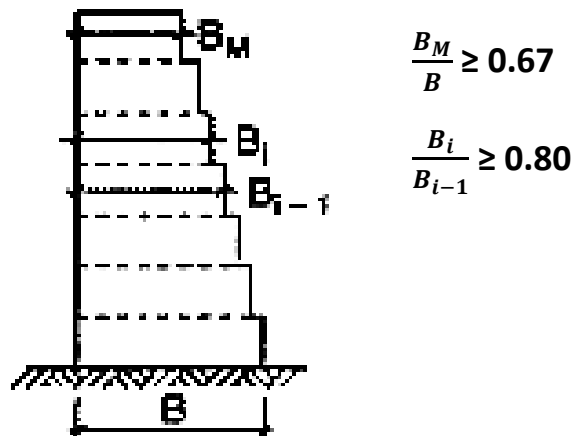


Figure 5. 2: Limites des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment : on a le même plan dans tous les étages $\begin{cases} L_x = 26.15\text{m Constante} \\ L_y = 22\text{m Constante} \end{cases}$

⇒ Batiment irrégulière en plan et régulier en élévation

⇒ Batiment irrégulière

5.2. Etude sismique

5.2.1. Choix de la méthode de calcul

5.2.1.1. Méthodes utilisables (A4.1.1./RPA99/2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente (méthode dynamique) ;
- par la méthode d'analyse modale spectrale (méthode dynamique) ;
- par la méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes (méthode dynamique).

5.2.1.2. Condition d'application la méthode statique équivalente (A4.1.2./RPA99/03)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes (pour notre cas):

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • Le bâtiment présente une configuration irrégulière ; • Zone Iia ; • Groupe d'usage 2 ; • La hauteur du bâtiment $H = 27.54 \text{ m} > H_{\max} = 23 \text{ m}$; | <p>⇒ La M.S.E n'est pas applicable</p> |
|--|---|

5.2.2. Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3./RPA99/2003)

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.

5.2.2.1. Principe de Modélisation (A4.3.2./RPA99/2003)

Pour les structures irrégulières et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par :

- Un modèle tridimensionnel (**Analyse 3D**) ;
- Un modèle encastré à la base;
- Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (**Diaphragme rigide**) avec trois **03 DDL** (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses.

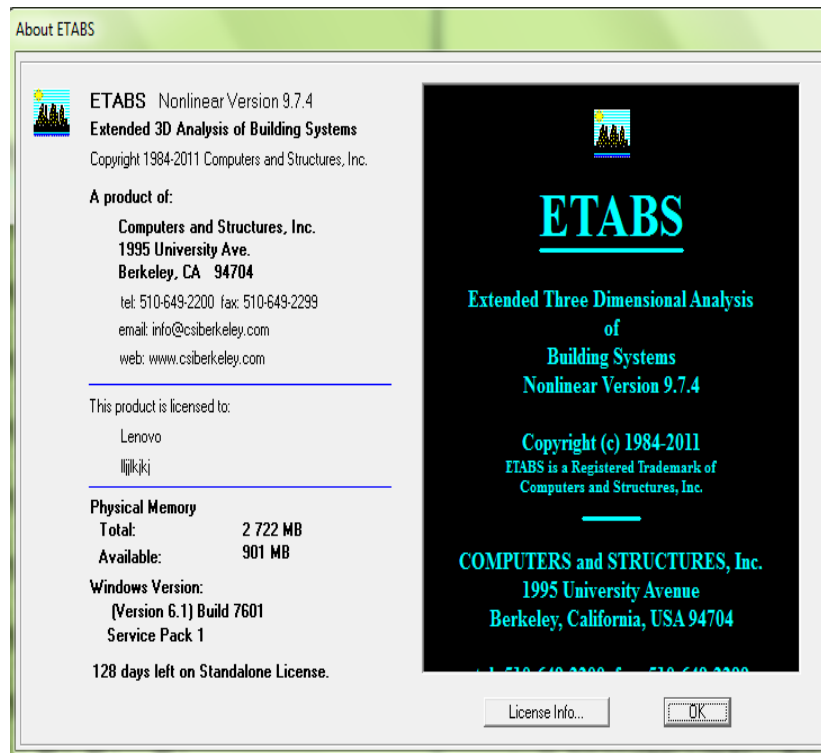
5.2.2.2. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

Un **logiciel** performant utilisé dans le domaine de **modélisation** des **structures de bâtiment** en génie civil est **ETABS** (**E**xtended **T**hree Dimensions **A**nalysis of **B**uilding **S**ystems).

5.2.2.3. Programme utilisé pour la modélisation

- Nom du programme: Extended 3D Analysis of Building Systems
- Version : Version 9.7.0
- Entreprise productrice : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA

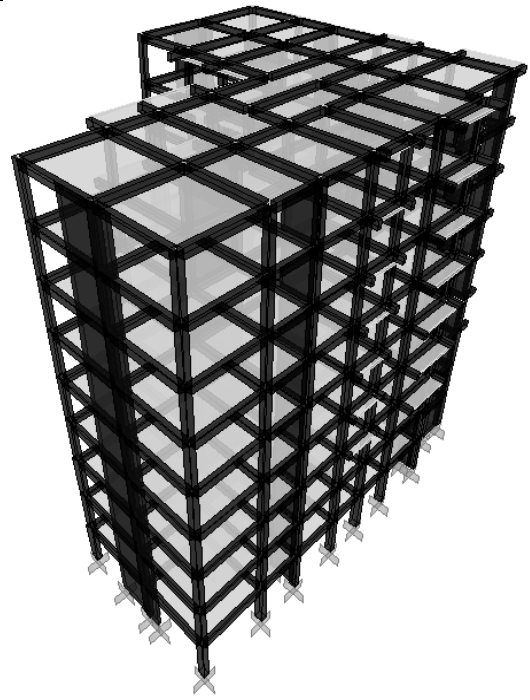


ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

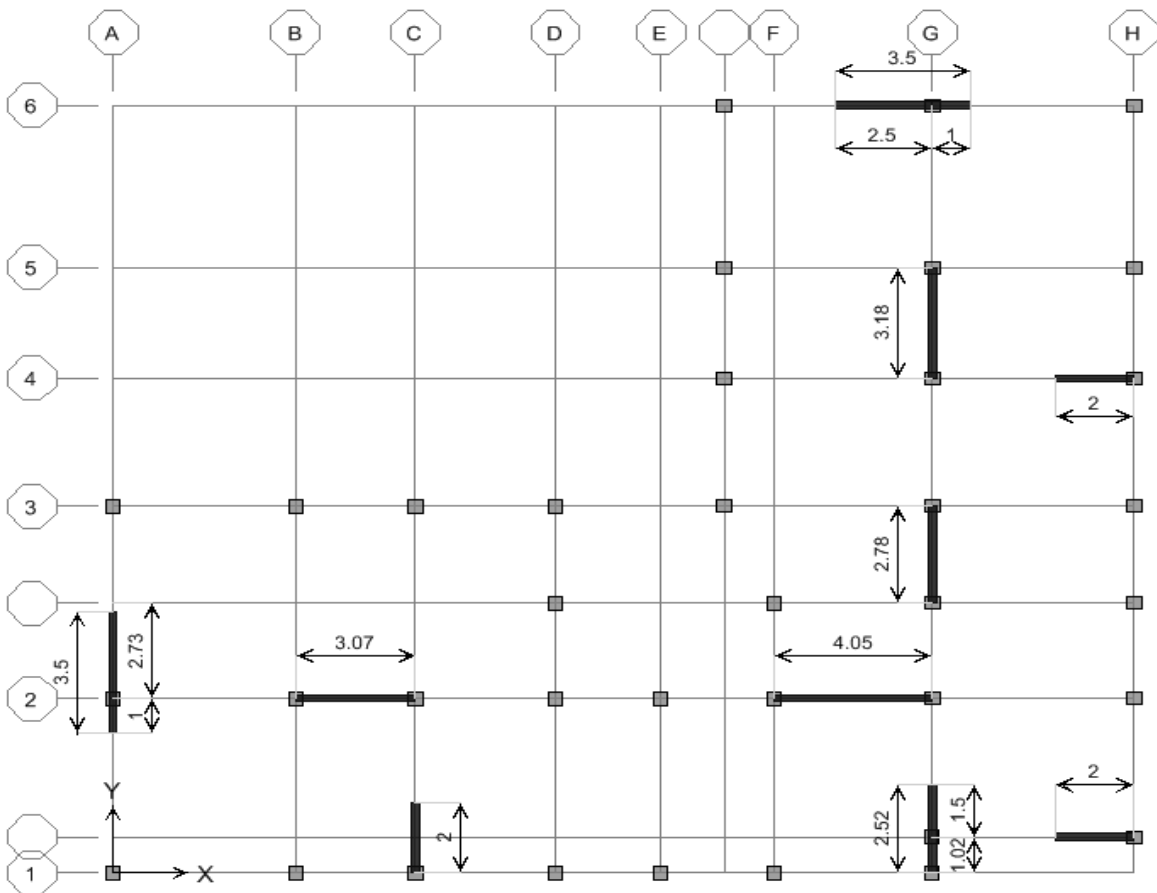
Ce logiciel permet de ferrailer les éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI..etc). Grâce à ses diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle additionnelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Eléments linéaires (Frame Sections)	
Poutres (Beams)	Poutres Principale : (30x45) cm ²
	Poutres Secondaire : (30x45) cm ²
Poteaux (Columns)	Poteaux R.D.C : (35 x 60) cm ²
	Poteaux étages 1-2 : (35 x 55) cm ²
	Poteaux étages 3-4-5:(35x 45) cm ²
	Poteaux étages 6-7-8:(35x 40) cm ²
Eléments Surfacciques (Walls /Slab /Deck Sections)	
Voiles (Walls)	Epaisseur = 20 cm
Dalles Pleines (Slab)	/
Plancher corps creux (Deck) Epaisseur = 20cm (16 + 4)	Terrasse: G =5,75 KN/m ² Q =1 KN/m ²
	Habitation: G =5,33 KN/m ² Q =1,5 KN/m ²
	Bureau: G =5,33 KN/m ² Q =2,5 KN/m ²
	Commerce: G =5,33 KN/m ² Q =5 KN/m ²



Modélisation **3D** de la Super- structure



Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux - Voiles) de la super – structure

Figure 5. 3 : Vue en plan et 3D de la super – structure

5.2.3. Paramètres utilisées pour l'étude sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

5.2.3.1. Coefficient d'accélération de zone A

Tableau 5. 2: Détermination de coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			{Zone IIa Groupe 2} ⇒ A = 0,15
	I	II	III	
1A	0,12	0,25	0,35	
1B	0,10	0,20	0,30	
2	0,08	0,15	0,25	
3	0,05	0,10	0,15	

5.2.3.2. Facteur de qualité

Tableau 5. 3: Détermination de facteur de qualité Q

Valeur des pénalités P_q	Observation	P_q / xx	Observation	P_q / yy
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5-Contrôles de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6-Contrôles de qualité d'exécution	Non	0.1	Non	0.1
Totale		$Q_x=1.30$		$Q_y=1.30$

5.2.3.3. Coefficient de comportement global de la structure "R"

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (R.P.A99/2003)

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Les pourcentages des efforts repris par les poteaux (non associées aux voiles) et les voiles sont résumés dans le tableau ci-dessous, sous charge horizontales et verticales:

Tableau 5. 4: Détermination du coefficient de comportement global de la structure "R"

Eléments structuraux	Charge verticale	Charge horizontale		Système de contreventement
		Sens XX	Sens YY	
Portiques	44.29 %	7.53 %	7.68 %	Voiles porteurs → R= 3,5
Voiles	55.70 %	92.47 %	92.32 %	
Distribution des charges (%)				

5.2.3.4. Coefficient de pondération " β "

Tableau 5.5 : Détermination de " β " selon le tableau 4.5 (R.P.A99/2003)

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60
Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés $\rightarrow \beta = 0,2$		

A partir de la valeur du β , on peut déterminer le poids total de la structure:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec : $\bullet W_{Gi}$: poids dû aux charges permanentes

$\bullet W_{Qi}$: charges d'exploitation.

5.2.3.5. Pourcentage critique d'amortissement " ξ (%)"

Tableau 5.6 : Détermination du " ξ (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003) :

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	
Portiques et Voiles $\rightarrow \xi = 8,5\%$			

5.2.3.6. Spectre de réponse sismique (A4.2.3.R.P.A99/2003)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (**$A=0,15$**)

η :Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,816$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=8,5\%$)

R : Coefficient de comportement de la structure ($R=3,5$)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ($T_1= 0,15 / T_2= 0,50$)

Q : Facteur de qualité ($Q=1,30$)

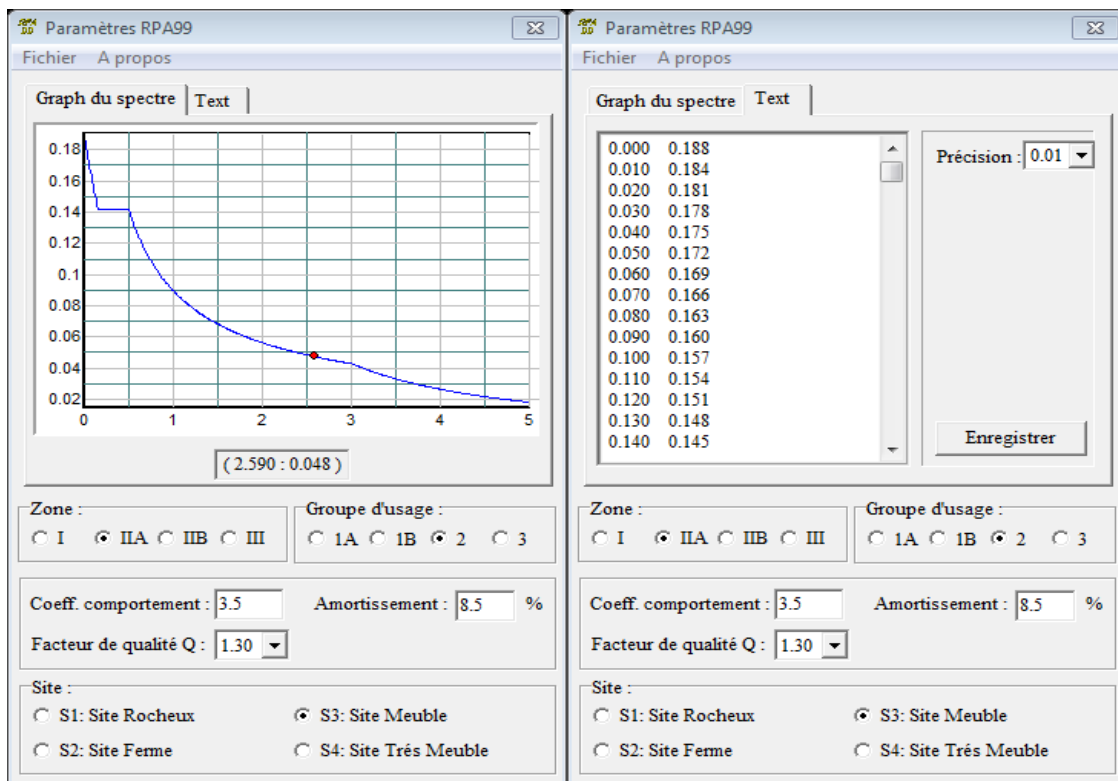


Figure 5. 4: Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le R.P.A99/2003

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

5.2.4. Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le R.P.A99/2003 sont présentés ci-dessous :

5.2.4.1. Modes de vibrations de la structure

Building Modes									
Edit View									
Building Modes									
Story	Diaphragm	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	
RDC	D1	1	0.0003	0.0010	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
1	D2	1	0.0010	0.0032	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00003
2	D3	1	0.0020	0.0062	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00005
3	D4	1	0.0031	0.0097	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00009
4	D5	1	0.0042	0.0133	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00012
5	D6	1	0.0054	0.0168	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00016
6	D7	1	0.0065	0.0202	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00019
7	D8	1	0.0076	0.0232	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00023
8	D9	1	0.0086	0.0259	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00026
RDC	D1	2	0.0010	-0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
1	D2	2	0.0031	-0.0011	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00005
2	D3	2	0.0060	-0.0022	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00010
3	D4	2	0.0094	-0.0033	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00015
4	D5	2	0.0130	-0.0045	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00020
5	D6	2	0.0165	-0.0057	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00026
6	D7	2	0.0199	-0.0068	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00031
7	D8	2	0.0230	-0.0078	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00036
8	D9	2	0.0259	-0.0086	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00040

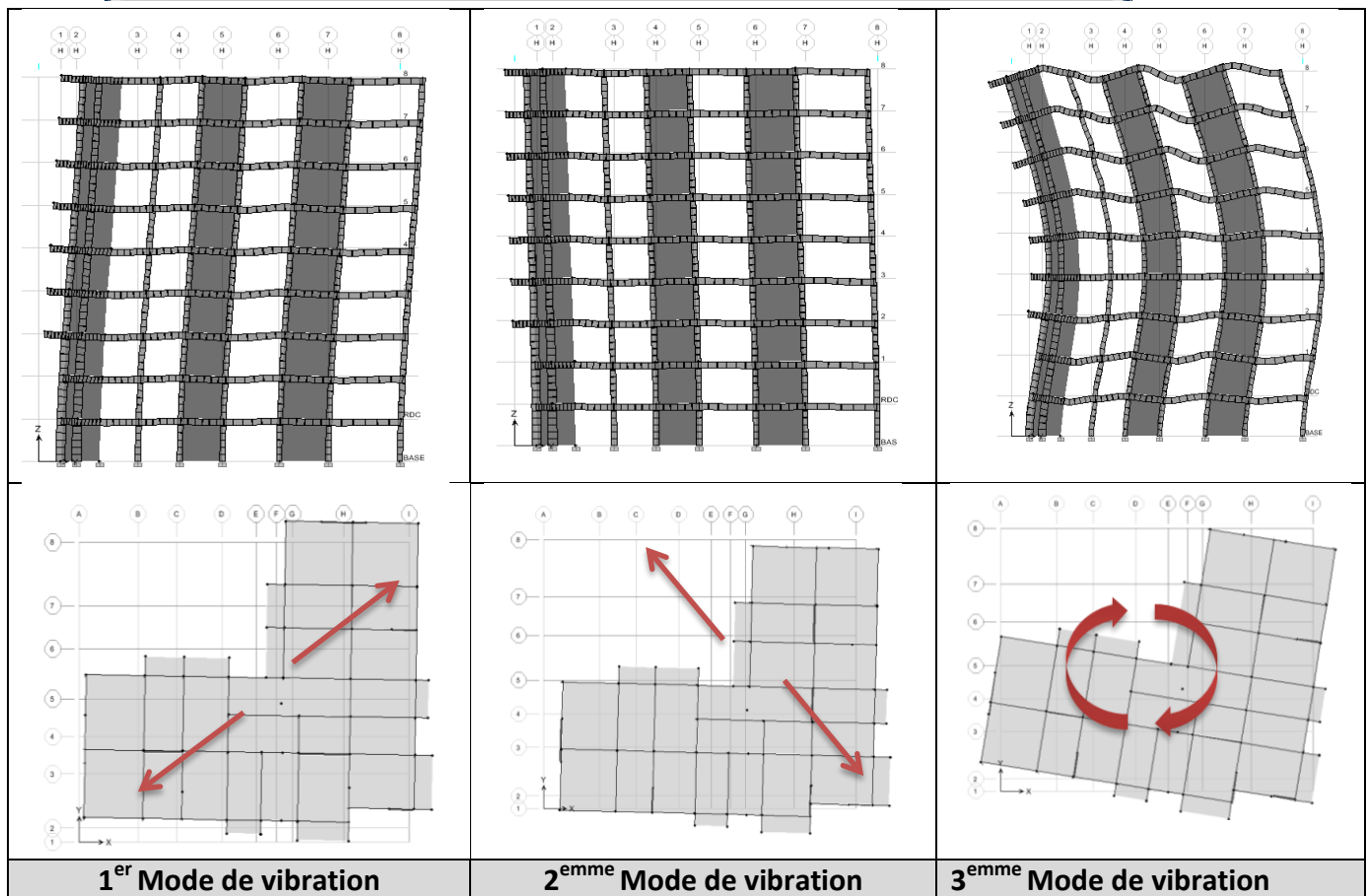
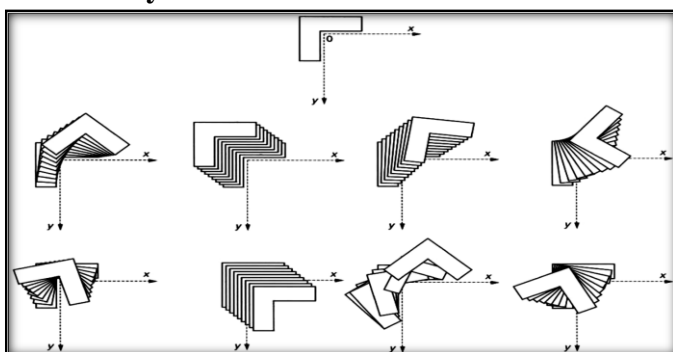


Tableau 5. 6: Les modes de vibration de la structure

- Analyse des résultats



⇒ La réponse sismique des structures ayant une configuration complexe (Irrégulière) est aussi compliquée, ils suivent leurs axes principaux d'inertie

5.2.4.2. Périodes de vibration / Participation massiques et nombre de modes à considérer

Tableau 5. 7: Les périodes de vibration

Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
0.713781	6.7143	64.2585	0.0000	6.7143	64.2585	0.0000	88.9354	9.3985	0.5817	88.9354	9.3985	0.5817
0.682676	62.3742	7.3583	0.0000	69.0885	71.6168	0.0000	10.1073	86.8747	1.5245	99.0427	96.2733	2.1063
0.632114	2.0413	0.1344	0.0000	71.1298	71.7512	0.0000	0.1713	2.8143	69.3343	99.2141	99.0876	71.4406
0.191816	0.3209	14.6786	0.0000	71.4507	86.4298	0.0000	0.4061	0.0154	0.0009	99.6201	99.1030	71.4415
0.180593	15.2245	0.2735	0.0000	86.6752	86.7033	0.0000	0.0049	0.5379	0.1819	99.6250	99.6409	71.6234
0.168476	0.1799	0.0161	0.0000	86.8551	86.7194	0.0000	0.0021	0.0046	14.9833	99.6271	99.6455	86.6067
0.086850	0.0360	6.0496	0.0000	86.8911	92.7690	0.0000	0.2906	0.0015	0.0590	99.9176	99.6470	86.6657
0.081292	6.1783	0.0314	0.0000	93.0694	92.8004	0.0000	0.0016	0.2797	0.0024	99.9192	99.9267	86.6681
0.075152	0.0047	0.0550	0.0000	93.0741	92.8554	0.0000	0.0027	0.0003	6.0992	99.9219	99.9270	92.7673

Mode	période	UX	Uy	Rz	ΣUX	Σ Uy	Σ Rz
1	0.713781	6.7143	64.2585	0.5817	6.7143	64.2585	0.5817
2	0.682676	62.3742	7.3583	1.5245	69.0885	71.6168	2.1063
3	0.632114	2.0413	0.1344	69.3343	71.1298	71.7512	71.4406
4	0.191816	0.3209	14.6786	0.0009	71.4507	86.4298	71.4415
5	0.180593	15.2245	0.2735	0.1819	86.6752	86.7033	71.6234
6	0.168476	0.1799	0.0161	14.9833	86.8551	86.7194	86.6067
7	0.08685	0.036	6.0496	0.059	86.8911	92.769	86.6657
8	0.081292	6.1783	0.0314	0.0024	93.0694	92.8004	86.6681
9	0.075152	0.0047	0.055	6.0992	93.0741	92.8554	92.7673

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que: la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure → **9 Modes de vibration**

5.2.5. Poids et centre de gravité de la structure

Tableau 5. 8: Les poids et centre de gravité de la structure

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	D1	407.0168	407.0168	15.474	8.622	407.0168	407.0168	15.474	8.622	14.540	9.216
1	D2	404.9129	404.9129	15.474	8.624	404.9129	404.9129	15.474	8.624	15.227	8.634
2	D3	418.5104	418.5104	15.539	8.560	418.5104	418.5104	15.539	8.560	15.420	8.442
3	D4	414.5262	414.5262	15.540	8.562	414.5262	414.5262	15.540	8.562	15.507	8.364
4	D5	414.5262	414.5262	15.540	8.562	414.5262	414.5262	15.540	8.562	15.564	8.325
5	D6	412.0007	412.0007	15.540	8.564	412.0007	412.0007	15.540	8.564	15.610	8.302
6	D7	423.3700	423.3700	15.532	8.563	423.3700	423.3700	15.532	8.563	15.659	8.281
7	D8	410.0086	410.0086	15.540	8.565	410.0086	410.0086	15.540	8.565	15.708	8.261
8	D9	379.0121	379.0121	15.491	8.595	379.0121	379.0121	15.491	8.595	15.744	8.246

Niveau	D	Masse	Centre de gravité		Centre de rigidité	
			Xg	Yg	Xc	Yc
RDC	D1	407.0168	15.474	8.622	14.54	9.216
ETAGE 1	D2	404.9129	15.474	8.624	15.227	8.634
ETAGE 2	D3	418.5104	15.539	8.56	15.42	8.442
ETAGE 3	D4	414.5262	15.54	8.562	15.507	8.364
ETAGE 4	D5	414.5262	15.54	8.562	15.564	8.325
ETAGE 5	D6	412.0007	15.54	8.564	15.61	8.302
ETAGE 6	D7	423.37	15.532	8.563	15.659	8.281
ETAGE 7	D8	410.0086	15.54	8.565	15.708	8.261
ETAGE 8	D9	379.0121	15.491	8.595	15.744	8.246

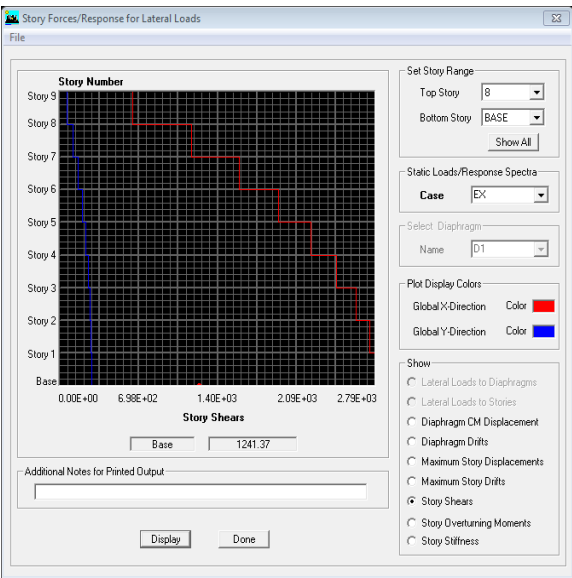
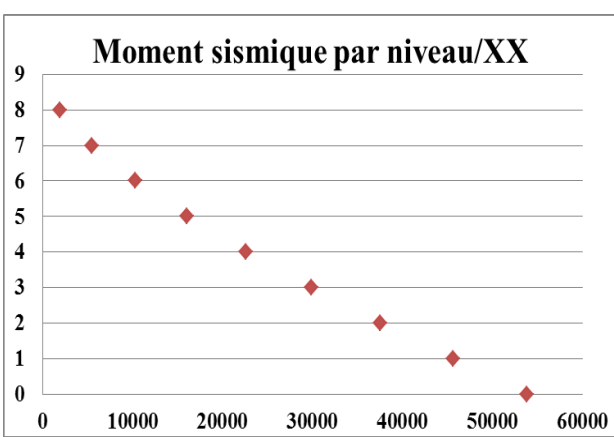
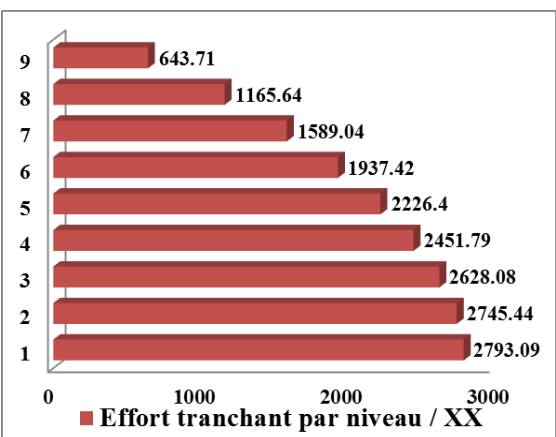
$$W = \sum_{i=1}^n W_i = \sum_{i=1}^n M_i * g = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) * g = 3683.89 \text{ KN}$$

Le poids global de la superstructure : 3683.8839 KN

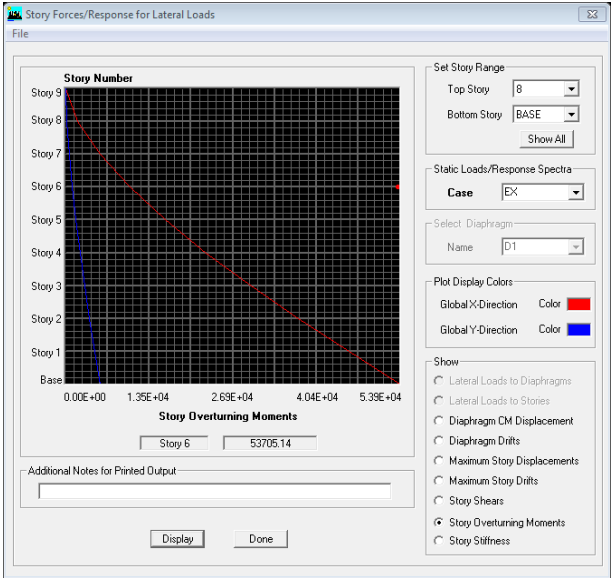
5.2.5.1. Moments et Efforts tranchants par niveau

Tableau 5. 9: Déterminations des moments et efforts tranchants par niveau suivant XX

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	8	EX	Top	0.00	643.71	59.25	6634.903	0.000	0.000
	8	EX	Bottom	0.00	643.71	59.25	6634.903	181.314	1969.757
	7	EX	Top	0.00	1165.64	113.11	12093.435	181.314	1969.757
	7	EX	Bottom	0.00	1165.64	113.11	12093.435	526.862	5517.154
	6	EX	Top	0.00	1589.04	159.54	16619.788	526.862	5517.154
	6	EX	Bottom	0.00	1589.04	159.54	16619.788	1012.563	10294.376
	5	EX	Top	0.00	1937.42	196.96	20384.893	1012.563	10294.376
	5	EX	Bottom	0.00	1937.42	196.96	20384.893	1609.747	16054.246
	4	EX	Top	0.00	2226.40	227.39	23534.920	1609.747	16054.246
	4	EX	Bottom	0.00	2226.40	227.39	23534.920	2296.493	22635.788
	3	EX	Top	0.00	2451.79	250.70	26064.004	2296.493	22635.788
	3	EX	Bottom	0.00	2451.79	250.70	26064.004	3051.322	29861.284
	2	EX	Top	0.00	2628.08	267.06	28102.736	3051.322	29861.284
	2	EX	Bottom	0.00	2628.08	267.06	28102.736	3853.992	37570.295
	1	EX	Top	0.00	2745.44	276.08	29452.585	3853.992	37570.295
	1	EX	Bottom	0.00	2745.44	276.08	29452.585	4684.426	45614.225
	RDC	EX	Top	0.00	2793.09	279.09	29994.238	4684.426	45614.225
	RDC	EX	Bottom	0.00	2793.09	279.09	29994.238	5526.615	53851.073



Effort tranchant par niveau /XX

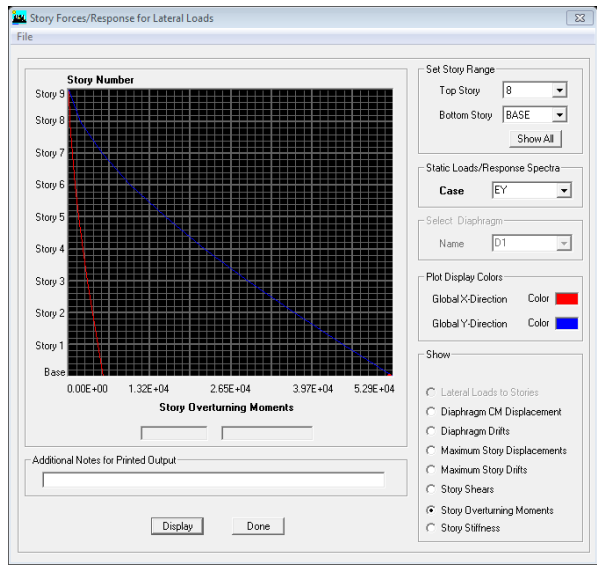
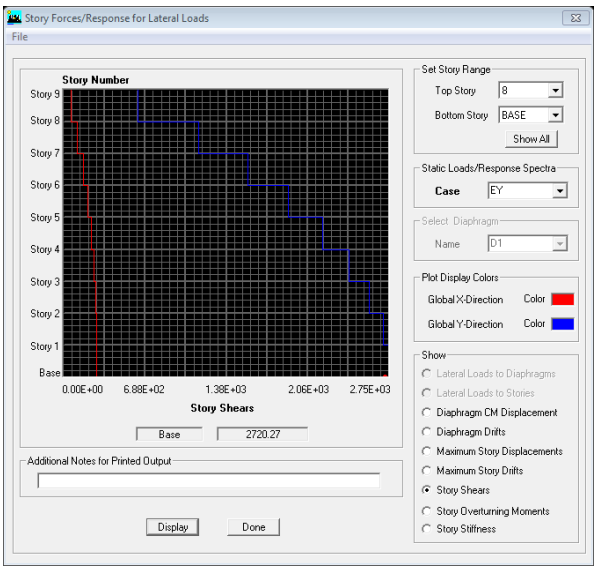
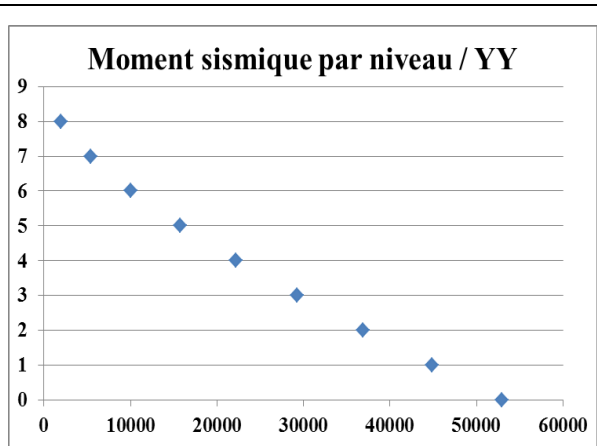
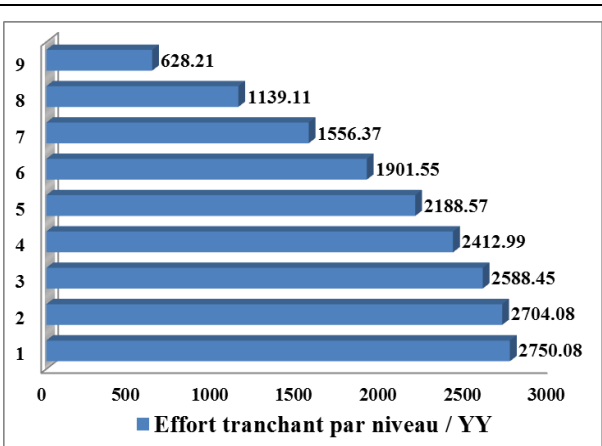


Moments sismiques par niveau /XX

Direction XX (KN.m)

Tableau 5. 10: Déterminations des moments et efforts tranchants par niveau suivant YY

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
8	EY	Top	0.00	59.99	628.21	10559.029	0.000	0.000
8	EY	Bottom	0.00	59.99	628.21	10559.029	1922.314	183.560
7	EY	Top	0.00	114.42	1139.11	19183.034	1922.314	183.560
7	EY	Bottom	0.00	114.42	1139.11	19183.034	5388.430	533.138
6	EY	Top	0.00	161.13	1556.37	26305.752	5388.430	533.138
6	EY	Bottom	0.00	161.13	1556.37	26305.752	10066.209	1023.880
5	EY	Top	0.00	198.57	1901.55	32278.100	10066.209	1023.880
5	EY	Bottom	0.00	198.57	1901.55	32278.100	15719.088	1626.428
4	EY	Top	0.00	228.76	2188.57	37282.065	15719.088	1626.428
4	EY	Bottom	0.00	228.76	2188.57	37282.065	22190.274	2318.127
3	EY	Top	0.00	251.64	2412.99	41267.167	22190.274	2318.127
3	EY	Bottom	0.00	251.64	2412.99	41267.167	29303.943	3076.922
2	EY	Top	0.00	267.51	2588.45	44477.614	29303.943	3076.922
2	EY	Bottom	0.00	267.51	2588.45	44477.614	36900.305	3882.302
1	EY	Top	0.00	276.17	2704.08	46615.176	36900.305	3882.302
1	EY	Bottom	0.00	276.17	2704.08	46615.176	44828.949	4714.342
RDC	EY	Top	0.00	279.09	2750.08	47486.329	44828.949	4714.342
RDC	EY	Bottom	0.00	279.09	2750.08	47486.329	52946.041	5557.533



Effort tranchant par niveau /YY

Moments sismiques par niveau /YY

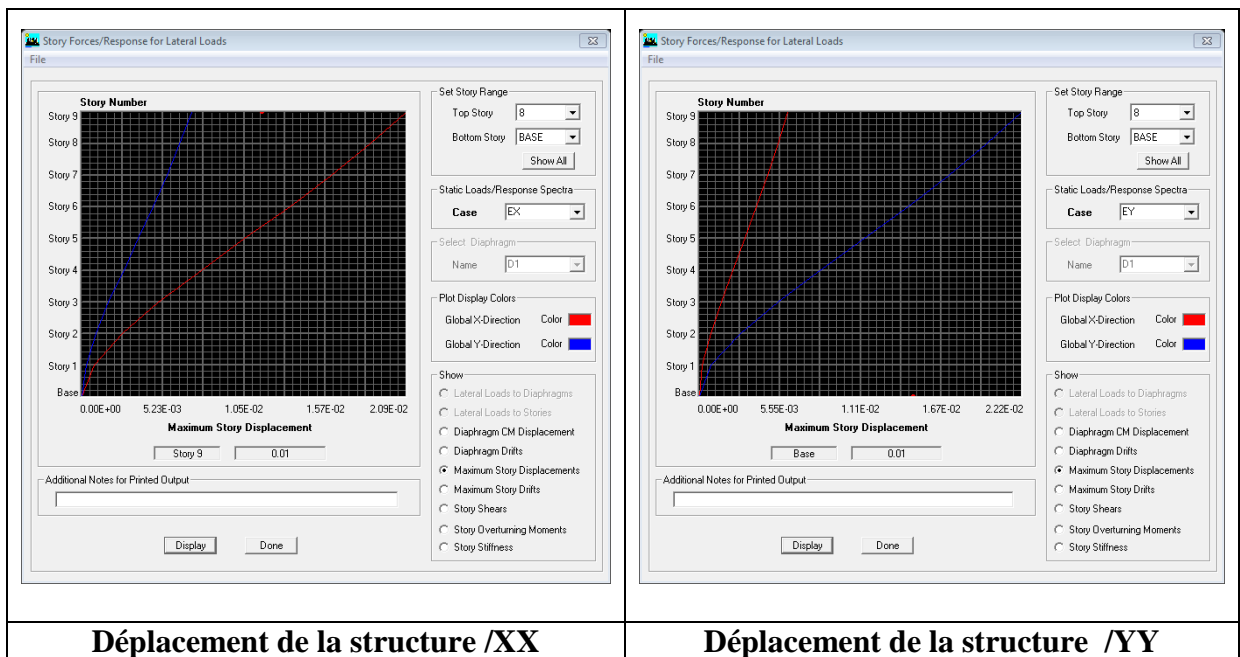
Direction YY (KN.m)

5.2.5.2. Déplacement de la structure par niveau

Tableau 5. 11: Déplacement de la structure par niveau

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
8	D9	EX	0.0171	0.0019	0.0000	0.00000	0.00000	0.00037	673	15.491	8.595	27.540
7	D8	EX	0.0152	0.0017	0.0000	0.00000	0.00000	0.00033	674	15.540	8.565	24.480
6	D7	EX	0.0131	0.0014	0.0000	0.00000	0.00000	0.00029	675	15.532	8.563	21.420
5	D6	EX	0.0109	0.0012	0.0000	0.00000	0.00000	0.00024	676	15.540	8.564	18.360
4	D5	EX	0.0086	0.0009	0.0000	0.00000	0.00000	0.00019	677	15.540	8.562	15.300
3	D4	EX	0.0062	0.0007	0.0000	0.00000	0.00000	0.00014	678	15.540	8.562	12.240
2	D3	EX	0.0040	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009	679	15.539	8.560	9.180
1	D2	EX	0.0021	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005	680	15.474	8.624	6.120
RDC	D1	EX	0.0007	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001	681	15.474	8.622	3.060

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
8	D9	EY	0.0019	0.0179	0.0000	0.00000	0.00000	0.00032	673	15.491	8.595	27.540
7	D8	EY	0.0017	0.0160	0.0000	0.00000	0.00000	0.00028	674	15.540	8.565	24.480
6	D7	EY	0.0015	0.0139	0.0000	0.00000	0.00000	0.00025	675	15.532	8.563	21.420
5	D6	EY	0.0012	0.0117	0.0000	0.00000	0.00000	0.00020	676	15.540	8.564	18.360
4	D5	EY	0.0010	0.0092	0.0000	0.00000	0.00000	0.00016	677	15.540	8.562	15.300
3	D4	EY	0.0007	0.0067	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012	678	15.540	8.562	12.240
2	D3	EY	0.0004	0.0044	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008	679	15.539	8.560	9.180
1	D2	EY	0.0002	0.0023	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004	680	15.474	8.624	6.120
RDC	D1	EY	0.0001	0.0007	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001	681	15.474	8.622	3.060



5.2.5.3. Effort sismique à la base la structure (Réponse sismique totale de la structure)

Selon l'article A.4.3.5 /R.P.A99/03, la réponse sismique totale de la structure est donnée par :

- Si les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

- Si deux réponses modales ne sont pas indépendantes; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Avec : **E** : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode « i ».

K : nombre de modes retenus.

	XX	YY
T₁(s)	0.68	0.71
T₂(s)	0.18	0.19
r=T_i / T_j (T_i ≤ T_j)	0.26	0.27
10 / (10 + √(ξ_i ξ_j))	0.54	0.54
E = ± √(∑_{i=1}^k E_i²)		

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EY	1	U1	246.58	762.83	0.00	-15363.674	4994.454	9730.136
EX	2	U1	2360.81	-810.86	0.00	16269.442	47698.061	-32826.446
EX	3	U1	81.73	20.97	0.00	-405.374	1642.882	-374.960
EX	4	U1	14.96	101.17	0.00	-288.079	56.112	1444.195
EX	5	U1	709.75	-95.13	0.00	217.227	2284.009	-7557.390
EX	6	U1	8.39	-2.51	0.00	15.378	22.918	-110.813
EX	7	U1	2.00	25.96	0.00	-97.409	7.043	384.116
EX	8	U1	347.45	-24.78	0.00	94.832	1265.490	-3381.281
EX	9	U1	0.92	0.92	0.00	-3.455	1.165	11.881
EX	All	All	2793.09	279.09	0.00	5526.615	53851.072	25413.931
EY	1	U2	246.58	2359.90	0.00	-47529.203	15450.888	30101.236
EY	2	U2	-810.86	278.51	0.00	-5588.032	-16382.755	11274.832
EY	3	U2	20.97	5.38	0.00	-104.011	421.531	-96.207
EY	4	U2	101.17	684.30	0.00	-1948.491	379.529	9768.168
EY	5	U2	-95.13	12.75	0.00	-29.115	-306.131	1012.936
EY	6	U2	-2.51	0.75	0.00	-4.593	-6.845	33.098
EY	7	U2	25.96	336.56	0.00	-1262.822	91.310	4979.719
EY	8	U2	-24.78	1.77	0.00	-6.764	-90.262	241.173
EY	9	U2	0.92	0.92	0.00	-11.820	3.984	40.647
EY	All	All	279.09	2750.08	0.00	52946.039	5557.533	42667.583

Tableau 5. 12: Déterminations des moments et efforts tranchants par niveau/XX

La résultante des forces sismiques à la base V _D (KN)	
V _{D/xx}	V _{D/yy}
2793,09	2750,08

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_S pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_D < 0.80 V_S, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V_S/V_D.

Selon l'article A.4.2.3 /R.P.A99/03, la force sismique totale V_S, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec : **A=0,15**

R=3,5

Q=1,30

W=3683.89 KN

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

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T = ? : Période fondamentale de la structure, donnée par la formule empirique (A4.2.4 R.P.A99/2003):

$$T_{\text{empirique}} = \min \begin{cases} C_T h_N^{3/4} & \begin{cases} C_T = 0,05 \\ h_N = 27.54 \text{ m} \end{cases} \rightarrow T = \mathbf{0.602 \text{ s}} \\ 0,09 \cdot h_N \cdot \sqrt{d} & \begin{cases} d_x = 26.17 \text{ m} \\ d_y = 22.01 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = \mathbf{0.484 \text{ s}} \\ T_y = \mathbf{0.528 \text{ s}} \end{cases} \end{cases}$$

$$T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_{\text{empirique}/xx} = \min(0.602, 0.484) = \mathbf{0.484 \text{ s}} \rightarrow 1,3. T_{\text{empirique}/xx} = \mathbf{0,629 \text{ s}} \\ T_{\text{empirique}/yy} = \min(0.602, 0.528) = \mathbf{0.528 \text{ s}} \rightarrow 1,3. T_{\text{empirique}/yy} = \mathbf{0,686 \text{ s}} \end{cases}$$

$$T_{\text{analytique}} = \begin{cases} T_{\text{analytique}/xx} = 0,68 \text{ s} > 1,3. T_{\text{empirique}/xx} = \mathbf{0,629 \text{ s}} \\ T_{\text{analytique}/yy} = 0,71 \text{ s} > 1,3. T_{\text{empirique}/yy} = \mathbf{0,686 \text{ s}} \end{cases}$$

$$\rightarrow T_{\text{calcul}} = \begin{cases} T_{\text{calcul}/xx} = \mathbf{0,629 \text{ s}} \\ T_{\text{calcul}/yy} = \mathbf{0,686 \text{ s}} \end{cases}$$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \begin{cases} V_x & \begin{cases} T_x = 1,30 T_{\text{empirique}/xx} = 0.629 \text{ s} \\ D_x = 1,750 \end{cases} \rightarrow V_x = \mathbf{3564.92 \text{ KN}} \\ V_y & \begin{cases} T_y = T_{\text{analytique}/yy} = 0.686 \text{ s} \\ D_y = 1,652 \end{cases} \rightarrow V_y = \mathbf{3365.29 \text{ KN}} \end{cases}$$

Tableau 5. 13: Déterminations de l'effort sismique à la base

Effort sismique à la base		
	XX	YY
V Méthode Statique Equivalente V_S	3564.92	3365.29
0,8* V_S	2851.94	2692.232
V Dynamique	2793,09	2750,08
Coefficient de majoration	1.02	/
Combinaison de calcul	G+Q± 1.02Ex 0,8G ±1.02Ex	G + Q ± Ey 0,8G ± Ey

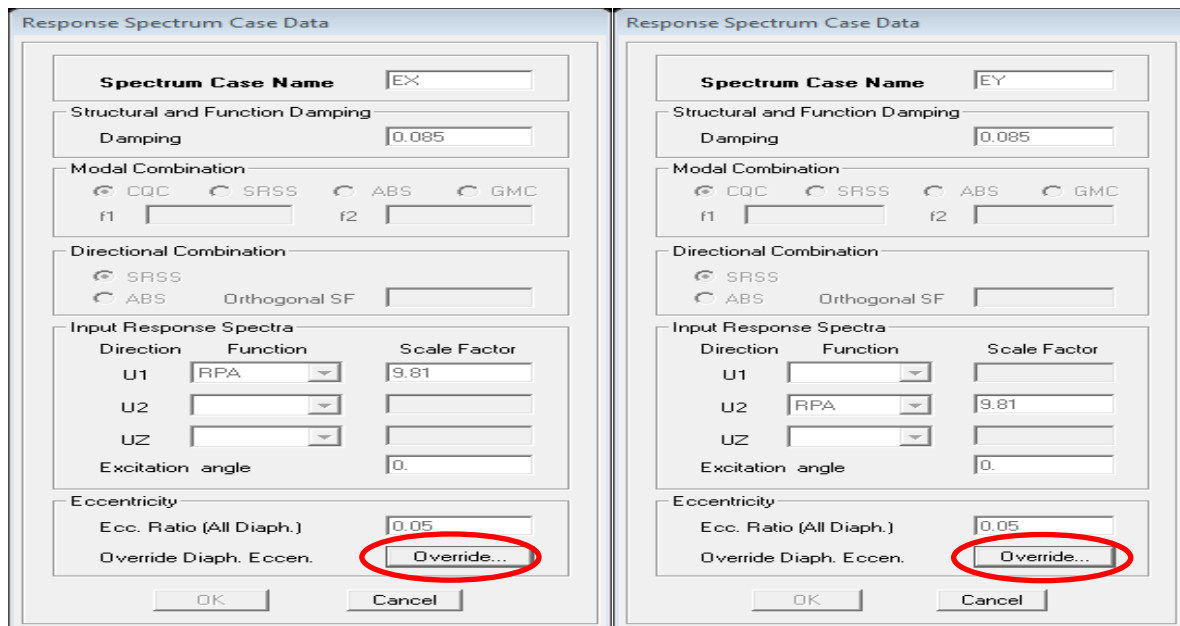
5.2.5.4. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité **accidentelle additionnelle** égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau 5. 14: Excentricité accidentelle et additionnelle

Niveau	D	Xg	Yg	Xc	Yc	$E_{x\ th}$	$E_{x\ acc}$	$E_{y\ th}$	$E_{y\ acc}$
RDC	D1	15.474	8.622	14.54	9.216	0,934	5% $L_x = 1.308$	-0.594	5% $L_y = 1.10$
ETAGE 1	D2	15.474	8.624	15.227	8.634	0,247		-0.01	
ETAGE 2	D3	15.539	8.56	15.42	8.442	0.119		0.118	
ETAGE 3	D4	15.54	8.562	15.507	8.364	0.033		0.198	
ETAGE 4	D5	15.54	8.562	15.564	8.325	-0.024		0.237	
ETAGE 5	D6	15.54	8.564	15.61	8.302	-0.07		0.262	
ETAGE 6	D7	15.532	8.563	15.659	8.281	-0.127		0.282	
ETAGE 7	D8	15.54	8.565	15.708	8.261	-0.168		0.304	
ETAGE 8	D9	15.491	8.595	15.744	8.246	-0.243		0.349	

N.B : l'excentricité accidentelle additionnelle $\pm 0.05 L$ est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques **Ex** et **Ey**.



5.2.6. Justification de la sécurité de l'ouvrage

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après sont satisfaits simultanément :

5.2.6.1. Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P.A99/2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré, le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

Tableau 5. 15: Vérification de déplacement inter-étages

étage	Diaph	δ_{eKx}	δ_{Kx}	Δ_{Kx}	δ_{eKy}	δ_{Ky}	Δ_{Ky}	1% h_k
ETAGE 8	D9	0.0171	0.05985	0.00665	0.0179	0.06265	0.00665	0,0306
ETAGE 7	D8	0.0152	0.0532	0.00735	0.016	0.056	0.00735	0,0306
ETAGE 6	D7	0.0131	0.04585	0.0077	0.0139	0.04865	0.0077	0,0306
ETAGE 5	D6	0.0109	0.03815	0.00805	0.0117	0.04095	0.00875	0,0306
ETAGE 4	D5	0.0086	0.0301	0.0084	0.0092	0.0322	0.00875	0,0306
ETAGE 3	D4	0.0062	0.0217	0.0077	0.0067	0.02345	0.00805	0,0306
ETAGE 2	D3	0.004	0.014	0.00665	0.0044	0.0154	0.00735	0,0306
ETAGE 1	D2	0.0021	0.00735	0.0049	0.0023	0.00805	0.0056	0,0306
RDC	D1	0.0007	0.00245	0.00245	0.0007	0.00245	0.00245	0,0306

⇒Le déplacement inter-étages est inférieure à 1% de hauteur d'étage

5.2.6.2. Justification de la largeur du joint sismique (A.5.8. R.P.A99/2003)

Deux blocs voisins (notre cas) doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}$$

Avec: δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé :

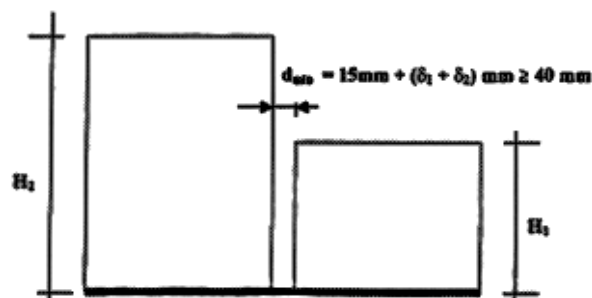


Figure 5. 5: largeur minimum du joint sismique

Pour notre bâtiment, le déplacement au sommet (max): $\delta_{Sommet / xx} = 0.05985m = 5.985 \text{ cm}$

$\delta_{Sommet / yy} = 0.06265 \text{ m} = 6.265 \text{ cm}$

5.2.6.3. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ (A.5.9. R.P.A99/2003)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

h_k : hauteur de l'étage "k"

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 5. 16: Vérification de l'effet P-Δ

étage	h _k	P _k	Σ P _k	Sens XX			Sens YY		
				ΔK _x	V _{kx}	θ _{kx}	ΔK _y	V _{ky}	θ _{ky}
D1	3.06	379.012	379.0121	0.00665	643.71	0.00128	0.00665	628.21	0.001311138
D2	3.06	410.008	789.0207	0.00735	1165.64	0.001626	0.00735	1139.11	0.001663752
D3	3.06	423.37	1212.3907	0.0077	1589.04	0.00192	0.0077	1556.37	0.001960194
D4	3.06	412.000	1624.3914	0.00805	1937.42	0.002206	0.00875	1901.55	0.002442697
D5	3.06	414.526	2038.9176	0.0084	2226.4	0.002514	0.00875	2188.57	0.002663949
D6	3.06	414.526	2453.4438	0.0077	2451.79	0.002518	0.00805	2412.99	0.002674823
D7	3.06	418.510	2871.9542	0.00665	2628.08	0.002375	0.00735	2588.45	0.002665039
D8	3.06	404.912	3276.8671	0.0049	2745.44	0.001911	0.0056	2704.08	0.002217716
D9	3.06	407.016	3683.8839	0.00245	2793.09	0.001056	0.00245	2750.08	0.00107252

⇒L'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions du bâtiment

5.2.6.4. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P.A99/2003)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions de calcul.

Selon l'article (A.4.4.1. R.P.A99/2003), le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport **au niveau de contact sol-fondation**. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent **au poids de la construction**, au **poids des fondations** et éventuellement **au poids du remblai**.

→Pour cela, on va vérifier cette vérification dans la partie infrastructure (Fondation)

Eléments résistants

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux (Poteaux, Poutres principales et secondaires et les voiles). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel utilisé "ETABS" et cela pour les cas les plus défavorables, sous combinaisons sismiques et statiques.

L'étude des éléments résistants sera menée selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99).

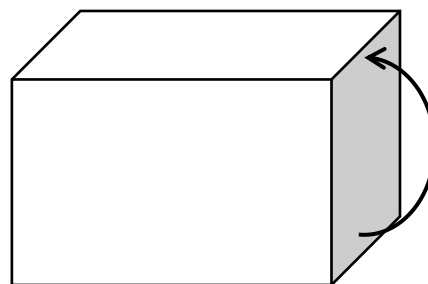
6. Les éléments structuraux

6.1. Poutres

Les poutres sont des éléments linéaires horizontaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (moment fléchissant due à la charge permanente et d'exploitation) aux poteaux de la structure. On distingue deux types de poutres: **principales** porteuses qui constituent des appuis aux poutrelles et **secondaires** qui assurent le chaînage disposées parallèlement aux poutrelles. Après détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec le respect des recommandations préconisés par les règlements.

6.1.1. Type de Sollicitation

Les poutres sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants, le calcul se fera donc en **flexion simple** "M" en considérant la **fissuration** comme étant **peu nuisible**.



6.1.2. Recommandation du R.P.A99/2003

6.1.2.1. Combinaison de charge

Les combinaisons de charges à prendre en compte pour la détermination du ferrailage sont :

	C.B.A 93		RPA99 version 2003
Poutres	ELU : 1,35G+1,5Q	ELS : G+Q	0,8G± Ex / G+Q ± Ex 0,8G± Ey / G+ Q ± Ey

Avec :

G : Sollicitations dues aux charges permanentes.

Q : Sollicitations dues aux charges d'exploitations.

E : Sollicitations dues au séisme.

6.1.2.2. Armature longitudinale

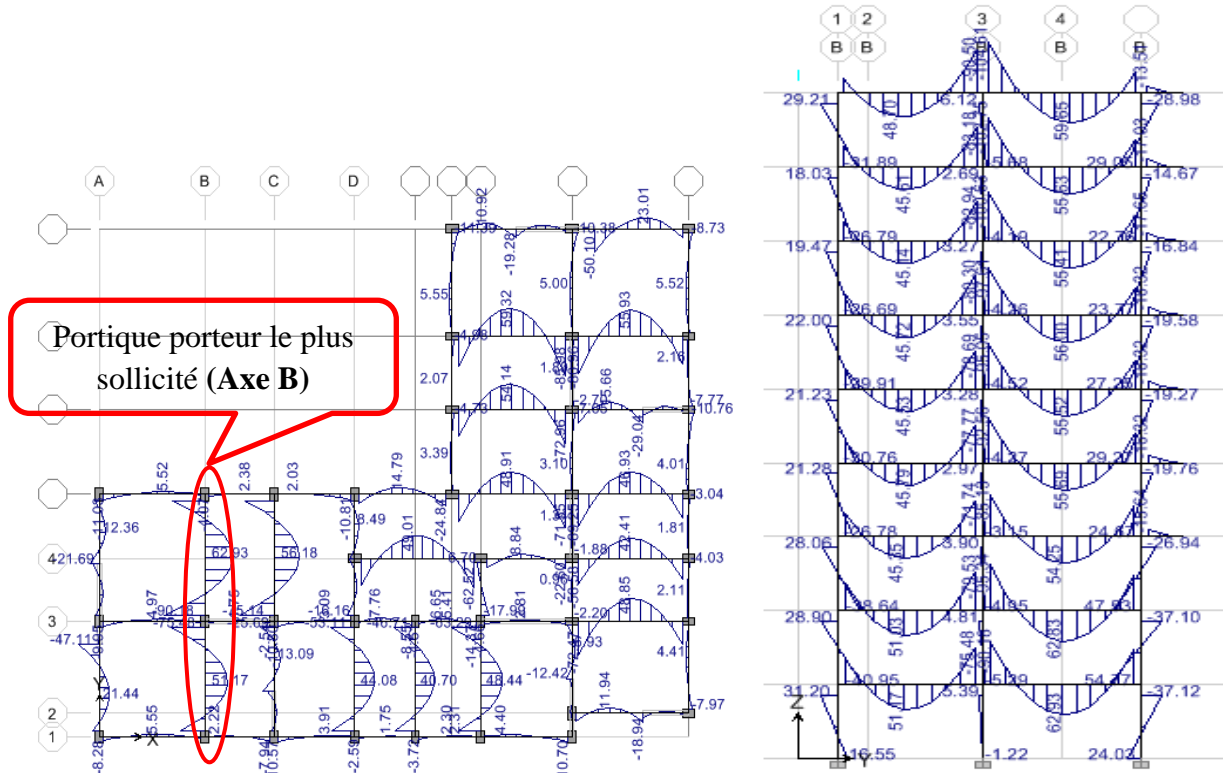
- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux est de 0.5% dans la section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales (poutre secondaire) sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_1$ en zone IIa.

6.1.2.2.1. Armature transversale

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b$;
- S_t : L'espace maximum entre les armatures transversales des poutres, avec :
 - $S_t \leq (h/4, 12\Phi_{min}) \rightarrow$ en zone nodale.
 - $S_t \leq h/2 \rightarrow$ en dehors de la zone nodale.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

6.1.3. Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

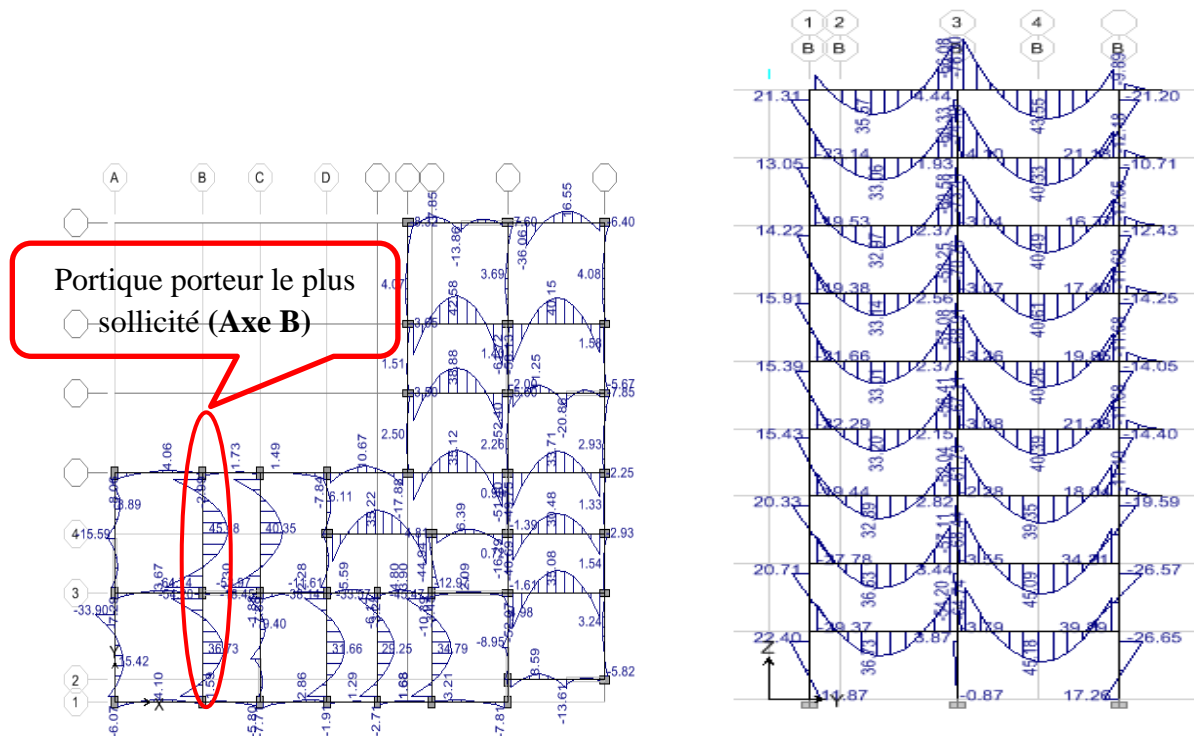
6.1.3.1. Sous combinaison statique (ELU et ELS)



Vue en plan - R.D.C-

Vue en élévation - R.D.C → Etage 8-

Diagramme moment fléchissant -ELU-



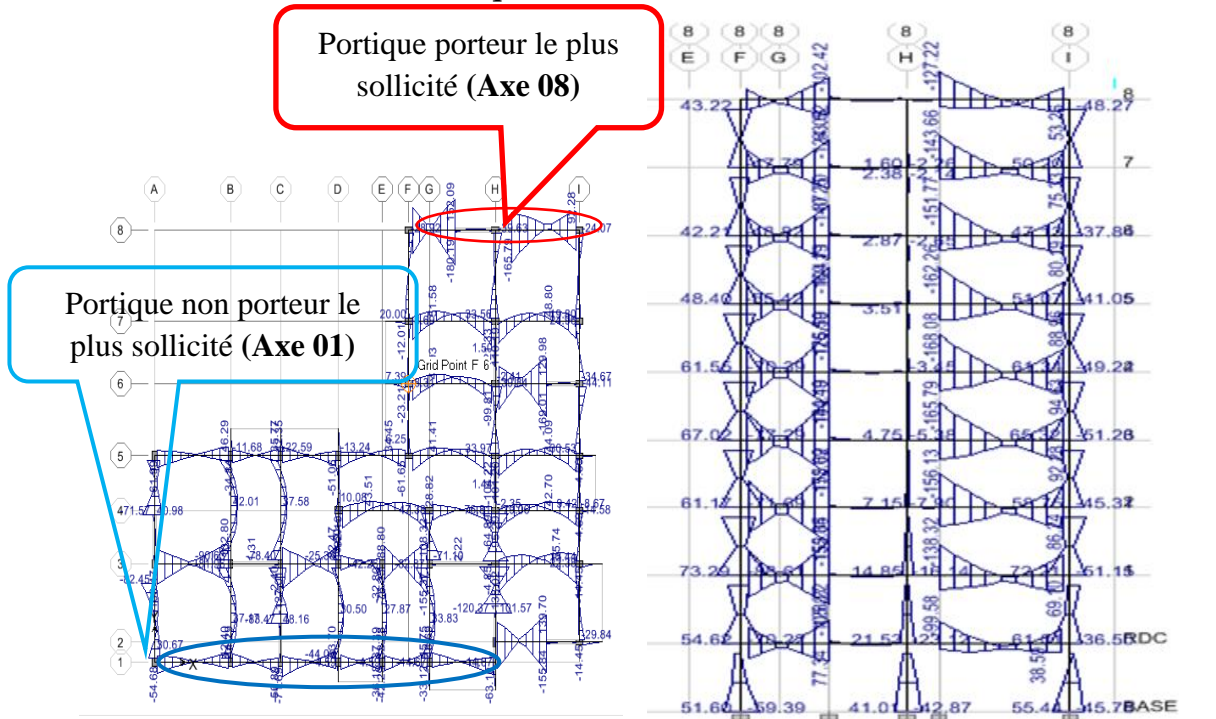
Vue en plan - R.D.C-

Vue en élévation - R.D.C → Etage 8-

Diagramme moment fléchissant -ELS-

Figure 6. 1: Sollicitation statique dans les poutres –Moments fléchissant-

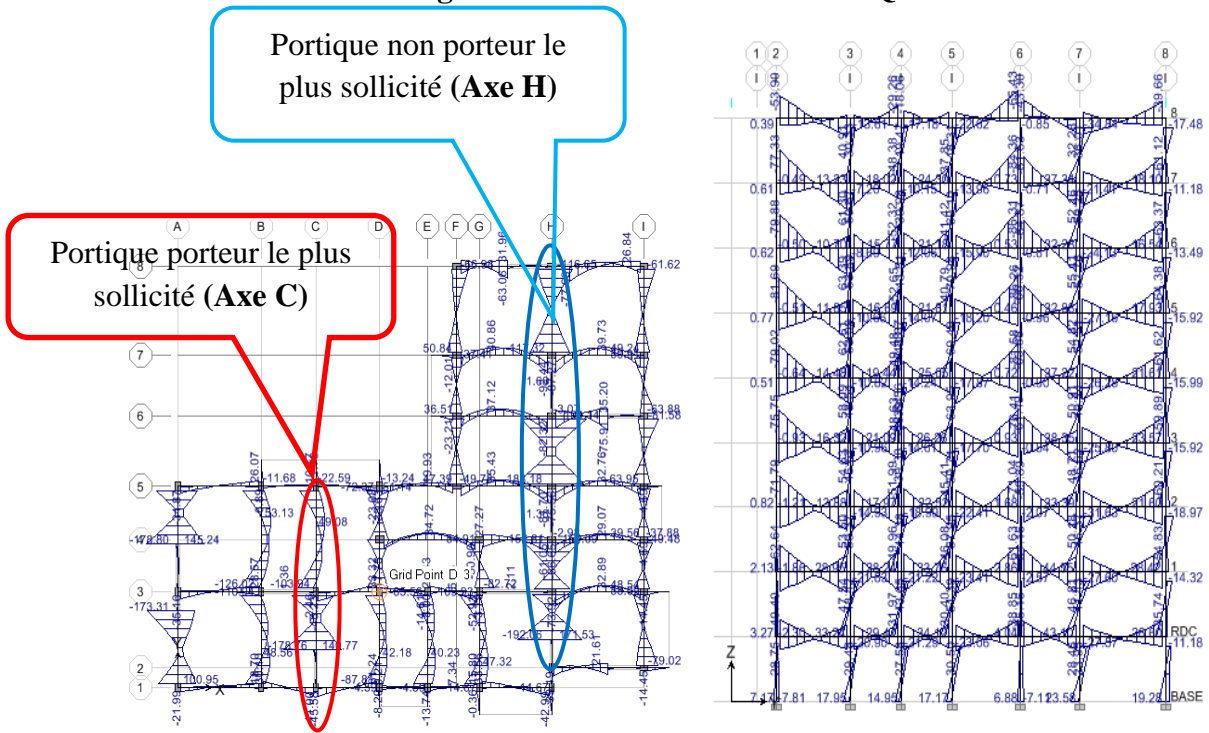
6.1.3.2. Sous combinaison sismique



Vue en plan – 3^{ème} Etage-

Vue en élévation - R.D.C → Etage 8-

Diagramme moment fléchissant –GQEX-



Vue en plan -4^{ème} Etage-

Vue en élévation - R.D.C → Etage 8-

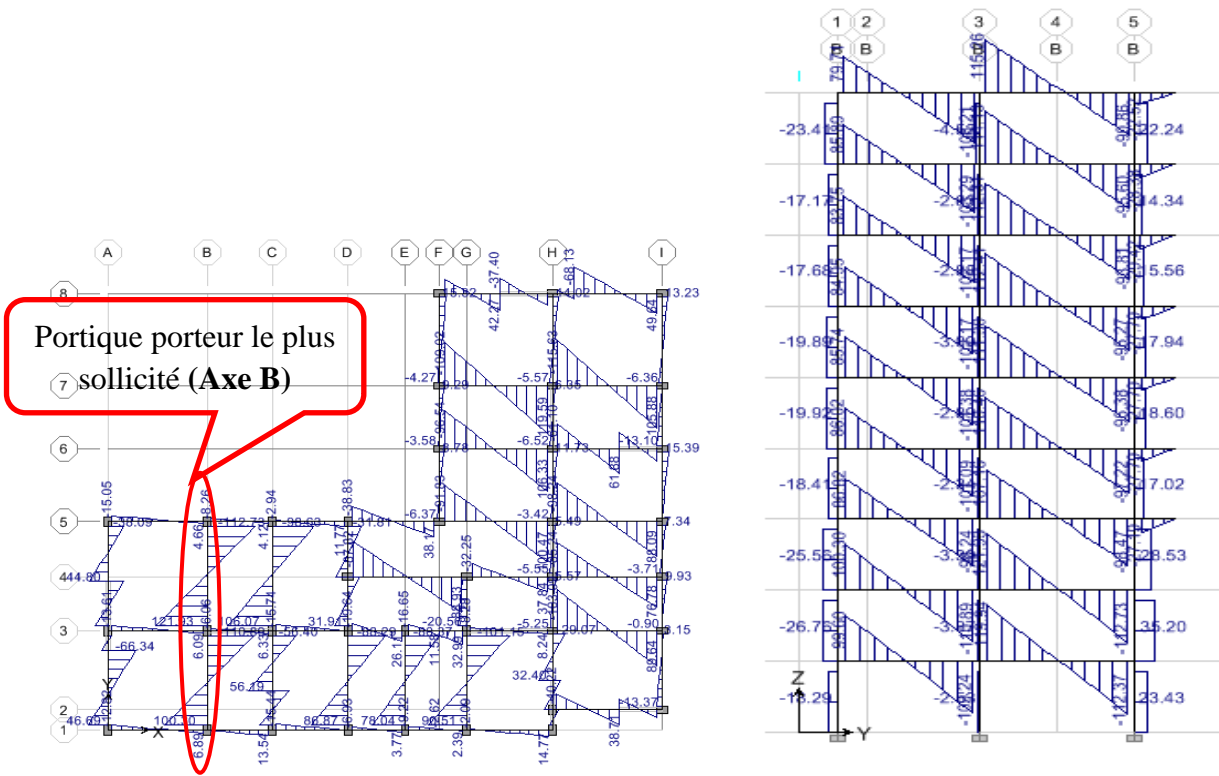
Diagramme moment fléchissant –GQEY-

Figure 6. 2: Sollicitation sismique dans les poutres –Moments fléchissant-

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	Moment Statique (KN.m)				Moment Sismique (KN.m)			
	ELU		ELS		Suivant X		Suivant Y	
	Appuie	Travée	Appuie	Travée	Appuie	Travée	Appuie	Travée
Poutre porteuse	90.18	62.93	64.74	45.18	181.19	48.75	140.77	51.35
Poutre de chaînage	10.70	5.55	7.85	4.10	120	0	192	0

6.1.4. Diagramme des Efforts tranchants (KN)



Vue en plan - R.D.C-

Vue en élévation - R.D.C → Etage 8-

Diagramme moment fléchissant - E.L.U –

Figure 6. 3: Sollicitation statique dans les poutres - Effort tranchant -

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	Effort tranchant (KN)
	Appuie
Poutre porteuse	121.93
Poutre de chaînage	19.64

6.1.5. Poutres Principales

6.1.5.1. Armature Longitudinales

Tableau 6. 1: Ferrailage de la poutre principale

ELU							
ELU	Mu	A _{cal}	A'	A _{min/ B.A.E.L}	A _{min/ R.P.A}	A _{Adoptée}	choix
travée	62,93	4.52	0,00	1.52	6.75	8.01	3HA14+3HA12
appui	90,18	6.59	0,00	1.52		8.01	3HA14+3HA12
G+Q±EX							
G+Q±EX	Mu	A _{cal}	A'	A _{min B.A.E.L}	A _{min/ R.P.A}	A _{Adoptée}	Choix
En travée	48.75	2.979	0,00	1.52	6.75	8.01	3HA14+3HA12
En appuie	181.2	11.77	0,00	1.52		14.04	3HA14+3HA20
G+Q±EY							
G+Q±EY	Mu	A _{cal}	A'	A _{min}	A _{min/ R.P.A}	A _{Adoptée}	Choix
En travée	51.35	3.14	0,00	1.52	6.75	4.62	3HA14
En appui	140.8	8.99	0,00	1.52		14.04	3HA14+3HA20

6.1.5.2. Armature Transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales avec : $\phi_t \leq \min\left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$

Pour les poutres principales : $\phi_t \leq \min\left(12 ; \frac{450}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(12 ; 12.85 ; 30)$

Donc on prend : $\phi_t=8\text{mm} \rightarrow 4T8=2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) pour les poutres principales.

- **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA/version 2003(Art 7.5.2.2).

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l\ min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{45}{4} ; 14.4\right) \Rightarrow S_t = 10\text{ cm.}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{ cm} \Rightarrow S_t = 15\text{ cm.}$

- **Section minimale d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 = 1.35\text{ cm}^2$$

$A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.35\text{ cm}^2$ Condition vérifiée pour les poutres principales.

6.1.5.3. Vérification à l'E.L.U

- **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 1.52\text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Contrainte tangentielle maximale**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} / \text{F.P.N} \Rightarrow \tau_u^- = \min(0.13 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3.25\text{ MPa}$$

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	121.93	0.967	Vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- En appuis de rives : $A_l \geq \frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$
- En appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9d})$	Obser
principales	6.79	121.93	108.92	3.048	- 4.156	vérifiée

6.1.5.4. Vérification à l'E.L.S

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

Si les trois (03) conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.45}{5.5} = 0.082 \geq 0,062 \text{ (Condition vérifiée).....(1)}$$

$$\frac{A_s}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 * 0.42} = 0.0054 \leq 0,0105 \text{ (Condition vérifiée).....(2)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0,082 > 0,0697 \text{ (Condition vérifiée).....(3)}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification des contraintes**

Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Sections	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
En travée	45.18	8.398	15	OK
En appuis	64.74	10.81	15	

6.1.6. Poutres Secondaires

6.1.6.1. Armature Longitudinales

Tableau 6. 2: Ferrailage de la poutre secondaire

ELU							
ELU	Mu	A _{cal}	A'	A _{min} /B.A.E.L	A _{min} /R.P.A	A _{Adoptée}	choix
travée	5.55	0.38	0,00	1.52	6.75	4.62	3HA14
appui	10.7	0.74	0,00	1.52		8.01	3HA14+3HA12
G+Q±EX							
G+Q±EX	Mu	A _{cal}	A'	A _{min} B.A.E.L	A _{min} /R.P.A	A _{Adoptée}	Choix
En travée	0	0	0,00	1.52	6.75	4.62	3HA14
En appuie	120	7.57	0,00	1.52		14.04	3HA14+3HA20
G+Q±EY							
G+Q±EY	Mu	A _{cal}	A'	A _{min}	A _{min} /R.P.A	A _{Adoptée}	Choix
En travée	0	0	0,00	0	6.75	4.62	3HA14
En appui	192	12.63	0,00	55.03		14.04	3HA14+3HA20

6.1.6.2. Armature Transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(12; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 12.85; 30)$$

Donc on prend : $\phi_t = 8\text{mm} \rightarrow$ on prend 4T8 = 2.01 cm² (un cadre et un étrier)

- **Espacement des armatures transversales**

Les espacements d'armatures transversales sont donné selon l'Art 7.5.2.2 RPA99/ 03).

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\ min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 14.4\right) \Rightarrow S_t = 10\text{ cm.}$
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{ cm} \Rightarrow S_t = 15\text{ cm.}$

- **Section minimale d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 = 1.35\text{ cm}^2$$

$A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.35\text{ cm}^2$ Condition vérifiée pour les poutres secondaires.

6.1.6.3. Vérification à l'E.L.U

- **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28}/f_e = 1.52\text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Contrainte tangentielle maximale**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{F.P.N} \Rightarrow \tau_u^- = \min(0.13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{ MPa}$$

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	19.64	0.156	Vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- En appuis de rives : $A_l \geq \frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$
- En appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_a}{0.9d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_a}{0.9d})$	Observé
Secondaires	6.79	19.64	55.03	0.49	- 3.148	vérifiée

6.1.6.4. Vérification à l'E.L.S

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

Si les trois (03) conditions suivantes sont vérifiées simultanément, il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche,

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.45}{4.68} = 0.096 \geq 0,062 \text{ (Condition vérifiée).....(1)}$$

$$\frac{A_s}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 * 0.42} = 0.0054 \leq 0,0105 \text{ (Condition vérifiée).....(2)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0,096 > 0,0522 \text{ (Condition vérifiée).....(3)}$$

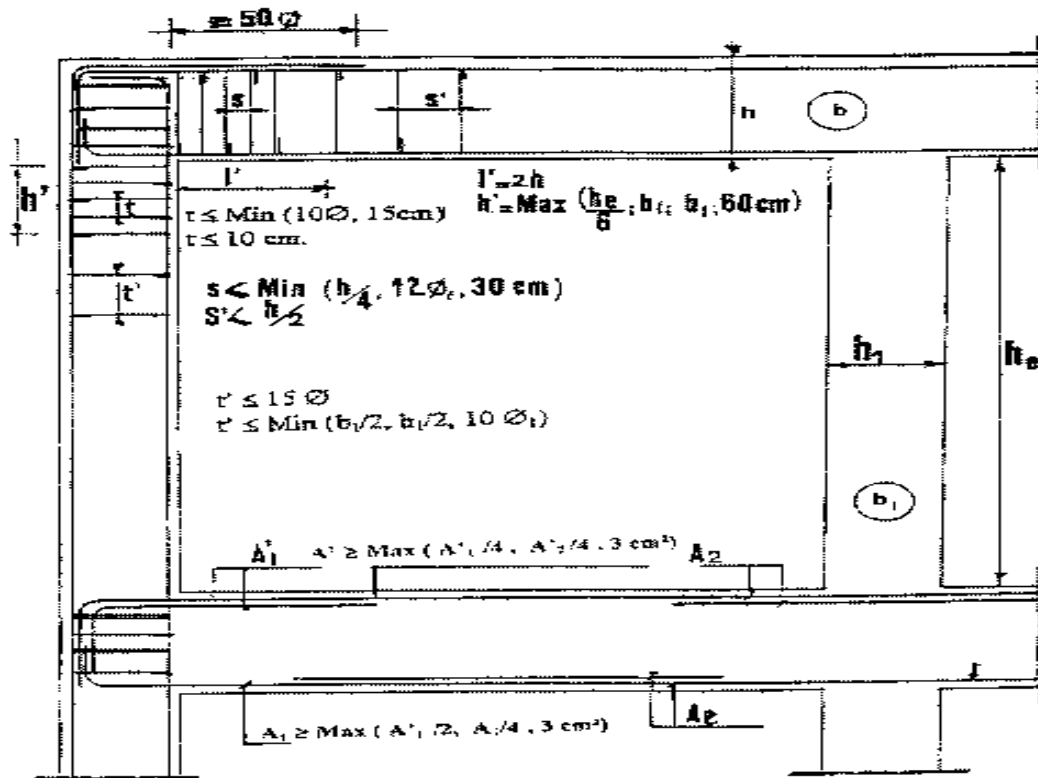
Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification des contraintes**

Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Sections	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	Obser
En travée	4.10	0.762	15	OK
En appuis	7.85	1.31	15	

6.1.7. Dispositions constructive



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

Figure 6. 4: Disposition constructive pour les poutres selon R.P.A99/03

- Les zones nodales: $l' = 2.h = 90 \text{ cm} \rightarrow 10 \times 10 \text{ cm} \cong 90 \text{ cm}$
- L'espacement : Zone nodale : $S \leq h/4 = 11.25 \text{ cm} \rightarrow e = 10 \text{ cm} \rightarrow 10 \times 10 \text{ cm} \cong 90 \text{ cm}$
Zone courante: $S' = h/2 = 22.50 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

6.1.8. Schéma de ferrailage

6.1.8.1. Poutres de chaînage

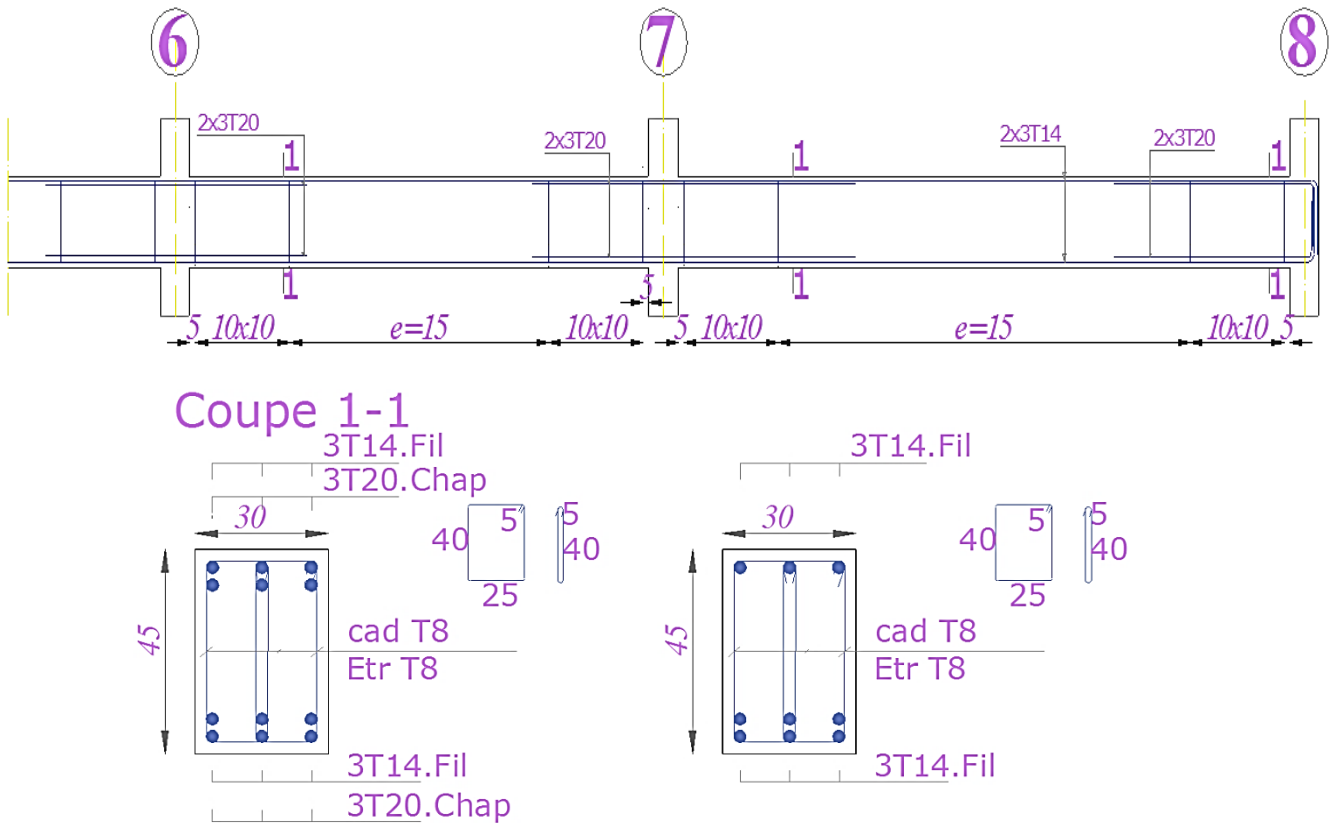


Figure 6. 5: Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire –la plus sollicitée-

6.1.8.2. Poutres porteuse

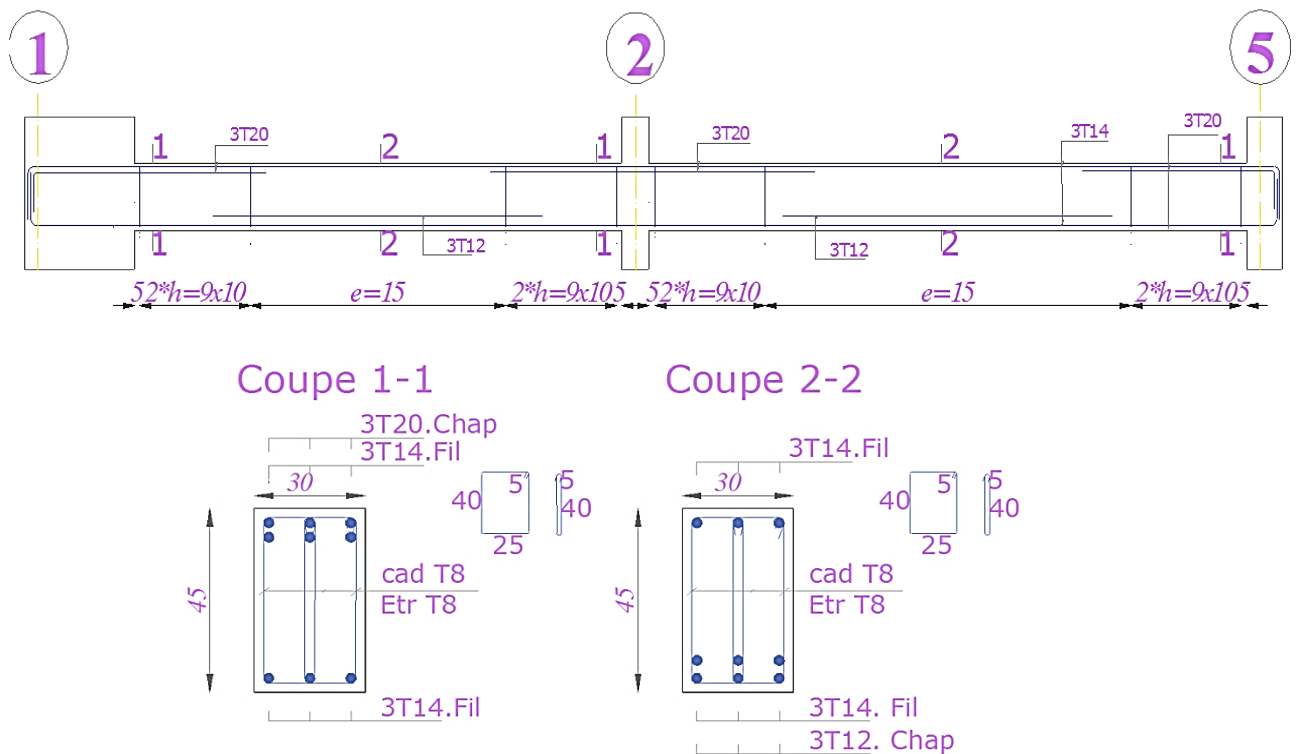


Figure 6. 6: Schéma de ferrailage d'une poutre principale –la plus sollicitée-

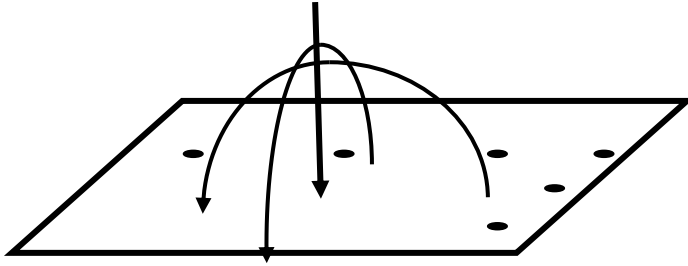
6.2. Poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (Efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Après détermination des sollicitations (M, N et T), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers préconisé par les règlements de calcul.

6.2.1. Type de Sollicitation

Un poteau est soumis à un effort normal " N " et deux moments de flexion (longitudinal **M2** et transversal **M3**). Donc les poteaux sont calculés sous **flexion composée**. Avec un effort tranchant " T ".)



6.2.2. Recommandation du R.P.A99/2003

6.2.2.1. Combinaison de charge

Les combinaisons de charges à prendre en compte pour la détermination du ferrailage sont :

	<i>C.B.A93</i>		<i>RPA99 version 2003</i>
<i>Poteau</i>	ELU : $1,35G+1,5Q$	ELS : $G+Q$	$0,8G \pm E_x / G+Q \pm E_x / 0,8G \pm E_y / G+Q \pm E_y$

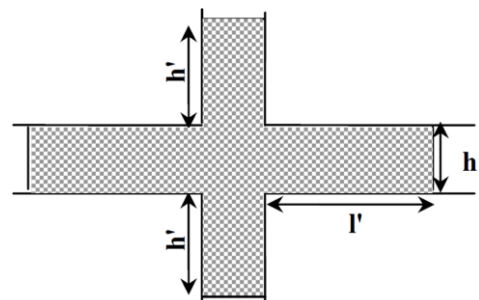
Avec : **G** : Sollicitations dues aux charges permanentes,
Q : Sollicitations dues aux charges d'exploitations : Sollicitations dues au séisme,

6.2.2.2. Armature longitudinale

- Elles doivent être de Haute Adhérence droites et sans crochets;
- Leur pourcentage minimal : **A_{min} = 0.8%** de la section du béton en zone IIa;
- Leur pourcentage maximal :
 - A max = 4% de la section du béton → en zone courante.
 - A max = 6% de la section du béton → en zone de recouvrement.
- $\Phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ** en zone IIa;
- **L'écartement** des barres verticales dans une face de poteau $\leq 25\text{cm}$ (zone IIa);
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible en dehors des zones nodales (Zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' :

- l' = 2h.
- h' = max (h e/6, b1, h1, 60cm).



6.2.2.3. Armature transversale

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times I_{ne}}$$

Avec V_u : Effort tranchant calculé.

h : Hauteur totale de la section brute.

e_f : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : Espacement entre les A_t . • $t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) \rightarrow$ en zone nodale.

• $t \leq 15\phi_l \rightarrow$ en zone courante.

$\phi_l \rightarrow$ diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

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

• $\rho_a = 2,5 \rightarrow$ si $\lambda_g \geq 5$ (λ_g : l'élançement géométrique) ;

• $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$.

λ_g : l'élançement géométrique: $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ (a, b: dimensions du poteau)

- La quantité d'armatures transversales minimale/ $t.b_1$ en % est:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3% ($t.b_1$)

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8% ($t.b_1$)

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ (au minimum).

6.2.3. Vérification spécifiques selon le R.P.A99/2003 (A7.4.3)

6.2.3.1. Sollicitations normales (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 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : N_d : l'effort normal sismique de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c est l'aire de cette dernière

f_{c_j} est la résistance caractéristique du béton

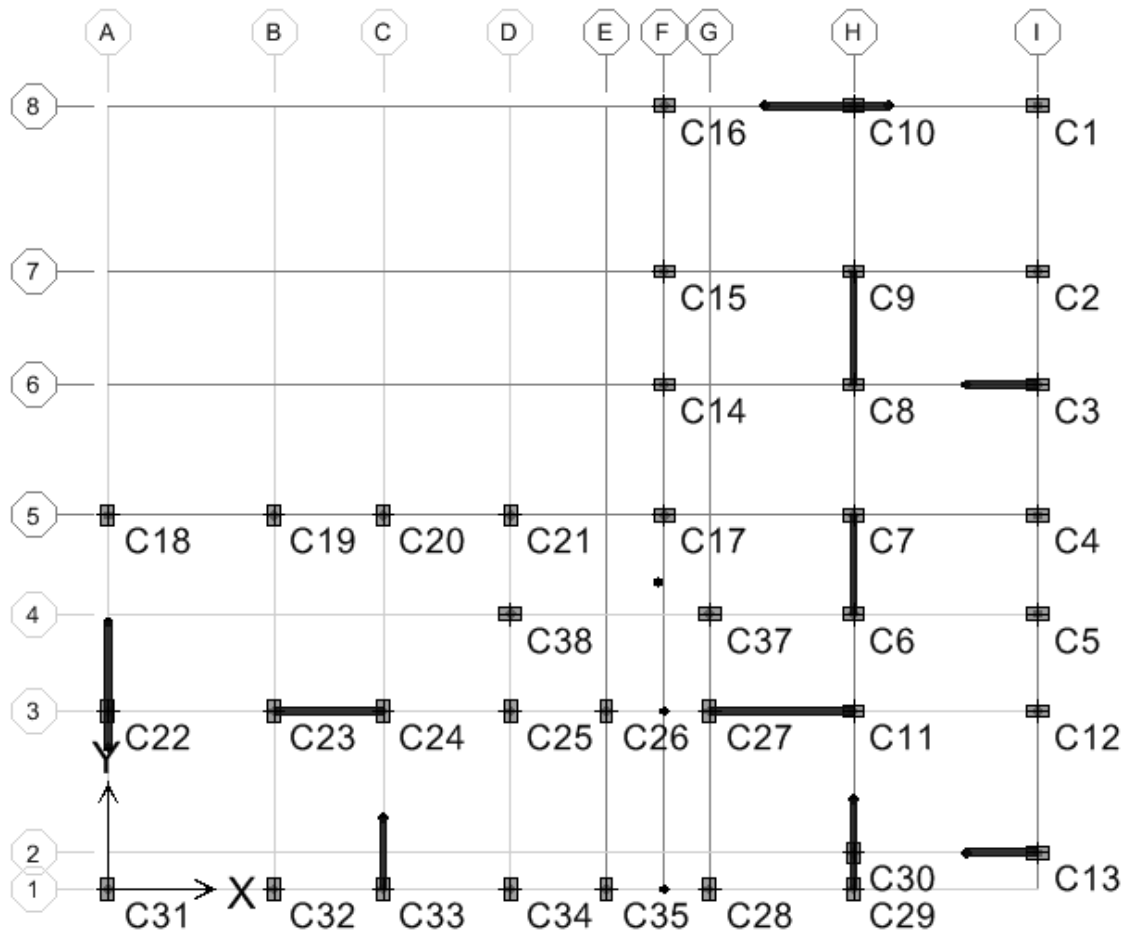


Figure 6. 7: repérage des poteaux (Vue en plan)

Figure 6. 8: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Effort normal réduit $v : v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$							
Niveau	Section (cm ²)		N° Poteau	N _d (KN)	Combinaison	v	Obser
	h	b					
R.D.C	60	35	C19	1252.34	GQ-Ey	0.238	☑
Etages : 1, 2	55	35	C14	1134.7	GQ-Ex	0.235	☑
Etages : 3, 4,5	45	35	C14	863.85	GQ-Ex	0.219	☑
Etages : 6, 7,8	40	35	C14	418.6	GQ-Ex	0.119	☑

Tableau 6.3 : L'effort normal réduit dans les poteaux sous combinaison sismique

Zone I : R.D.C : Poteaux (0.35*0.6) m² Zone II : Etage 1-2 : Poteaux (0.35*0.55)m²

Story	Column	Load	Loc	P	#VALEUR!
RDC	C19	GQEQ MIN		0	-1252.34 -0.23854095
RDC	C14	GQEQ MIN		0	-1249.05 -0.23791429
RDC	C15	GQEQ MIN		0	-1247.24 -0.23756952
RDC	C20	GQEQ MIN		0	-1243.81 -0.23691619
RDC	C17	GQEQ MIN		0	-1229.49 -0.23418857
RDC	C37	GQEQ MIN		0	-1219.1 -0.23220952
RDC	C14	GQEQ MIN		0	-1185.81 -0.22586857
RDC	C19	GQEQ MIN		0	-1178.49 -0.22447429
RDC	C37	GQEQ MIN		0	-1176.54 -0.22410286
RDC	C15	GQEQ MIN		0	-1174.93 -0.22379619
RDC	C26	GQEQ MIN		0	-1155.92 -0.22017524
RDC	C20	GQEQ MIN		0	-1153.58 -0.21972952
RDC	C17	GQEQ MIN		0	-1148.38 -0.21873905
RDC	C21	GQEQ MIN		0	-1145.96 -0.2182781
RDC	C17	GQEQ MAX		0	-1116.03 -0.21257714
RDC	C18	GQEQ MIN		0	-1110.08 -0.21144381
RDC	C16	GQEQ MIN		0	-1107.9 -0.21102857
RDC	C14	GQEQ MAX		0	-1094.8 -0.20853333
RDC	C12	GQEQ MIN		0	-1082.28 -0.20614857
RDC	C28	GQEQ MIN		0	-1073.52 -0.20448
RDC	C25	GQEQ MIN		0	-1062.07 -0.20229905
RDC	C38	GQEQ MIN		0	-1060.72 -0.2020419
RDC	C17	GQEQ MAX		0	-1034.92 -0.19712762
RDC	C38	GQEQ MIN		0	-1034.82 -0.19710857
RDC	C25	GQEQ MIN		0	-1033.94 -0.19694095
RDC	C20	GQEQ MAX		0	-1032.28 -0.19662476
RDC	C14	GQEQ MAX		0	-1031.55 -0.19648571

Story	Column	Load	Loc	P	#VALEUR!
1	C14	GQEQ MIN		0	-1134.7 -0.23578182
1	C20	GQEQ MIN		0	-1130.06 -0.23481766
1	C19	GQEQ MIN		0	-1121.92 -0.23312623
1	C15	GQEQ MIN		0	-1119.02 -0.23252364
1	C17	GQEQ MIN		0	-1091.61 -0.22682805
1	C14	GQEQ MIN		0	-1075.84 -0.22355117
1	C37	GQEQ MIN		0	-1063.18 -0.22092052
1	C19	GQEQ MIN		0	-1050.8 -0.21834805
1	C15	GQEQ MIN		0	-1049.23 -0.21802182
1	C20	GQEQ MIN		0	-1044.77 -0.21709506
1	C21	GQEQ MIN		0	-1044.69 -0.21707844
1	C26	GQEQ MIN		0	-1020.05 -0.21195844
2	C14	GQEQ MIN		0	-1018.83 -0.21170494
1	C37	GQEQ MIN		0	-1018.8 -0.2116987
1	C17	GQEQ MIN		0	-1018.39 -0.21161351
2	C20	GQEQ MIN		0	-1013.19 -0.21053299
1	C18	GQEQ MIN		0	-1001.78 -0.20816208
1	C16	GQEQ MIN		0	-1000.18 -0.20782961
1	C14	GQEQ MAX		0	-993.05 -0.20634805
1	C17	GQEQ MAX		0	-989.76 -0.20566442
2	C19	GQEQ MIN		0	-987.65 -0.20522597
2	C15	GQEQ MIN		0	-986.71 -0.20503065
1	C12	GQEQ MIN		0	-969.92 -0.20154182
2	C14	GQEQ MIN		0	-966.49 -0.20082909
1	C28	GQEQ MIN		0	-960.52 -0.19958857
2	C17	GQEQ MIN		0	-953.01 -0.19802805
2	C20	GQEQ MIN		0	-936.15 -0.19452468
1	C20	GQEQ MAX		0	-934.38 -0.19415688
1	C14	GQEQ MAX		0	-934.19 -0.1941174

Zone III: Etage 3-4-5: Poteaux (35*45)

Zone IV: Etage 6-7-8: Poteaux (35*40)

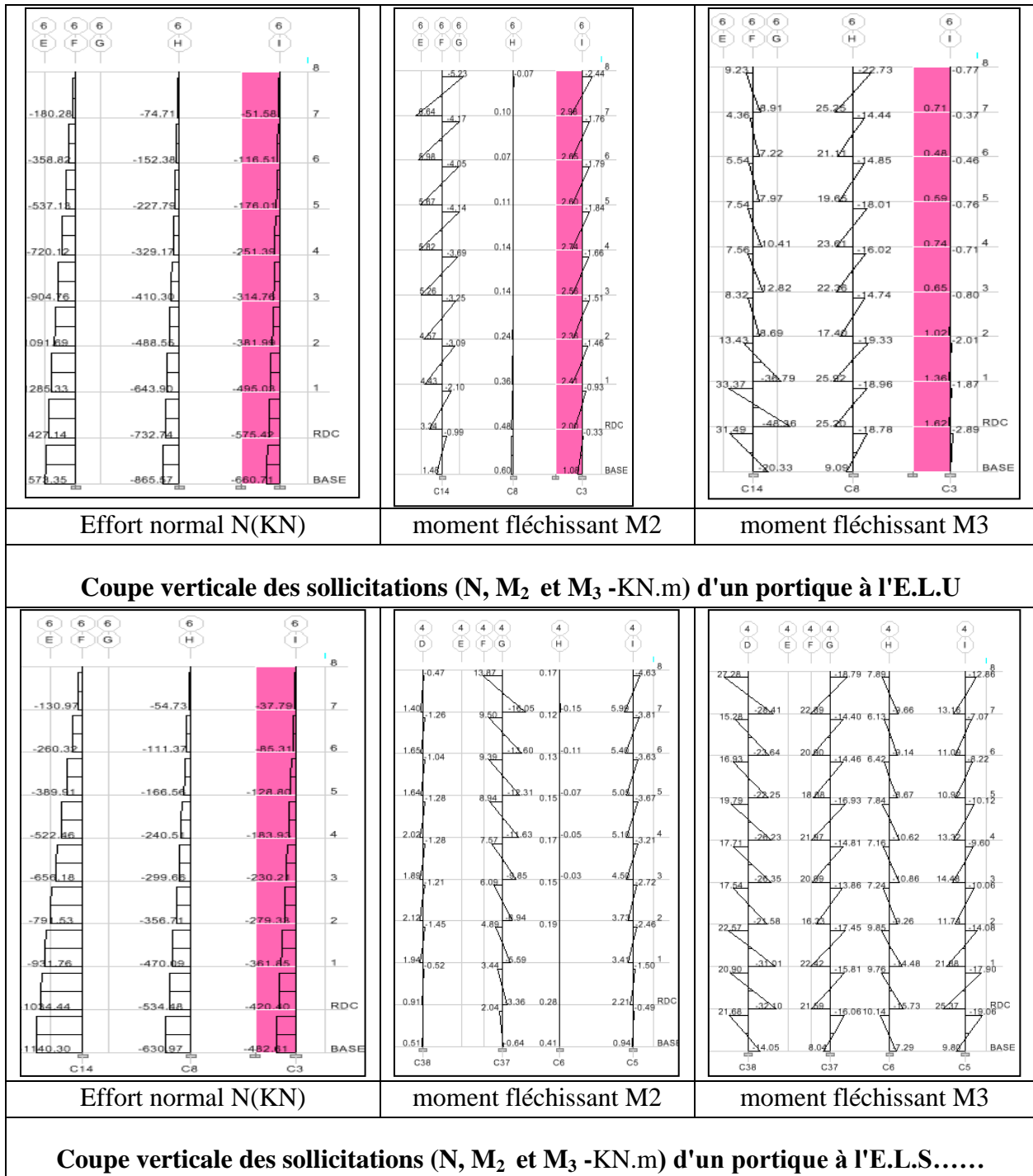
Story	Column	Load	Loc	P	#VALEUR!
3	C14	GQEQ MIN		0	-863.85 -0.21939048
3	C20	GQEQ MIN		0	-858.15 -0.21794286
3	C19	GQEQ MIN		0	-837.84 -0.21278476
3	C15	GQEQ MIN		0	-837.81 -0.21277714
3	C14	GQEQ MIN		0	-819.02 -0.20800508
3	C17	GQEQ MIN		0	-805.79 -0.20464508
3	C20	GQEQ MIN		0	-791.08 -0.20090921
3	C21	GQEQ MIN		0	-787.11 -0.19990095
3	C15	GQEQ MIN		0	-778.8 -0.19779048
3	C19	GQEQ MIN		0	-778.67 -0.19775746
3	C14	GQEQ MAX		0	-764.04 -0.1940419
3	C17	GQEQ MIN		0	-756.57 -0.19214476
3	C37	GQEQ MIN		0	-747.46 -0.18983111
3	C17	GQEQ MAX		0	-738.91 -0.18765968
3	C26	GQEQ MIN		0	-736.9 -0.18714921
3	C14	GQEQ MAX		0	-719.2 -0.18265397
3	C18	GQEQ MIN		0	-718.84 -0.18256254
3	C12	GQEQ MIN		0	-718.31 -0.18242794
3	C16	GQEQ MIN		0	-717.71 -0.18227556
3	C20	GQEQ MAX		0	-716.16 -0.1818819
4	C14	GQEQ MIN		0	-713.87 -0.18130032
3	C28	GQEQ MIN		0	-709.51 -0.18019302
4	C20	GQEQ MIN		0	-707.65 -0.17972063

Story	Column	Load	Loc	P	#VALEUR!
6	C14	GQEQ MIN		0	-418.6 -0.1196
6	C20	GQEQ MIN		0	-410.58 -0.11730857
6	C15	GQEQ MIN		0	-404.44 -0.11555429
6	C19	GQEQ MIN		0	-402.58 -0.11502286
6	C14	GQEQ MIN		0	-398.65 -0.1139
6	C17	GQEQ MIN		0	-385.99 -0.11028286
6	C14	GQEQ MAX		0	-381.17 -0.10890571
6	C20	GQEQ MIN		0	-378.85 -0.10824286
6	C15	GQEQ MIN		0	-372.75 -0.1065
6	C19	GQEQ MIN		0	-371.5 -0.10614286
6	C17	GQEQ MIN		0	-370.38 -0.10582286
6	C21	GQEQ MIN		0	-368.81 -0.10537429
6	C17	GQEQ MAX		0	-365.64 -0.10446857
6	C14	GQEQ MAX		0	-361.23 -0.10320857
6	C20	GQEQ MAX		0	-352.93 -0.10083714
6	C17	GQEQ MAX		0	-350.03 -0.10000857
6	C26	GQEQ MIN		0	-344.27 -0.09836286
6	C37	GQEQ MIN		0	-335.81 -0.09594571
6	C12	GQEQ MIN		0	-335.18 -0.09576571
6	C21	GQEQ MIN		0	-333.17 -0.09519143
6	C28	GQEQ MIN		0	-330.25 -0.09435714
6	C35	GQEQ MIN		0	-327.93 -0.09369429
6	C5	GQEQ MIN		0	-325.42 -0.09297714
6	C38	GQEQ MIN		0	-325.09 -0.09288286
6	C38	GQEQ MIN		0	-321.3 -0.0918
6	C20	GQEQ MAX		0	-321.19 -0.09176857

6.2.4. Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal (N, M₂ et M₃ -KN.m)

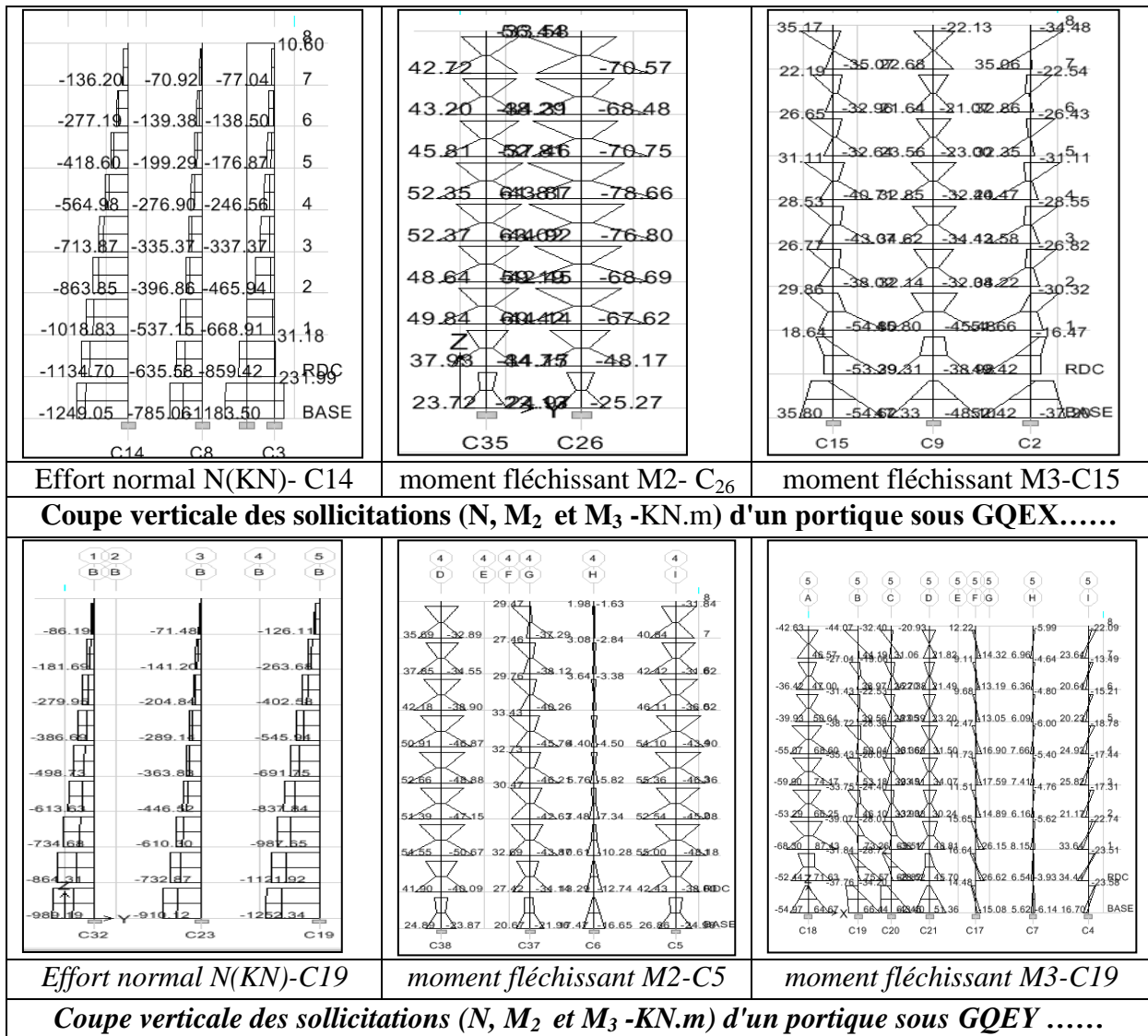
6.2.4.1. Sous combinaison statique (ELU et ELS)

Tableau 6. 4: Diagrammes des sollicitations (N, M₂, M₃) dans les poteaux



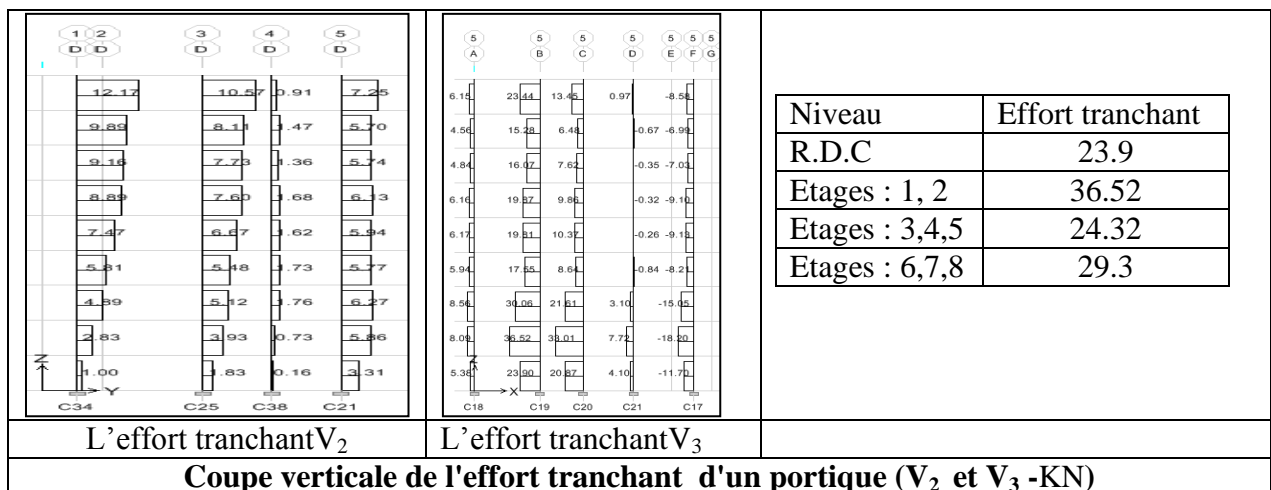
6.2.4.2. Sous combinaison sismique ($G + Q \pm E_{X,Y}; 0,8G \pm E_{X,Y}$)

Tableau 6. 5: Diagrammes des sollicitations ($N, M_{2,3}$) dans les poteaux



6.2.5. Diagramme des Efforts tranchants (V_2, V_3 -KN)

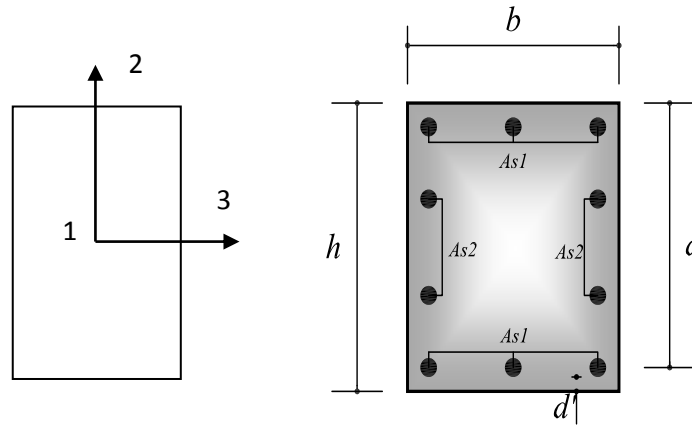
Tableau 6. 6: Diagrammes des sollicitations ($V_{2,3}$) dans les poteaux



6.2.6. Etape de calcul

Le ferrailage des poteaux est obtenu après trois étapes essentielles qui sont les suivantes :

1. Ferrailage dans le plan (1-2) → Les armatures A_{s1} parallèle à l'axe de forte inertie(3)
2. Ferrailage dans le plan (1-3) → Les armatures A_{s2} parallèle à l'axe de faible inertie(2)
3. Le ferrailage des faces (2) et (3) sera disposé sur les deux autres faces symétriquement.
4. Elaboration du ferrailage final de la section selon le C.B.A93 et la R.P.A99/03.



N.B: - la hauteur de la section est le plus grand coté "h" et sa largeur "b"

- Pour simplifier la tâche de travail, on prend le moment maximal dans les deux sens.

6.2.7. Sollicitations de calcul

Les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Cas n°1 : N_{\max} → (M_2, M_3) correspondants **Cas n°2 :** N_{\min} → (M_2, M_3) correspondants

Cas n°3 : $M_{2\max}$ → (N, M_3) correspondants **Cas n°4 :** $M_{3\max}$ → (N, M_2) correspondants

Tableau 6. 7: Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

Cas	(N, $M_{2,3}$) KN.m	Zone			
		R.D.C	1-2	3-4-5	6-7-8
N_{\max} et $M_{2,3}$ correspond	Comb	ELU	ELU	ELU	ELU
	N° pot	C14	C14	C14	C14
	N	1573.35	1427.14	1091.6	537.13
	M2	1.484	3.343	4.572	5.671
	M3	20.326	48.358	8.688	7.971
	Max (M_2, M_3)	20.326	48.358	8.688	7.971
N_{\min} et $M_{2,3}$ correspond	Comb	0.8G+EX	0.8G+EX	0.8G+EX	0.8G+EX
	N° pot	C16	C16	C16	C16
	N	- 284.45	-271.25	-180.54	-44.29
	M2	3.318	7.044	10.637	14.713
	M3	53.728	53.235	53.029	40.253
	Max (M_2, M_3)	53.728	53.235	53.029	40.253
$M_{\max 2}$ et N, M_3 correspond	Comb	GQ+EY	GQ-EX	GQ-EX	GQ-EX
	N° pot	C5	C16	C26	C26
	N	810.78	875.57	469.85	344.27
	M2	26.861	67.619	78.658	70.749
	M3	14.252	21.695	17.989	15.497
	Max (M_2, M_3)	26.861	67.619	78.658	70.749
$M_{\max 3}$ et N, M_2 correspond	Comb	GQ+EY	GQ+EY	GQ+EY	GQ-EX
	N° pot	C19	C18	C18	C38
	N	894.4	-98.65	-36.64	101.45
	M2	3.581	13.053	17.363	4.582
	M3	66.48	87.425	74.167	53.508
	Max (M_2, M_3)	66.48	87.425	74.167	53.508

6.2.8. Ferrailage type du poteau le plus sollicité

6.2.8.1. Armature Longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales des poteaux est résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6. 8: Calcul du ferrailage longitudinal dans les poteaux

Poteaux	N	Max (M ₂ ,M ₃)	Nature section	A's/face (cm ²)	AS/face (cm ²)	A _{min} R.P.A	A _{max} R.P.A		A _{Adopté} (cm ²)
							Z.C	Z.R	
R.D.C (35*60)	1573.35	20.326	EC	0.00	0.00	16.8	84	126	4HA20+6HA16 = 24.62
	-284.45	53.728	ET	1.07	6.04				
	849.4	66.48	EC	0.00	0.00				
1-2 (35*55)	1427.14	48.358	EC	0.00	0.00	15.4	77	115.5	4HA20+6HA16 = 24.62
	-271.25	53.235	ET	0.67	6.11				
	-98.65	66.48	PC	0	4.53				
3-4-5 (35*45)	1091.6	8.688	EC	0	0	12.6	63	94.5	10 HA16=20.10
	-180.54	53.029	PT	0	5.58				
	469.85	78.658	EC	0	0				
6-78 (35*40)	537.13	7.971	EC	0	0	11.2	56	84	10HA14=15.39
	-44.29	40.253	PT	0	3.36				
	344.27	70.749	PT	0	0.91				

Z.C : Zone courante Z.R : Zone d recouvrement

6.2.8.2. Armature transversale

✓ **Longueur de recouvrement**

$$l_r \geq 40 \phi_{l,max} \quad \Rightarrow l_r = 1.6 \times 40 = 64cm$$

✓ **Espacement**

-Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{l,min}, 15 \text{ cm}) = \min(12 ; 15) \Rightarrow t = 10cm$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l,min} = 15 \times 1.2 = 18cm \Rightarrow t = 15cm$

✓ **Quantité d'armature minimale**

On a : $\lambda_g > 5$, d'où :

-zone nodale: $A^{\min} = 0.3\%(t \times b) = 0.3\%(10 \times 35) = 1.05cm^2$

-zone courante: $A^{\min} = 0.3\%(t \times b) = 0.3\%(15 \times 35) = 1.58cm^2$

$$D'où : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 23.9 \times 10^{-3}}{60 \times 400} = 0.37cm^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents types de poteaux :

Tableau 6. 9: Calcul du ferrailage transversal dans les poteaux

Pot	$\Phi_{l\ min}$ (cm)	$\Phi_{l\ max}$ (cm)	Vu (KN)	L rec	Z nodale	Z courante	λ_g	At (cm ²)	Amin		At _{adop} (cm ²)
									Z.N	Z.C	
35*60	1.6	2	23.9		10	15	6.12	0.37	1.05	1.58	2 Cadre T8
35×55	1.6	2	36.52		10	15	6.12	0.62			
35×45	1.6	1.6	24.32	64	10	15	6.12	0.51			
35×40	1.4	1.4	29.3	64	10	15	6.12	0.69			

6.2.8.3. Vérification à l'E.L.U (Sollicitations tangentes -A 7.4.3.2/R.P.A99/03)

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

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Tableau 6. 10. Vérification aux sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{buadm} (MPa)	Obs.
RDC	35×60	214.2	6.12	0.075	57	23.9	0.12	1.875	☑
1, 2 ^{ème} étage	35×55	214.2	6.12	0.075	52	36.52	0.2	1.875	☑
3, 4, 5 ^{ème} étage	35×45	214.2	6.12	0.075	42	24.32	0.16	1.875	☑
6, 7, 8 ^{ème} étage	35×40	214.2	6.12	0.075	37	29.3	0.23	1.875	☑

6.2.8.4. Vérification à l'E.L.S

- Contraintes

Tableau 6. 11: Vérification des contraintes dans les poteaux

	N ^{ser} (KN)	M ^{ser} (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	(MPa)				Obs
					$\sigma_{bc\ Sup}$	$\sigma_{bc\ Inf}$	$\sigma_s\ Sup$	$\sigma_s\ Inf$	
R.D.C	1140.3	14.612	8.28	8.28	5.4	4.31	80.1	65.5	☑
1-2	1034.44	34.703	8.28	8.28	6.26	3.25	91.5	51.3	☑
3-4-5	791.53	6.61	6.03	6.03	4.95	4.06	73.4	61.8	☑
6-7-8	389.91	6.102	4.61	4.61	3.07	2	44.9	31.2	☑

6.2.9. Disposition constructive des armatures dans les poutres

- Longueurs de recouvrement : $L_r > 40 \cdot \varnothing$:

$\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \cdot 2.0 = 80 \text{ cm}$. On adopter: **Lr = 80cm...**

$\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40 \cdot 1.2 = 48 \text{ cm}$. On adopter: **Lr = 50cm.**

- Les zones nodales: $h' = \max (h/6, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$.

6.2.10. Schéma de ferrailage

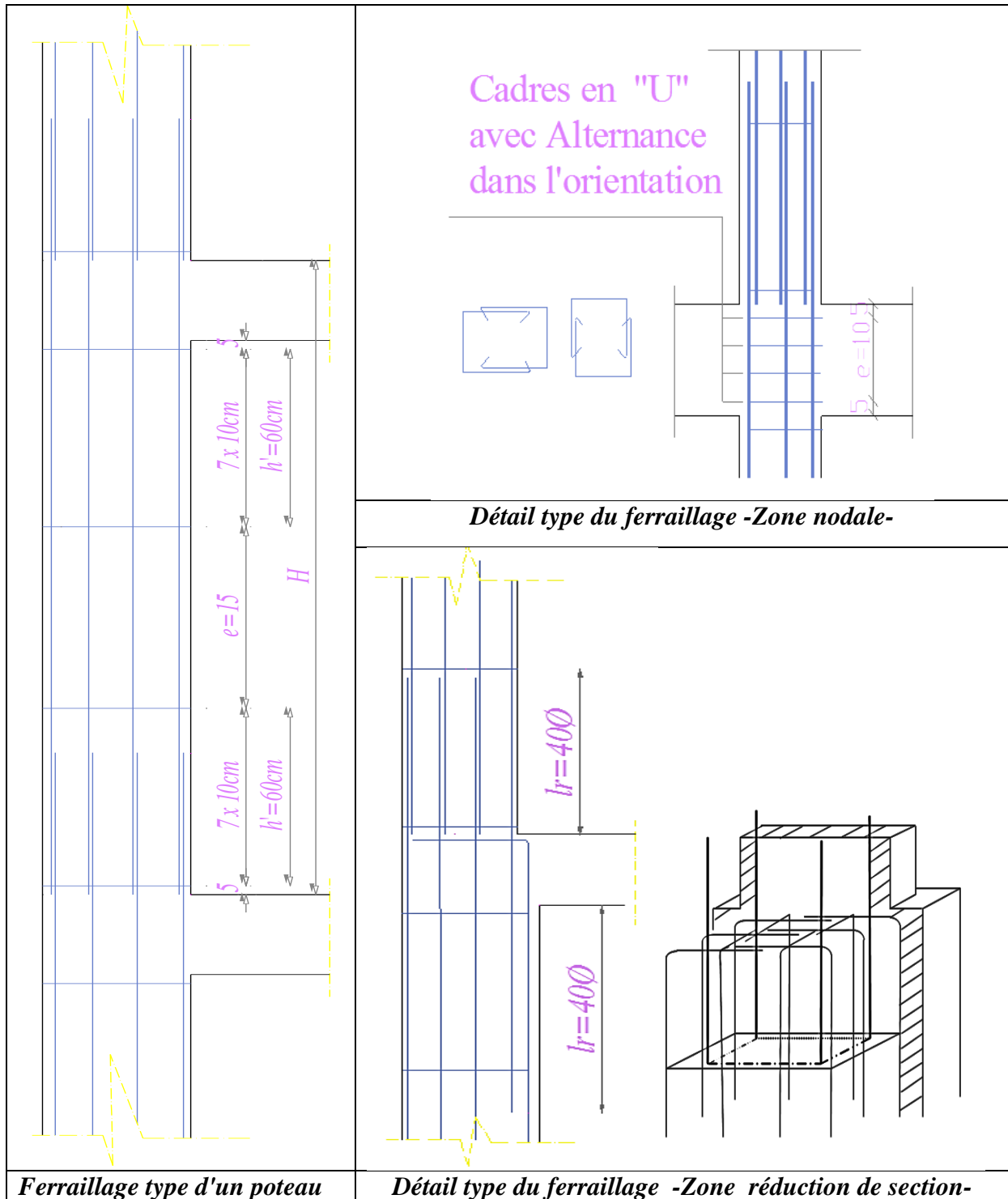


Figure 6. 9: Ferrailage des poteaux (Coupe verticale)

Niv	Schéma de ferrailage
<p>S. Sol - R.D.C- (35*60) 4 T 20 + 6 T 16</p>	
<p>Etage 1,2 (35*55) 4 T 20 + 6 T 16</p>	
<p>Etage 3, 4, 5 (35*45) 10 T 16</p>	
<p>Etage 6, 7, 8 (35*10) 10 T 14</p>	

Figure 6. 10: Ferrailage des poteaux (Vue en plan)

6.3. Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres (A7.6-R.P.A99/2003)

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

6.3.1. Dispositions constructives

Voire figure: disposition constructives pour le poteau-poutres (page)

6.3.2. Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

Le R.P.A99/2003 exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 * (|M_w| + |M_e|).$$

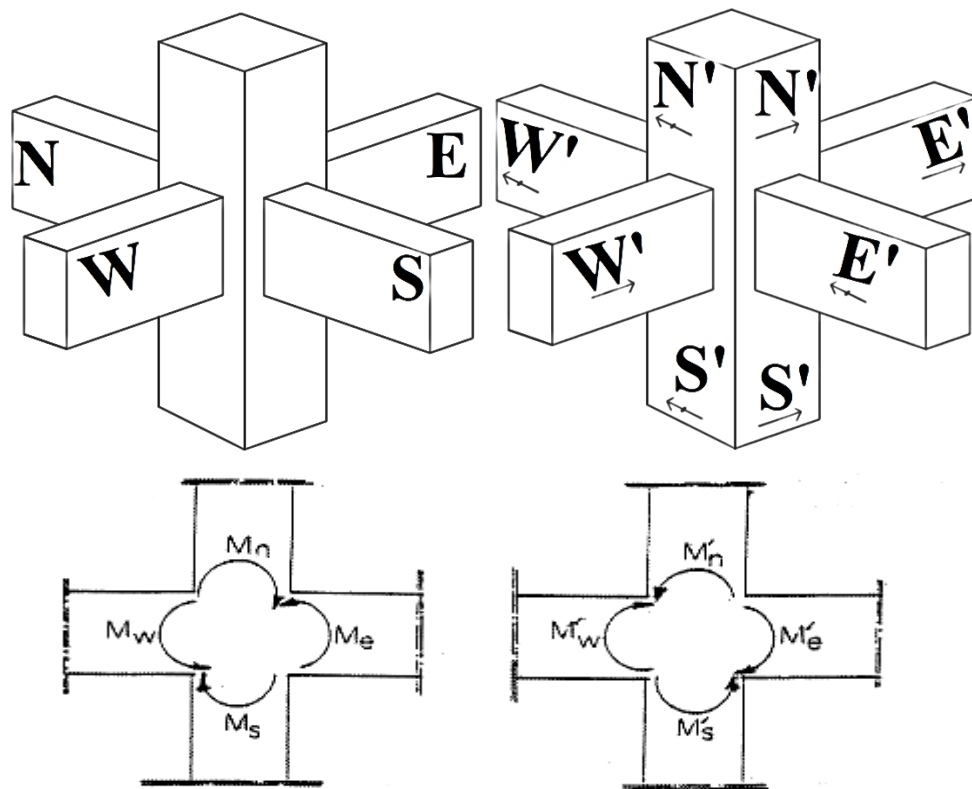


Figure 6. 11: Dimensionnement des nœuds poteaux-poutres

6.3.2.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant « MR » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton ;
- De la quantité d'armatures dans la section du béton ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Tableau 6. 12. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR(KN.m)
RDC	35×60	54	24.62	528.99
1, 2	35×55	49.5	24.62	415.66
3, 4, 5	35×45	40.5	20.10	340.088
6, 7, 8	35×40	36	15.39	170.00

6.3.2.2. Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau 6. 13:Vérification de la zone nodale en plan

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	528.99	528.99	1057.98	112.89	112.89	282.225	vérifiée
Etage1	415.66	415.66	831.32	112.89	112.89	282.225	vérifiée
Etage3	340.088	340.088	680.176	112.89	112.89	282.225	vérifiée
Etage6	170.00	170.00	340	112.89	112.89	282.225	vérifiée

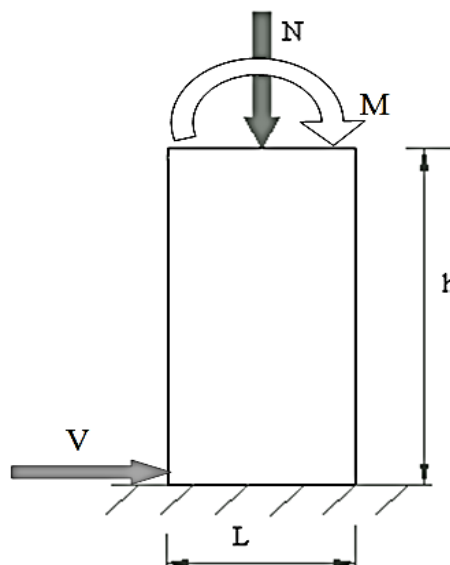
→ La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

6.4. Voiles

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie (épaisseur) et l'autre de forte inertie (longueur).

6.4.1. Type de Sollicitation

Le modèle le plus simple d'un voile plein est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.



6.4.2. Recommandation du R.P.A99/2003

6.4.2.1. Combinaison de charge

Les combinaisons de charges à prendre en compte pour la détermination du ferrailage sont :

	<i>B.A.E.L 91</i>		<i>RPA99 version 2003</i>
<i>Poutres</i>	ELU : $1,35G+1,5Q$	ELS : $G+Q$	Accidentelle : $0,8G\pm E_x / G+Q\pm E_x$ $0,8G\pm E_y / G+Q\pm E_y$

Avec :

G : Sollicitations dues aux charges permanentes,

Q : Sollicitations dues aux charges d'exploitations : Sollicitations dues au séisme,

6.4.2.2. Armature longitudinale

Les Armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0,20 \cdot L_t \cdot e$.
Avec: L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur du voile).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

6.4.2.3. Armature horizontale

- Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

6.4.2.4. Armature transversale

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

6.4.2.5. Armature de couture

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

$$A_{vj} = 1,1 * V / f_e; \text{ avec : } V = 1,4 * v_u$$

6.4.2.6. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{min} = 0,15\% * b * h$ dans la section globale du voile ;
 $A_{min} = 0,10\% * b * h$ dans la zone courante.
- $\phi_l \leq (1/10) * e$ (exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $S_t \leq \min(1,5 * a ; 30 \text{ cm})$;
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

6.4.3. Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal (N, M et V -KN.m)

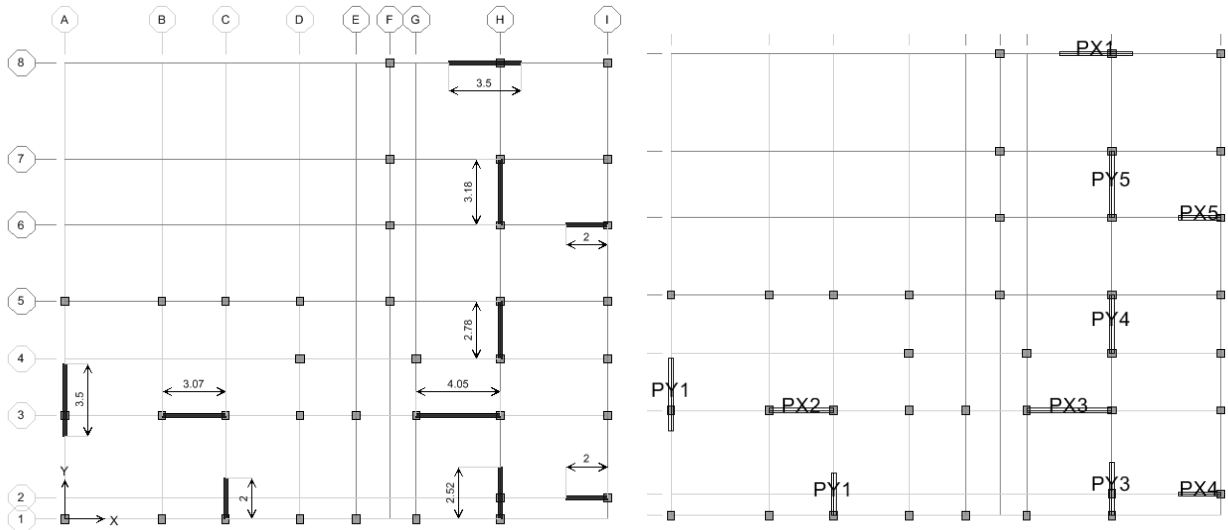


Figure 6.12: Repérage des voiles

On traite en détail les deux voiles les plus sollicités dans chaque direction (XX et YY)

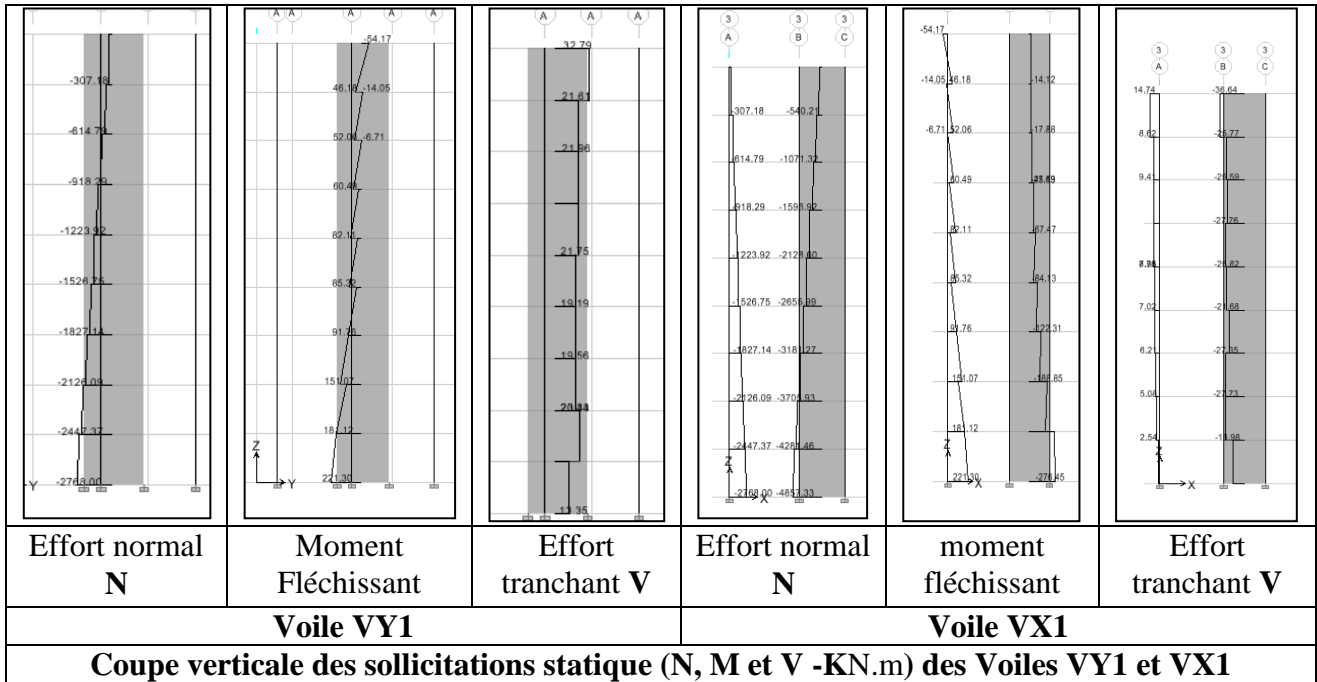
6.4.3.1. Sous combinaison sismique ($G + Q \pm E_{X,Y}; 0,8G \pm E_{X,Y}$)

Tableau 6.14. Sollicitation sismique dans les voiles

Effort normal N	Moment Fléchissant M	Effort tranchant V	Effort normal N	moment fléchissant M	Effort tranchant V
Voile VY1			Voile VX2		
Coupe verticale des sollicitations sismique (N, M et V -KN.m) des Voiles VY1 et VX2					

6.4.3.2. Sous combinaison statique

Tableau 6.15: Sollicitation statique dans les voiles



Les sollicitations les plus défavorables sont résumées dans le tableau ci-dessous :

- Cas n°1 : $N_{max} \rightarrow M$ correspondant (Compression)**
- Cas n°2 : $N_{min} \rightarrow M$ correspondants (Traction)**
- Cas n°3 : $M_{max} \rightarrow N$ correspondant**

Comme un exemple de calcul, on prend le voile le plus sollicité dans le sens XX / YY :

Niveaux	Voile VY1				Voile VX2			
	Combe.	N	M	V	Combe.	N	M	V
R.D.C	0,8GEY	1212.559	4572.079	13.35	0,8GEX	2131,3	5594.2	16.98
1, 2	0,8GEY	1079.571	3126.661	23.34	0,8GEX	1888.2	4169.9	27.73
3,4,5	0,8GEY	1073.123	1315.36	19.56	0,8GEX	1903.6	250.64	21.68
6,7,8	0,8GEY	523.773	421.058	21.96	0,8GEX	940.59	125.90	25.59

6.4.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

1. Calcul les contraintes σ_{max} et σ_{min} :
$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

2. On découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur d donnés par

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_e\right)$$

3. Calcul la longueur de la zone Comprimé "Lc" et tendue "Lt" :

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

Avec : N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

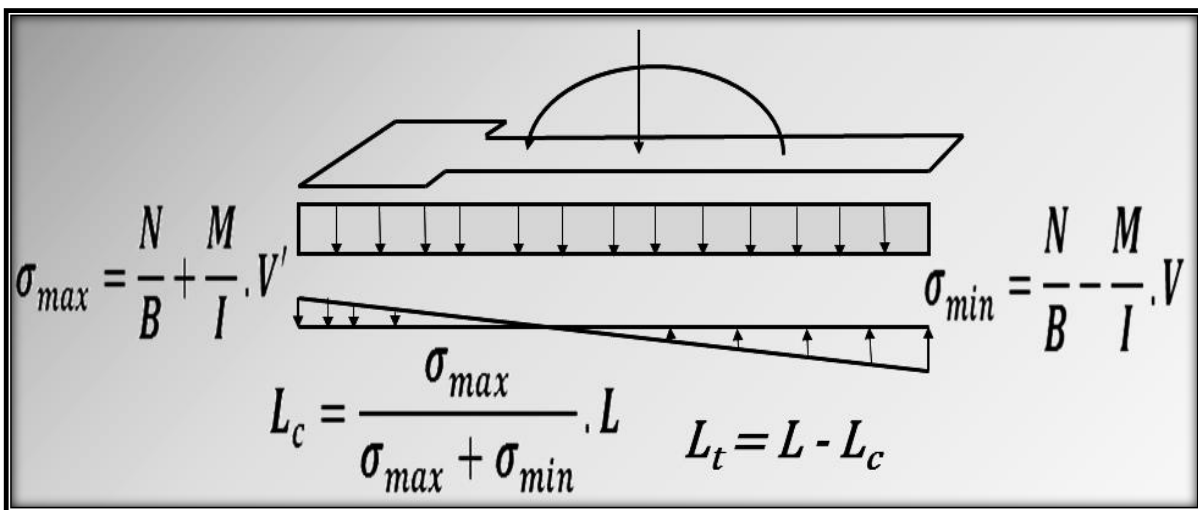
V : bras de levier

I : l'inertie de voile

h_e: hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c: longueur de la zone comprimée.

L_t: longueur de la zone tendue.



On distingue 3 cas : **1. Section entièrement comprimée**

2. Section entièrement tendue

3. Section partiellement comprimée

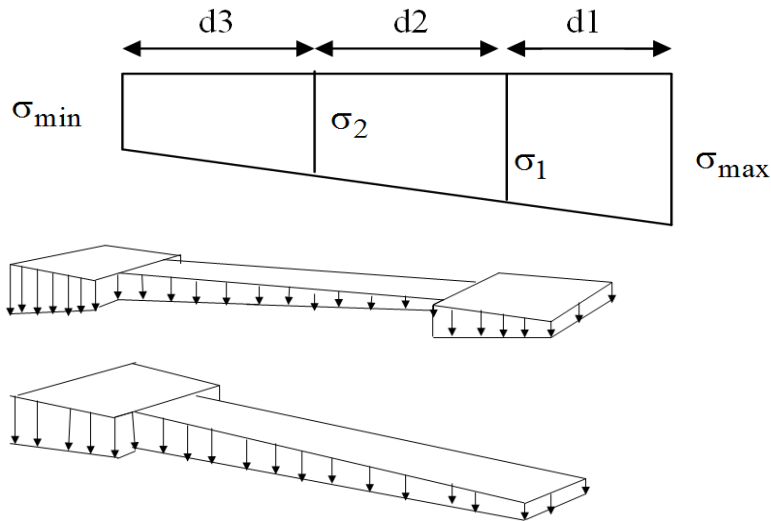
6.4.4.1. Section entièrement tendue

- $(\sigma_{max}, \sigma_{min}) < 0$

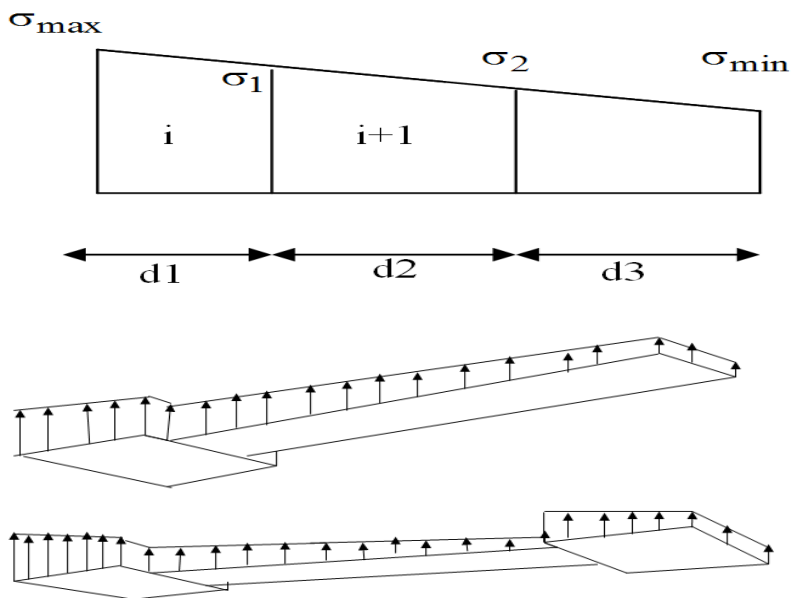
- le volume des contraintes de traction N_{traction i,i+1} :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d . e$$

Univ

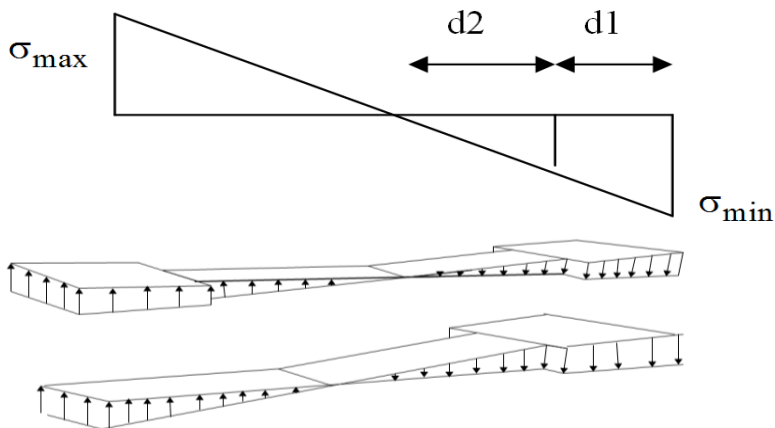


6.4.4.2. Section entièrement comprimée



$$\begin{aligned}
 & - (\sigma_{\max}, \sigma_{\min}) > 0 \\
 & N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\
 & - N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\
 & A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}} \\
 & - A_{v+1} = \frac{N_{i+1} - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}
 \end{aligned}$$

6.4.5. Section partiellement comprimée



$$\begin{aligned}
 & - (\sigma_{\max} \times \sigma_{\min}) < 0 \\
 & N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\
 & - N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\
 & A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}} \\
 & - A_{v+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_{s10}}
 \end{aligned}$$

6.4.6. Ferrailage d'un voile type selon XX : VX2

Zone		R.D.C	1-2	3-4-5	6-7-8	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.42	3.42	3.42	3.42	
	B (m ²)	0.9636	0.9286	0.8586	0.8236	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	9419.103	7762.658	2614.395	2741.855	
	σ_{min} (KN/m ²)	-4995.369	-3695.85	1820.018	1881.275	
	V _U (KN)	16.98	27.73	21.68	21.68	
	L _t	1.185	1.103	1.403	1.391	
	L _c	2.235	2.317	2.017	2.029	
	d	1.49	1.53	1.3446	1.3526	
	σ_1 (KN/m ²)	-3519.94	-2523.09	1365.98	1407.913	
	σ_2 (KN/m ²)	-1833.74	-1182.80	8047.09	866.9284	
	σ_3 (KN/m ²)	0	0	0	0	
Ferrillages	N (KN)	N ₁	-894.108	598.575	306.653	230.244
		N ₂	-214.148	-148.237	88.524	90.994
		N ₃	-79.768	-41.754	55.316	55.571
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22.35	14.96	7.6664	5.7561
		A _{v2}	5.35	3.7	2.2131	2.2749
		A _{v3}	1.99	1.0439	1.3828	1.3893
	A _{min R.P.A} = 0.2%L _t .e		14.456	13.926	12.879	12.354
	A _{1adopté} (cm ²)		24.13	18.47	15.21	15.21
	A _{2adopté} (cm ²)		6.79	6.79	6.79	4.71
	A _{3adopté} (cm ²)		4.71	4.71	4.71	4.71
	Choix /nappe:A ₁		6HA16	6HA14	2T14+4T16	2T14+4T12
	Choix /nappe: A ₂		3HA12	3HA12	3HA12	3HA10
	Choix /nappe : A ₃		3HA10	3HA10	3HA10	3HA10
	S _{t1} (cm)		10	10	10	10
	S _{t2} (cm)		15	15	15	15
	S _{t3} (cm)		15	15	15	15
	A _{H1} (cm ²)		5.588	3.7411	1.9166	1.439
	A _{H2} (cm ²)		1.338	0.9265	0.55327	0.5687
	A _{H3} (cm ²)		0.498	0.2609	0.3457	0.3473
	A _{adopté} (cm ²)		7.04	7.04	7.04	7.04
	Choix par nappe		7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
	A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²			
	A _{vj} couture calcul (cm ²)		0.46695	0.762	0.5962	0.5962
	Choix par nappe		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
	A _{vJadopté} (cm ²)		5.03	5.03	5.03	5.03
	Cont. Cisaillement	τ_b (Mpa)	0.043	0.07048	0.0551	0.05510
		$\tau_{badm}=0.2f_{c28}$	5	5	5	5

6.4.6.1.Zone 1 : R.D.C

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V'(m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0,9636	3.42	1,3273	1.709	1.711	(0.35x0.6)	0,2

Voile Vx2/R.D.C

I.° / Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.42	S (m ²) =	0.9636
e (m) =	0.2	I (m ⁴) =	1.3273
V' (m) =	1.709	h (m) =	3.06
V (m) =	1.711		

II.° / Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2) 2

N (KN)	2131.355	σ _{max} (KN /m ²)	9419.103
M (KN.m)	5594.248	σ _{min} (KN /m ²)	-4995.369
V (KN)	16.98	L _c (m)	2.235
		L _t (m)	1.185

→ Section Partiellement comprimée

II.° / Ferrailage Vertical

1° / Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1.49 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0.35	d2 (m)	0.4	d3 (m)	0.435
e1 (m)	0.6	e2 (m)	0.2	e3 (m)	0.2
σ1 (KN/m ²)	-3519.9436	σ2 (KN/m ²)	-1833.7431	σ3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-894.108	N2 (KN)	-214.148	N3 (KN)	-79.768
Av1 (cm ²)	22.3527	Av2 (cm ²)	5.3537	Av3 (cm ²)	1.9942

2° / Aramature de couture

Av_j (cm²) = 0.46695

3° / Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile Amin (cm²) = 14.454
 Dans la zone comprimée Amin (cm²) = 6.84
 Dans la zone tendue Amin (cm²) = 7.54

4° / Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5° / Ferrailage choisie

12T16 ≡ 24,13 cm ²	2*3T12/15cm ≡ 6,79 cm ²	2*3T10/15cm ≡ 4,71 cm ²
----------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------

III.° / Ferrailage Horizontale

1° / Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	5.588175	AH2 (cm ²)	1.338425	AH3 (cm ²)	0.49855
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	

IV.° / Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	23.772	τ (MPA)	0.04315904	≤	τ _{adm} (MPA)	5
-------------	--------	-----------	------------	---	--------------------------	---

6.4.6.2.Zone 2 : Etage 1 / 2

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0.9286	3.42	1.2446	1.709	1.711	(0.35x0.55)	0,2

Voile Vx2/Etage 1-2

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.42	S (m ²) =	0.9286
e (m) =	0.2	I (m ⁴) =	1.2446
V' (m) =	1.709	h (m) =	3.06
V (m) =	1.711		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	1888.217	σ _{max} (KN/m ²)	7762.658
M (KN.m)	4169.96	σ _{min} (KN/m ²)	-3695.854
V (KN)	27.73	L _c (m)	2.317
		L _t (m)	1.103

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18.48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2.1	T _{adm} (MPa)	5

d (m) ≤ 1.53

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0.35	d ₂ (m)	0.4	d ₃ (m)	0.353
e ₁ (m)	0.55	e ₂ (m)	0.2	e ₃ (m)	0.2
σ ₁ (KN/m ²)	-2523.0989	σ ₂ (KN/m ²)	-1182.8074	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-598.575	N ₂ (KN)	-148.237	N ₃ (KN)	-41.754
Av ₁ (cm ²)	14.9644	Av ₂ (cm ²)	3.706	Av ₃ (cm ²)	1.0439

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 0.76258

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	13.929
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	6.84
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	6.862

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

12T14 ≡ 18,47 cm ²	2*3T12/15cm ≡ 6,79 cm ²	2*3T10/15cm ≡ 4,71 cm ²
----------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	3.7411	AH ₂ (cm ²)	0.9265	AH ₃ (cm ²)	0.260975
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	38.822		
τ (MPa)	0.07048293	≤	T _{adm} (MPa) = 5

6.4.6.3.Zone 3 : Etage 3 / 4/5

The screenshot shows the CSISD software interface with a cross-section of a wall. The properties table is as follows:

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0,8586	3.42	1.0791	1.709	1.711	(0.35x0.45)	0,2

Voile Vx2/ Etage 3-4-5

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.42	S (m ²) =	0.8586
e (m) =	0.2	I (m ⁴) =	1.0791
V' (m) =	1.709	h (m) =	3.06
V (m) =	1.711		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2) 2

N (KN)	1903.693	σ _{max} (KN /m ²)	2614.395
M (KN.m)	250.647	σ _{min} (KN /m ²)	1820.018
V (KN)	21.68	L _c (m)	2.017
		L _t (m)	1.403

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1.344666667 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0.35	d2 (m)	0.4	d3 (m)	0.653
e1 (m)	0.55	e2 (m)	0.2	e3 (m)	0.2
σ ₁ (KN/m ²)	1365.9865	σ ₂ (KN/m ²)	847.0932	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	306.653	N ₂ (KN)	88.524	N ₃ (KN)	55.316
Av ₁ (cm ²)	7.6664	Av ₂ (cm ²)	2.2131	Av ₃ (cm ²)	1.3829

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 0.5962

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	12.879
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	6.84
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	8.062

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T14+8T12 ≅ 15,21 cm ²	2*3T12/15cm ≅ 6,79 cm ²	2*3T10/15cm ≅ 4,71 cm ²
--------------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	1.9166	AH2 (cm ²)	0.553275	AH3 (cm ²)	0.345725
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	30.352	τ (MPA)	0.055105301	≤	τ _{adm} (MPA)	5
-----------	--------	---------	-------------	---	------------------------	---

6.4.6.4.Zone 4 : Etage 6 / 7/8

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0,8236	3.42	0.9964	1.709	1.711	(0.35x0.40)	0,2

Voile Vx2/Etage 6-7-8

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.42	S (m ²) =	0.8236
e (m) =	0.2	I (m ⁴) =	0.9964
V' (m) =	1.709	h (m) =	3.06
V (m) =	1.711		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1903.693	σ _{max} (KN /m ²)	2741.585
M (KN.m)	250.647	σ _{min} (KN /m ²)	1881.275
V (KN)	21.68	L _c (m)	2.029
		L _t (m)	1.391

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	Tadm (MPA)	5

d (m) ≤ 1.35266667 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0.35	d2 (m)	0.4	d3 (m)	0.641
e1 (m)	0.4	e2 (m)	0.2	e3 (m)	0.2
σ1 (KN/m ²)	1407.9133	σ2 (KN/m ²)	866.9284	σ3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	230.244	N2 (KN)	90.994	N3 (KN)	55.571
Av1 (cm ²)	5.7561	Av2 (cm ²)	2.2749	Av3 (cm ²)	1.3893

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 0.5962

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	12.354
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	6.84
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	6.964

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T14+8T12	2*3T10/15cm	2*3T10/15cm
≅ 15,21 cm ²	≅ 4,71 cm ²	≅ 4,71 cm ²

III.°/ Ferrailage Horizontale

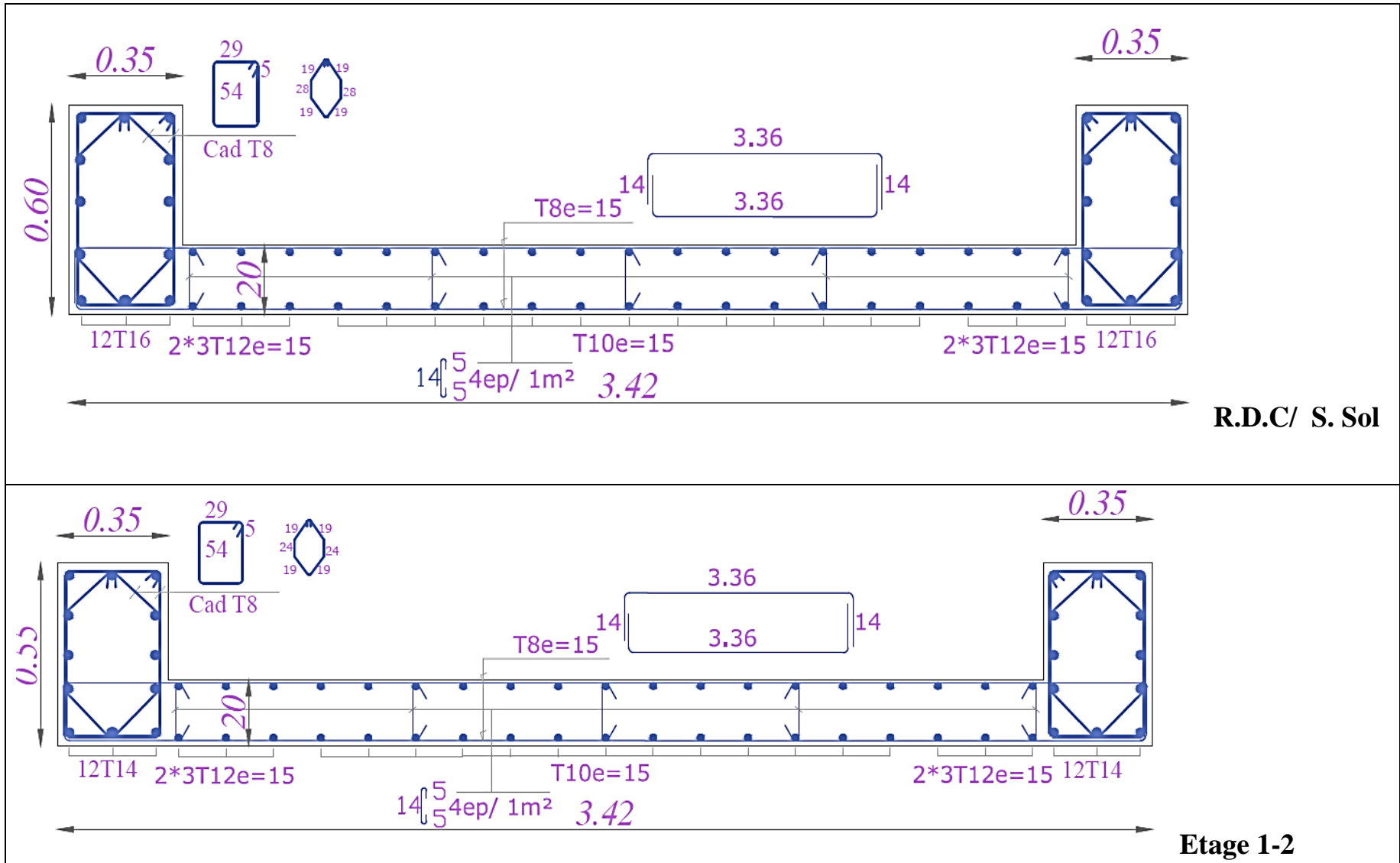
1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	1.439025	AH2 (cm ²)	0.568725	AH3 (cm ²)	0.347325
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≅ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	30.352		
τ (MPA)	0.055105301	≤	Tadm (MPA) = 5

6.4.6.5. Schéma du ferrailage



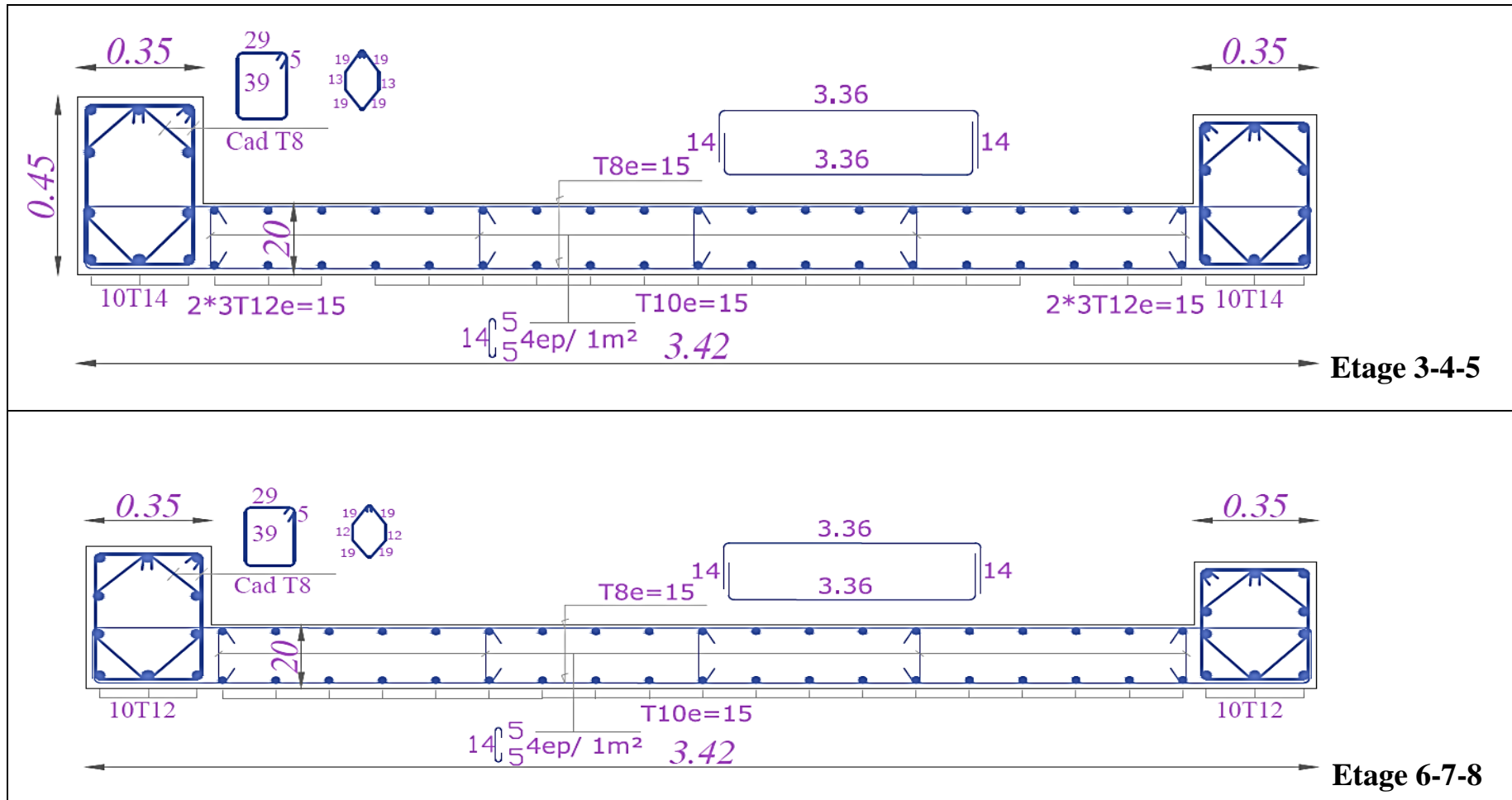


Figure 6. 13 : Schéma de ferrailage du voile VX2

6.4.7. Ferrailage d'un voile type selon YY

		0,8G+Ey				
Zone		R.D.C	1-2	3-4-5	6-7-8	
Caractéristique géométrique	L (m)	3.5	3.5	3.5	3.5	
	B (m ²)	0.79	0.7825	0.7675	0.76	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	12033.689	8673.241	4466.561	1910.67	
	σ_{min} (KN/m ²)	-8963.919	-5913.95	-1670.15	-532.328	
	V _U (KN)	13.35	23.34	19.56	21.96	
	L _t	1.494	1.42	0.96	0.77	
	L _c	2.006	2.082	2.548	2.738	
	d	1.337	1.388	1.53	1.53	
	σ_1 (KN/m ²)	-4763.937	-2998.62	-452.3323	-48.3935	
	σ_2 (KN/m ²)	-1163.9895	-708.008	/	/	
	σ_3 (KN/m ²)	/	/	/	/	
ferrailages	N (KN)	N ₁	-960.952	-623.881	-148.574	-40.651
		N ₂	-622.435	-356.764	-20.582	-0.593
		N ₃	-22.582	-12.037	/	/
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24.0238	15.5971	3.7144	1.0163
		A _{v2}	15.5609	8.919	0.5146	0.0149
		A _{v3}	0.5646	0.301	/	/
	A _{min R.P.A} = 0.2% L _t .e		11.85	11.7375	11.5125	11.4
	A _{1adopté} (cm ²)		24.13	18.47	13.57	9.42
	A _{2adopté} (cm ²)		18.47	18.47	15.21	13.57
	A _{3adopté} (cm ²)		1.57	/	/	/
	Choix /nappe: A ₁		6HA16	6HA14	6HA12	6T10
	Choix /nappe: A ₂		6HA14	6HA14	2T14+2T12	6T12
	Choix /nappe : A ₃		1T10	/	/	/
	S _{t1} (cm)		10	12.5	12.5	12.5
	S _{t2} (cm)		10	12.5	12.5	12.5
	S _{t3} (cm)		15	/	/	/
	A _{H1} (cm ²)		6.00595	3.89927	0.9286	0.25407
	A _{H2} (cm ²)		3.890225	2.2297	0.12865	0.003725
	A _{H3} (cm ²)		0.14115	0.07525	/	/
	A _{adopté} (cm ²)		7.04	7.04	7.04	7.04
	Choix par nappe		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
	A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²			
	A _{vj} couture calcul (cm ²)		0.36713	0.64185	0.5379	0.6039
	Choix par nappe		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
	A _{vJadopté} (cm ²)		5.05	5.05	5.05	5.05
	Cont. Cisaillement	τ_b (Mpa)	0.03393246	0.05932	0.049716	0.05581
		$\tau_{badm} = 0.2f_c$	5	5	5	5

0,8G–Ey						
Zone		R.D.C	1-2	3-4-5	6-7-8	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.5	3.5	3.5	
	B (m ²)	0.79	0.7825	0.7675	0.76	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	12033.689	8673.241	4466.561	1910.678	
	σ_{min} (KN/m ²)	-8963.919	-5913.95	-1670.15	-532.328	
	V _U (KN)	13.35	23.34	19.56	21.96	
	L _t	1.5	1.42	0.96	0.77	
	L _c	2.006	2.082	2.548	2.738	
	d	1.34	1.39	1.53	1.53	
	σ_1 (KN/m ²)	-8067.5271	-5289.24	-1409.18	-428.6278	
	σ_2 (KN/m ²)	0	0	0.0001	0	
	σ_3 (KN/m ²)	0	0	0	0	
	ferraillages	N (KN)	N ₁	-255.472	-168.048	-46.191
N ₂			-1089.117	-671.734	-114.145	-26.575
N ₃			0	0	0	0
A _v (cm ²)		A _{v1}	6.3868	4.2012	1.1548	0.3604
		A _{v2}	27.228	16.7934	2.8537	0.6644
		A _{v3}	0	0	0	0
A _{min R.P.A} = 0.2%L _t .e		11.85	11.7375	11.5125	11.4	
A _{1adopté} (cm ²)		8.04	6.16	4.52	3.14	
A _{2adopté} (cm ²)		28.15	27.71	13.57	6.28	
A _{3adopté} (cm ²)		1.57	/	/	/	
Choix /nappe:A ₁		2HA16	2HA14	2HA12	4HA10	
Choix /nappe: A ₂		7HA16	9HA14	12HA12	6HA10	
Choix /nappe : A ₃		1HA10	/	/	/	
S _{t1} (cm)		10	10	10	10	
S _{t2} (cm)		10	15	15	15	
S _{t3} (cm)		15	/	/	/	
A _{H1} (cm ²)		1.5967	1.0503	0.2887	0.0901	
A _{H2} (cm ²)		6.807	4.1983	0.71342	0.1661	
A _{H3} (cm ²)		0	0	0	0	
A _{adopté} (cm ²)		7.04	7.04	7.04	7.04	
Choix par nappe		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	
A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²				
A _{vj} couture calcul (cm ²)		0.36713	0.64185	0.5379	0.6039	
Choix par nappe		5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	
A _{vJadopté} (cm ²)		5.05	5.05	5.05	5.05	
Cont. Cisaillement	τ_b (Mpa)	0.03393	0.05932	0.04971	0.055817	
	$\tau_{badm}=0.2f_{c28}$	5	5	5	5	

4-6-1.1 Zone I : RDC

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} X b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0,79	3.50	0.7621	1.6646	1.8354	(0.35x0.6)	0,2

Voile Vv1/R.D.C/0.8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.5	S (m ²) =	0.79
e (m) =	0.2	I (m ⁴) =	0.7621
V' (m) =	1.6646	h (m) =	3.06
V (m) =	1.8354		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	1212.559	σ _{max} (KN /m ²)	12033.689
M (KN.m)	4572.079	σ _{min} (KN /m ²)	-8963.919
V (KN)	13.35	L _c (m)	2.006
		L _t (m)	1.494

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1.337333333

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0.7	d ₂ (m)	0.6	d ₃ (m)	0.194
e ₁ (m)	0.2	e ₂ (m)	0.35	e ₃ (m)	0.2
σ ₁ (KN/m ²)	-4763.957	σ ₂ (KN/m ²)	-1163.9895	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-960.952	N ₂ (KN)	-622.435	N ₃ (KN)	-22.582
Av ₁ (cm ²)	24.0238	Av ₂ (cm ²)	15.5609	Av ₃ (cm ²)	0.5646

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) = 0.36713

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	11.85
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	7.776

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

12T16	12T14	2T10/15cm
/e=12.5 ≡	18,47 cm ²	1.57 cm ²
24,13 cm ²		

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	6.00595	AH ₂ (cm ²)	3.890225	AH ₃ (cm ²)	0.14115
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	18.69	τ (MPA)	0.03393246	≤	τ _{adm} (MPA)	5
-----------	-------	---------	------------	---	------------------------	---

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes
(R.P.A99/03)

Voile Vy1/R.D.C/0.8G-EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.5	S (m ²) =	0.79
e (m) =	0.2	l (m ³) =	0.7621
V' (m) =	1.8354	h (m) =	3.06
V (m) =	1.6646		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1212.559	σ_{max} (KN /m ²)	12033.689
M (KN.m)	4572.079	σ_{min} (KN /m ²)	-8963.919
V (KN)	13.35	L _c (m)	2.006
		L _t (m)	1.5

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18.48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2.1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1.34 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0.15	d ₂ (m)	1.35	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0.2	e ₂ (m)	0.2	e ₃ (m)	0.2
σ_1 (KN/m ²)	-8067.5271	σ_2 (KN/m ²)	0	σ_3 (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-255.472	N ₂ (KN)	-1089.117	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	6.3868	Av ₂ (cm ²)	27.228	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 0.36713

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	11.85
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	6

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T16 /e=110≡ 8,04 cm ²	14T16/e=10≡ 28,15 cm ²	2T10/15cm ≡ 1.57 cm ²
---	--------------------------------------	-------------------------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

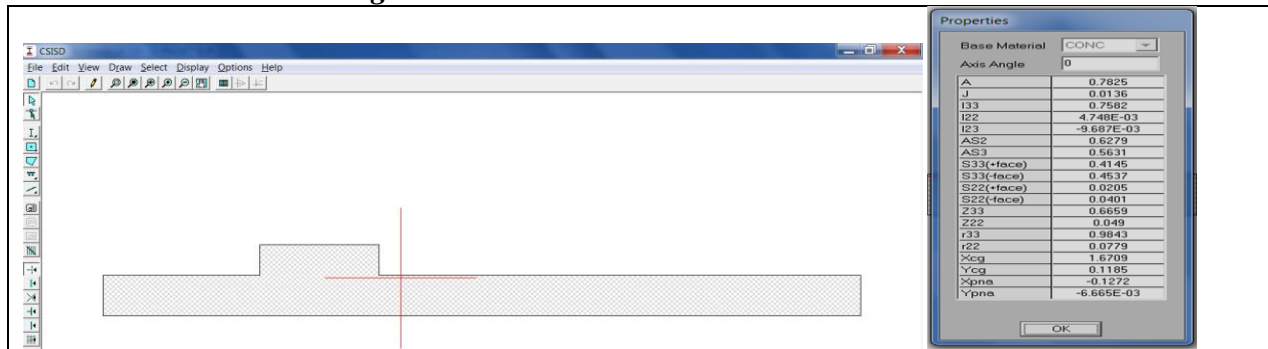
1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	1.5967	AH ₂ (cm ²)	6.807	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ .04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	18.69	τ (MPA)	0.03393246	\leq	τ_{adm} (MPA)	5
-----------	-------	--------------	------------	--------	--------------------	---

4-6-1.2 Zone II : Etage 1-2



B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} X b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0,7825	3.5	0.7502	1.6709	1.8291	(0.35x0.55)	0,2

Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes (R.P.A99/03)

Voile Vv1/Etage 1-2/0.8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.5	S (m ²) =	0.7825
e (m) =	0.2	I (m ³) =	0.7502
V' (m) =	1.6709	h (m) =	3.06
V (m) =	1.8291		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1079.571	σ _{max} (KN / m ²)	8673.241
M (KN.m)	3126.661	σ _{min} (KN / m ²)	-5913.954
V (KN)	23.34	L _c (m)	2.082
		L _t (m)	1.42

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	Tadm (MPA)	5

d (m) ≤ 1.388

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0.7	d2 (m)	0.55	d3 (m)	0.17
e1 (m)	0.2	e2 (m)	0.35	e3 (m)	0.2
σ1 (KN/m ²)	-2998.6246	σ2 (KN/m ²)	-708.0086	σ3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-623.881	N2 (KN)	-356.764	N3 (KN)	-12.037
Av1 (cm ²)	15.5971	Av2 (cm ²)	8.9191	Av3 (cm ²)	0.301

2°/ Armature de couture

Avj (cm²) 0.64185

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	11.7375
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	7
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	7.33

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

12T14/ e=12.5 ≡ 18,47 cm ²	12T14≡ 18,47 cm ²
---	---------------------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	3.899275	AH2 (cm ²)	2.229775	AH3 (cm ²)	0.07525
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4 V (KN)	32.676	≤	Tadm (MPA)	5
T (MPA)	0.05932462			

Voile Vy1/Etage 1-2/0.8G-EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.5	S (m ²) =	0.7825
e (m) =	0.2	I (m ³) =	0.7502
V' (m) =	1.8291	h (m) =	3.06
V (m) =	1.6709		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1079.571	σ_{max} (KN /m ²)	8673.241
M (KN.m)	3126.661	σ_{min} (KN /m ²)	-5913.954
V (KN)	23.34	L _c (m)	2.082
		L _t (m)	1.42

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	τ_{adm} (MPA)	5

$d (m) \leq 1.39$

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0.15	d2 (m)	1.27	d3 (m)	0
e1 (m)	0.2	e2 (m)	0.2	e3 (m)	0.2
σ_1 (KN/m ²)	-5289.2406	σ_2 (KN/m ²)	0	σ_3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-168.048	N2 (KN)	-671.734	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	4.2012	Av2 (cm ²)	16.7934	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Avj (cm²) = 0.64185

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	11.7375
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	7
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	5.68

4°/ Espacement des barres

$St (cm) \leq 30$ On prend $St (cm) = 10, 15, 20$

5°/ Ferrailage choisie

4T14 /e=10 ≡ 6,16 cm ²	18T14/e=15≡ 27.71cm ²
---	-------------------------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	1.0503	AH2 (cm ²)	4.19835	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	32.676		
τ (MPA)	0.05932462	\leq	τ_{adm} (MPA) = 5

4.6.3.1.Zone 3 : ETAGE3-4-5

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0,7675	3.5	0.7502	1.684	1.816	(0.35x0.45)	0,2

Voile Vv1/Etage 3-4-5/0.8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.5	S (m ²) =	0.7675
e (m) =	0.2	I (m ³) =	0.7502
V' (m) =	1.684	h (m) =	3.06
V (m) =	1.816		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	1073.123	σ _{max} (KN /m ²)	4466.561
M (KN.m)	1315.36	σ _{min} (KN /m ²)	-1670.15
V (KN)	19.56	L _c (m)	2.548
		L _t (m)	0.96

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1.53

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0.7	d2 (m)	0.26	d3 (m)	0
e1 (m)	0.2	e2 (m)	0.35	e3 (m)	0.2
σ1 (KN/m ²)	-452.3323	σ2 (KN/m ²)	0	σ3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-148.574	N2 (KN)	-20.582	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	3.7144	Av2 (cm ²)	0.5146	Av3 (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	11.5125
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	4.62

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

12T 12/ e=12.5 ≡ 13.57 cm ²	4T 14+8T 12≡ 15,21 cm ²
--	---------------------------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0.9286	AH2 (cm ²)	0.12865	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	27.384	τ (MPA)	0.04971678	≤	τ _{adm} (MPA)	5
-----------	--------	---------	------------	---	------------------------	---

Voile Vy1/Etage 3-4-5/0.8G-EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.5	S (m ²) =	0.7675
e (m) =	0.2	I (m ³) =	0.7502
V' (m) =	1.816	h (m) =	3.06
V (m) =	1.684		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	1073.123	σ_{max} (KN /m ²)	4466.561
M (KN.m)	1315.36	σ_{min} (KN /m ²)	-1670.15
V (KN)	19.56	L _c (m)	2.548
		L _t (m)	0.96

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

F _{c28} (Mpa)	25	F _e (Mpa)	400
F _{bu} (Mpa)	18.48	f _{st} (Mpa)	400
F _{t28} (Mpa)	2.1	τ_{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1.53

Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0.15	d ₂ (m)	0.81	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0.2	e ₂ (m)	0.2	e ₃ (m)	0.2
σ_1 (KN/m ²)	-1409.1891	σ_2 (KN/m ²)	0.0001	σ_3 (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-46.191	N ₂ (KN)	-114.145	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	1.1548	Av ₂ (cm ²)	2.8537	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

Av_j (cm²) 0.5379

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	11.5125
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	3.84

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

4T12 /e=10 ≡ 4,52 cm ²	12T12/e=15≡ 13.57cm ²
---	-------------------------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH ₁ (cm ²)	0.2887	AH ₂ (cm ²)	0.713425	AH ₃ (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	27.384		
τ (MPA)	0.04971678	≤	τ_{adm} (MPA) 5

4.6.3.2. Zone4 : Etage 6-7-8

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} X b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0,76	3.5	0.7465	1.6908	1.8092	(0.35x0.40)	0,2

Voile Vv1/Etage 6-7-8/0.8G+EY

I.°/ Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.5	S (m ²) =	0.76
e (m) =	0.2	I (m ³) =	0.7465
V' (m) =	1.6908	h (m) =	3.06
V (m) =	1.8092		

II.°/ Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2) 2

N (KN)	523.773	σ _{max} (KN /m ²)	1910.678
M (KN.m)	521.058	σ _{min} (KN /m ²)	-532.328
V (KN)	21.96	L _c (m)	2.738
		L _t (m)	0.77

→ Section Partiellement comprimée

II.°/ Ferrailage Vertical

1°/ Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1.53 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d ₁ (m)	0.7	d ₂ (m)	0.07	d ₃ (m)	0
e ₁ (m)	0.2	e ₂ (m)	0.35	e ₃ (m)	0.2
σ ₁ (KN/m ²)	-48.3935	σ ₂ (KN/m ²)	0	σ ₃ (KN/m ²)	0
N ₁ (KN)	-40.651	N ₂ (KN)	-0.593	N ₃ (KN)	0
Av ₁ (cm ²)	1.0163	Av ₂ (cm ²)	0.0149	Av ₃ (cm ²)	0

2°/ Aramature de couture

3°/ Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	11.4
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	3.29

4°/ Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5°/ Ferrailage choisie

12T10/ e=12.5 ≙ 9.42 cm ²	10T12 ≙ 11.31 cm ²
--	----------------------------------

III.°/ Ferrailage Horizontale

1°/ Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0.254075	AH2 (cm ²)	0.003725	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≙ 7.04 cm ²		2*7T8 e=15cm /ml ≙ 7.04 cm ²		

IV.°/ Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	30.744	τ _{adm} (MPA)	5
τ (MPA)	0.05581699		

Voile Vy1/Etage 6-7-8/0.8G-EY

I.° / Caracteristiques géométriques

L (m) =	3.5	S (m ²) =	0.76
e (m) =	0.2	l (m ³) =	0.7465
V' (m) =	1.8092	h (m) =	3.06
V (m) =	1.6908		

II.° / Calcul Des Contraintes

Normale / Accidentelle (1/2)		2	
N (KN)	523.773	σ _{max} (KN /m ²)	1910.678
M (KN.m)	521.058	σ _{min} (KN /m ²)	-532.328
V (KN)	21.96	L _c (m)	2.738
		L _t (m)	0.77

→ Section Partiellement comprimée

II.° / Ferrailage Vertical

1° Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18.48	f _{st} (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2.1	τ _{adm} (MPA)	5

d (m) ≤ 1.53 Prendre 3 Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0.15	d2 (m)	0.62	d3 (m)	0
e1 (m)	0.2	e2 (m)	0.2	e3 (m)	0.2
σ1 (KN/m ²)	-428.6278	σ2 (KN/m ²)	0	σ3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-14.415	N2 (KN)	-26.575	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	0.3604	Av2 (cm ²)	0.6644	Av3 (cm ²)	0

2° Aramature de couture

Av_j (cm²) 0.6039

3° Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	A _{min} (cm ²)	11.4
Dans la zone comprimée	A _{min} (cm ²)	7
Dans la zone tendue	A _{min} (cm ²)	3.08

4° Espacement des barres

St (cm) ≤ 30 On prend St (cm) = 10, 15, 20

5° Ferrailage choisie

4T10 /e=10 ≡ 3.14 cm ²	8T10/e=15≡ 6.28cm ²
---	-----------------------------------

III.° / Ferrailage Horizontale

1° Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	0.0901	AH2 (cm ²)	0.1661	AH3 (cm ²)	0
Cadre	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²	2*7T8 e=15cm /ml ≡ 7.04 cm ²			

IV.° / Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	30.744		
τ (MPA)	0.05581699	≤	τ _{adm} (MPA) 5

4.6.3.3. Schéma du ferrillage

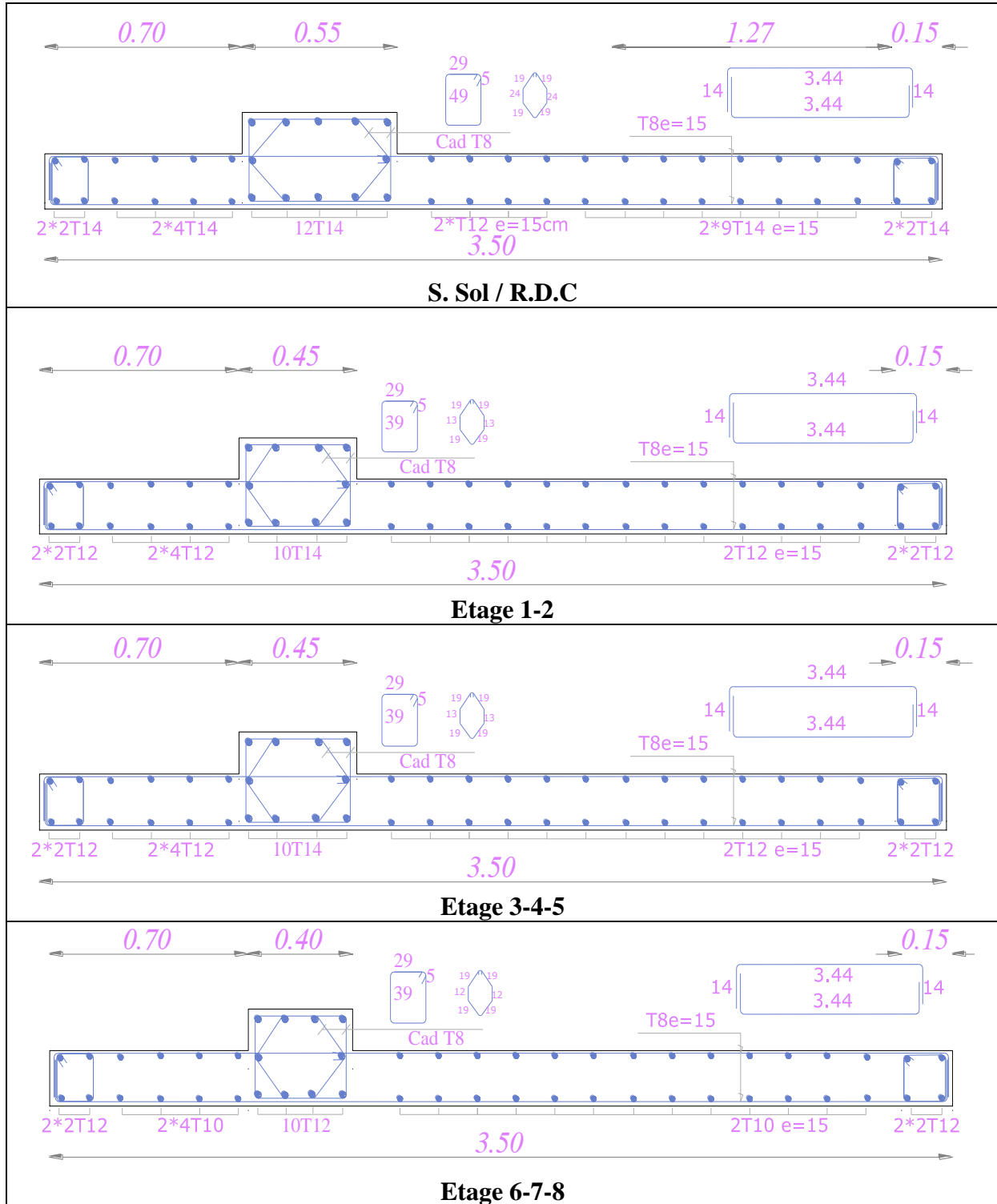


Figure 6. 14 : Schéma de ferrillage du voile VX2

Infra - Structure

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivant :

- *Réaliser l'encastrement de la structure ;*
- *Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise;*
- *Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.*

Leur choix dépend essentiellement de:

- *Type d'ouvrage à construire: l'importance des charges, entre-axes poteaux/voiles;*
- *La nature, la capacité portante et l'homogénéité du bon sol ;*
- *La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol ;*
- *La raison économique: la facilité d'exécution, temps de réalisation ;*

On distingue deux types de fondations

- *Fondation superficielles : utilisée pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol*
- *Fondations profondes : utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : pieux ou puits.*

7. Infrastructure

7.1. Etude du sol

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car le choix d'un type de fondation et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physique et mécanique du sol.

Elles doivent cependant être suffisamment détaillées pour permettre :

- Le classement du site par rapport aux sites types.
- L'utilisation d'une méthode de calcul impliquant la prise en compte des propriétés du sol.
- Localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Conclusion et recommandations du rapport d'étude du sol

- Les essais de laboratoire ont montrés que le sol est assez homogène détenant un pouvoir portant moyen.
- Une analyse chimique n'a relevée aucune agressivité vis à vis du béton de fondation.
- Des fondations superficielles de type filantes ou radier, il laisse l'appréciation et le choix d'adaptation de manière à éviter tout risque de tassement différentiel.
- Un taux de travail de l'ordre de 1,4 bars pour une profondeur d'ancrage moyenne de 1,5 m/terrain naturel;
- Vu les propriétés mécaniques de notre sol, il est classé en site S_3 (Site meuble).

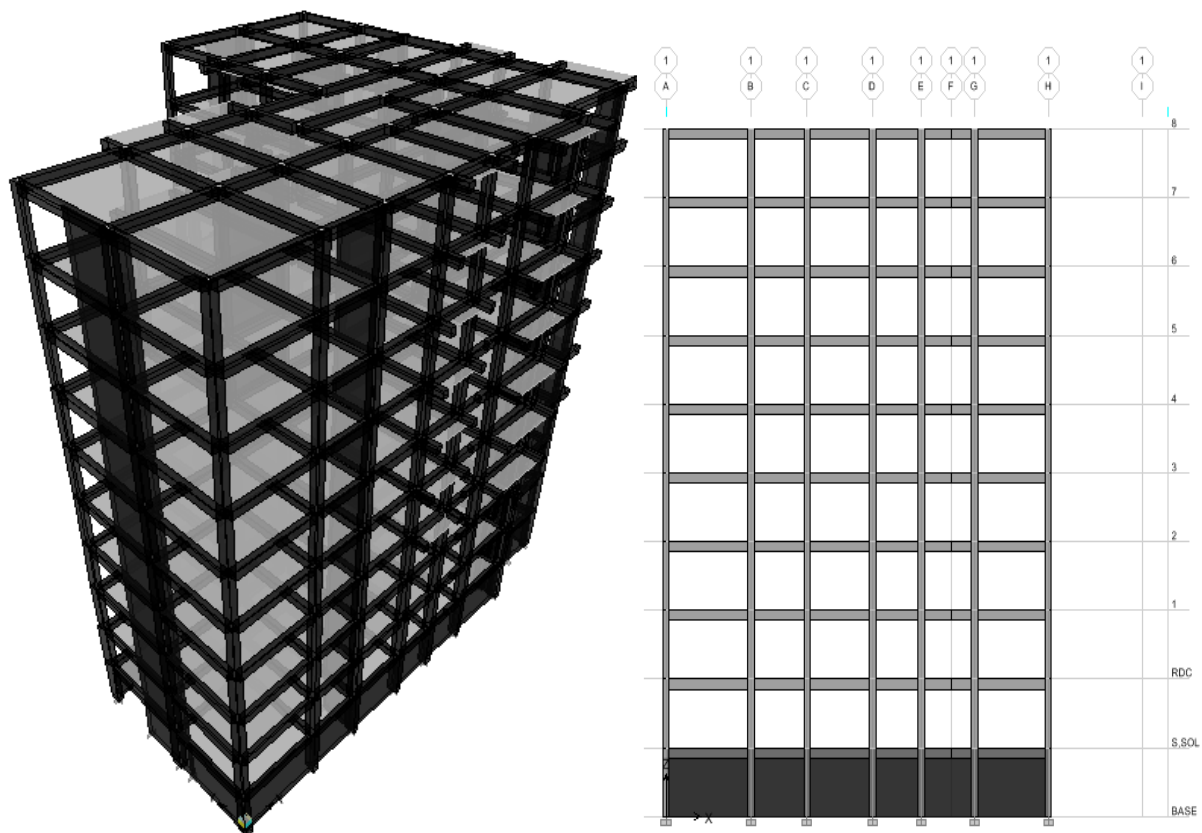


Figure 7. 1. Modèle de l'infrastructure

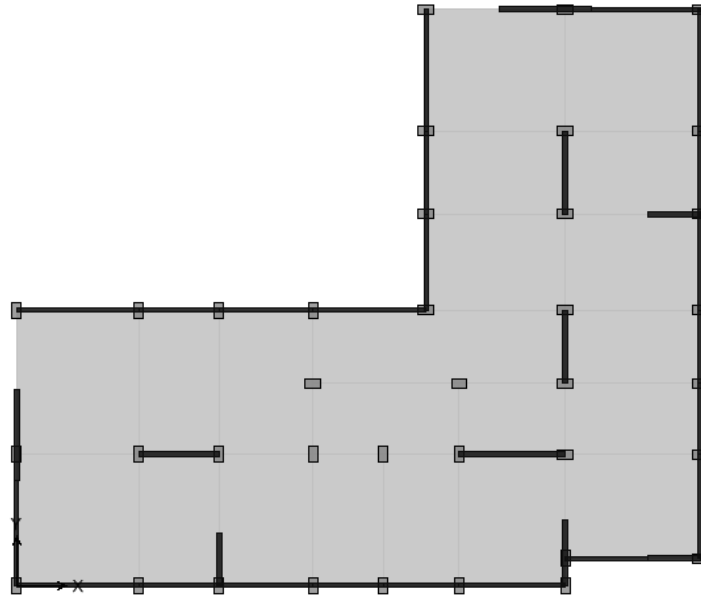


Figure 7. 2. Vue en plan du S. Sol

7.2. Type de fondation adopté

Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d’assise.
- Le taux de charge transmise..
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d’abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

On suppose que les efforts normaux et les moments de la superstructure vers les semelles soient appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle, donc elle doit vérifier:

$$\overline{\sigma}_s = \frac{N_{sup+inf}}{S^{fond\ nécessaire}} \Rightarrow S^{fond\ nécessaire} = \frac{N_{sup+inf}}{\overline{\sigma}_s}$$

Avec: $\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible du sol

$N_{sup+inf}$: Poids de la super-structure et l’infrastructure

$S^{fond\ nécessaire}$: Surface nécessaire de la fondation

Tableau 7. 1: Type de fondation adopté

Poids super-structure (KN)	Poids infra-structure	$N_{sup+inf}$ (KN)	$\overline{\sigma}_s$ (bars)	$S^{fond\ nécessaire}$ (cm ²)	S_{bloc} (cm ²)
36563.358	50316,08	50316,08	1.4	304.497	390

Donc : $\frac{S^{fond\ nécessaire}}{S_{bloc}} > 50\% \Rightarrow$ La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface

d’emprise du bloc, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d’exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c’est le **radier générale**.

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir **un radier général nervuré**.

7.3. Radier général nervuré

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appuis sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes. Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir **un radier général nervuré**.

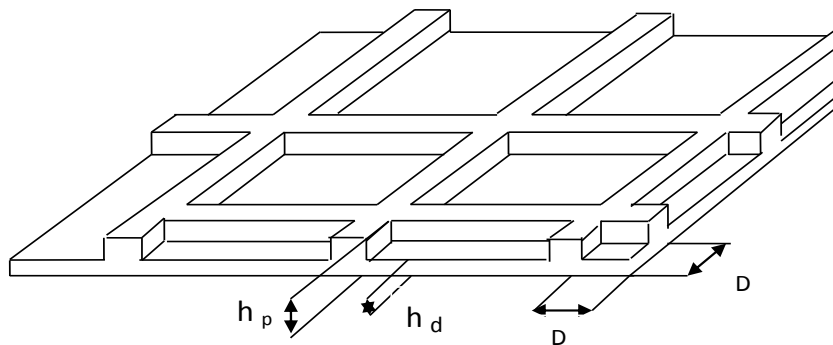


Figure 7.3 Radier général nervuré

7.3.1. Pré dimensionnement du radier

7.3.1.1. Dalle du radier

La hauteur minimal de la dalle est conditionné par:

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{5,5}{20} = 27,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_d = 40 \text{ cm}$$

Avec l_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

7.3.1.2. Les nervures (poutres croisées)

- **La condition de coffrage** : $h_p \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{5,5}{10} = 55 \text{ cm}$

- **La condition de rigidité** : $L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \dots\dots\dots(01)$

Le radier est considéré rigide avec une répartition linéaire des contraintes.

Avec : L_e : Longueur élastique: $L_e = \left(\frac{4.EI}{K.b} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots(02)$

E : Module d'élasticité du béton (E=32164,195 MPA)

I : Moment d'inertie de la semelle (I=bh³/12)

b : La largeur de la bande = 1.00 m K : Coefficient de raideur du sol: K=40000 kN /m³

$$\text{De (01) et (02) : } L_e = \left(\frac{4.EI}{K.b} \right)^{\frac{1}{4}} > \frac{2.L_{\max}}{\pi} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\left(\frac{3.K}{E} \left(\frac{2.L_{\max}}{\pi} \right)^4 \right)} = 0.826m$$

Nous optons pour un radier nervuré de dimensions :

- la dalle: $h_d=40\text{cm}$
- la nervure: $(b \times h)_p=(60 \times 85)\text{ cm}^2$

7.3.1.3. Le Débord

Le débordement est limité par $D \geq \max (h / 2; 30 \text{ cm}) \rightarrow$ Soit un débordement $D = 45 \text{ cm}$

7.3.2. Caractéristiques géométriques du radier

7.3.2.1. Surface, Centre de gravité et les inerties du radier

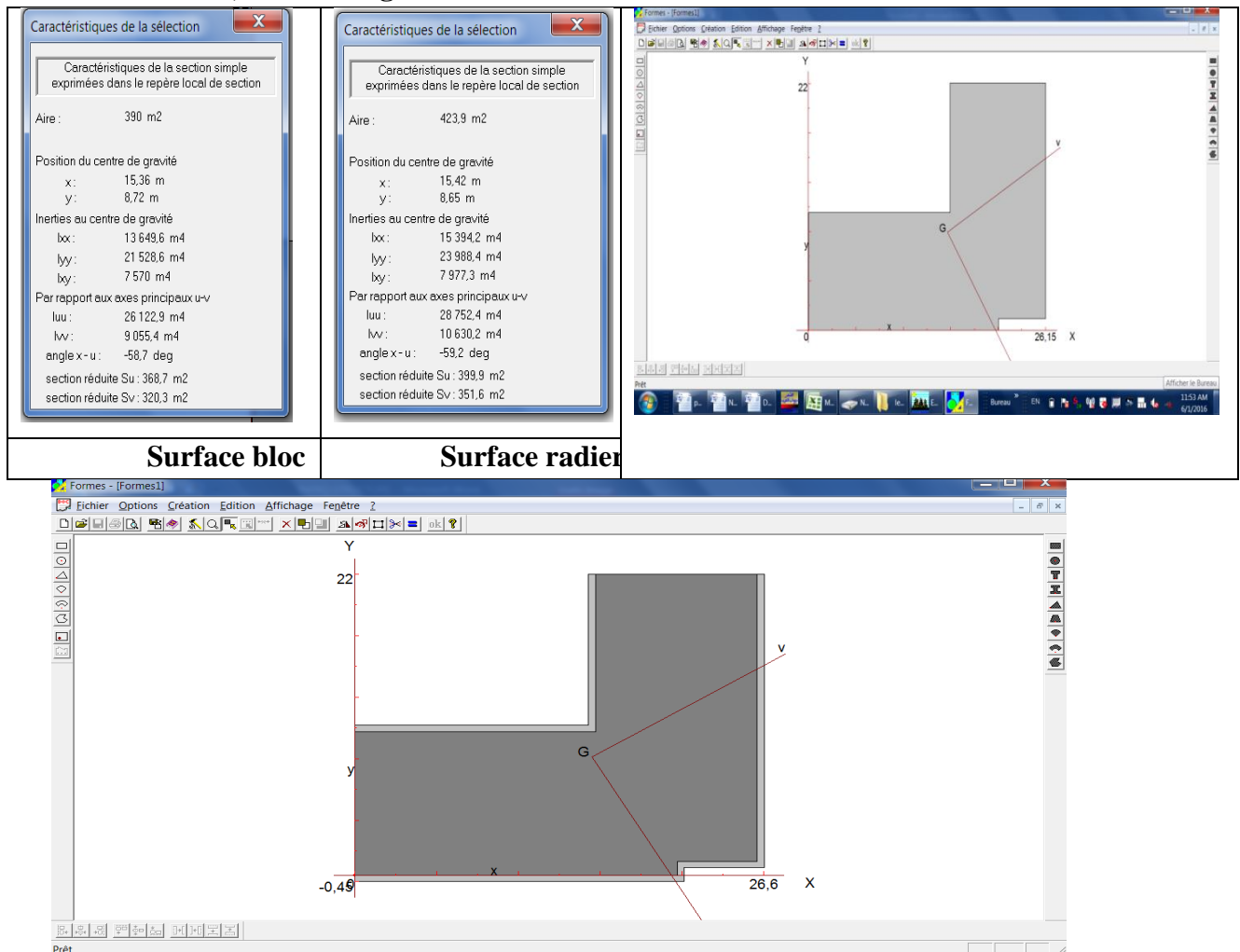


Figure 7. 4. Vue en plan Radier

Tableau 7. 2: Les caractéristiques géométriques

Caractéristiques géométriques	
Surface Bloc (m ²)	390
Surface Radier (m ²)	423.9
Centre de gravité du radier (Xg, Yg)	(15.42, 8.65)
Inertie/xx, yy (Ixx, Iyy) m ⁴	(15394.2, 23988.4)
Inertie/uu, vv (Iuu, Ivv) m ⁴ -Axes principaux d'inertie	(28752.4, 10630.2)

7.3.2.2. Caractéristiques géométriques de la section rectangulaire équivalente

Calcul de la section rectangulaire équivalente:

$$\begin{cases} I_{UU} = A \cdot B^3 / 12 = 28752.4 \text{ m}^4 \\ I_{VV} = B \cdot A^3 / 12 = 10630.2 \text{ m}^4 \\ S_{\text{radier}} = A \cdot B = 423.9 \text{ m}^2 \end{cases}$$

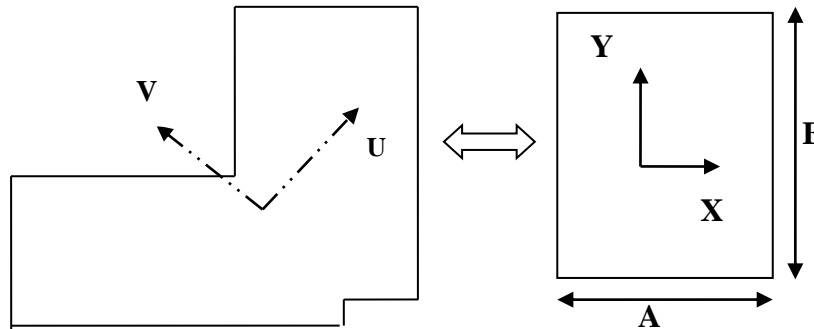


Figure 7.5. Section équivalente du radier

Après la résolution de ces équations : $\begin{cases} A_{/xx} = 16.20 \text{ m} \\ B_{/yy} = 26.10 \text{ m} \end{cases}$

Tableau 7. 3: Les caractéristiques géométriques de la section rectangulaire équivalente

Caractéristiques géométriques de la section rectangulaire équivalente				
A(m)/xx	B(m)/yy	I/xx	I/yy	S (m ²)
16.20	26.10	24002.434	9247.0734	422.82

7.3.3. Résultante des forces (N, M1, M2, V) par rapport au centre de gravité (Xg, Yg)

Section Cut Forces												
Section	Load	F1	F2	F3	M1	M2	M3	X	Y	Z	Angle	Group
POIDS	ELS	0.00	0.00	-42629.63	-2772.096	9002.507	0.000	15.360	8.720	1.000	-58.7000	POIDS
POIDS	ELU	0.00	0.00	-58531.15	-3815.955	12344.236	0.000	15.360	8.720	1.000	-58.7000	POIDS
POIDS	GQEX_MAX	1540.06	2368.21	-42629.63	46498.530	41053.611	6626.794	15.360	8.720	1.000	-58.7000	POIDS
POIDS	GQEX_MIN	-1540.06	-2368.21	-42629.63	-52042.722	-23048.597	-6626.794	15.360	8.720	1.000	-58.7000	POIDS
POIDS	GQEY_MAX	2373.97	1499.76	-42629.63	28332.617	58263.598	5775.519	15.360	8.720	1.000	-58.7000	POIDS
POIDS	GQEY_MIN	-2373.97	-1499.76	-42629.63	-33876.809	-40258.584	-5775.519	15.360	8.720	1.000	-58.7000	POIDS
POIDS	08GEX_MAX	1540.06	2368.21	-28870.89	47445.618	38235.232	6626.794	15.360	8.720	1.000	-58.7000	POIDS
POIDS	08GEX_MIN	-1540.06	-2368.21	-28870.89	-51095.635	-25866.976	-6626.794	15.360	8.720	1.000	-58.7000	POIDS
POIDS	08GEY_MAX	2373.97	1499.76	-28870.89	29279.704	55445.219	5775.519	15.360	8.720	1.000	-58.7000	POIDS
POIDS	08GEY_MIN	-2373.97	-1499.76	-28870.89	-32929.721	-43076.963	-5775.519	15.360	8.720	1.000	-58.7000	POIDS

Section	Comb	F3=P	M1	M2	X	Y	Angle
POIDS	ELS	-42629.63	-2772.096	9002.507	15.36	8.72	-58.7
POIDS	ELU	-58531.15	-3815.955	12344.236	15.36	8.72	-58.7
POIDS	GQ+EX	-42629.63	47403.881	39933.313	15.36	8.72	-58.7
POIDS	GQ-EX	-42629.63	-52948.073	-21928.299	15.36	8.72	-58.7
POIDS	GQ+EY	-42629.63	27492.683	59173.948	15.36	8.72	-58.7
POIDS	GQ-EY	-42629.63	-33036.875	-41168.934	15.36	8.72	-58.7
POIDS	08G+EX	-28870.89	48350.968	37114.934	15.36	8.72	-58.7
POIDS	08G-EX	-28870.89	-52000.985	-24746.678	15.36	8.72	-58.7
POIDS	08G+EY	-28870.89	28439.77	56355.569	15.36	8.72	-58.7
POIDS	08G-EY	-28870.89	-32089.788	-43987.313	15.36	8.72	-58.7

7.3.4. Justification du radier

7.3.4.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible: $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

$$N = N_{super} + N_{infra}$$

Avec:

- N super : effort normal du aux charges verticales de la super structure

D'après le tableau précédent: N super = N_{R.D.C+8+S.Sol} = 42629.63KN

- N infra : effort normal dû au poids propre de l'infra structure (radier, terres) :

$$N_{infra} = N_{radier} + N_{terre}$$

$$N_{infra} = \begin{cases} N_{radier} = \begin{cases} \text{Dalle} : \rho_{b\acute{e}ton} \times S_{radier} \times h_{radier} \\ \text{Nervure} : \rho_{b\acute{e}ton} \times (h_{nervure} - h_{radier}) \times b_{nervure} \times \text{Longueur}_{nervure} \\ \text{N}_{terre} = \text{Terre} : \rho_{terre} \times (S_{radier} - S_{batiment}) \times h_{S.SOL} = \rho_{terre} \times D_{d\acute{e}bord_{radier}} \times P_{p\acute{e}rim\acute{e}tre_{radier}} \times h_{S.SOL} \end{cases} \\ \rightarrow N_{infra} = 6786.45KN = \begin{cases} N_{radier} = \begin{cases} \text{Dalle} : 25 \times 429.9 \times 0,40 = 4239KN \\ \text{Nervure} : 25 \times 0,6 \times (0,85 - 0,4) \times 234.11 = 1580.24KN \\ N_{terre} = 18 \times (423.9 - 390) \times 3,06 = 1867.210KN \end{cases} \end{cases} \end{cases}$$

Tableau 7. 4: Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

N = N _{super} + N _{infra}	S _{radier}	σ (bars)	$\overline{\sigma}_{sol}$	Observation
50316,08 KN	423.9 m ²	1,18	1,4	✓
→La contrainte sous le radier est inférieure à $\overline{\sigma}_{sol} = 1,4bars$				

7.3.4.2. Vérification au soulèvement

à l'ELS G+Q: $\sigma_{moy-fondation-ELS} < \overline{\sigma}_{sol}$

à l'ELU: 1,35G+1,5Q: $\sigma_{moy-fondation-ELU} < 1,5 * \overline{\sigma}_{sol}$

à l'ELU: G+Q±E_{x,y} / 0,8G±E_{x,y}: $\sigma_{moy-fondation-sismique} < 2 * \overline{\sigma}_{sol}$

Avec
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S} - \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

Tableau 7. 5: Vérification au soulèvement

	Comb	N	M	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	σ _{moy}	Observation
Sens XX A/xx=16.2m	ELS	42629.63	2772.09	1.017	0.998	1.012	$< \overline{\sigma}_{sol} = 1.4$
	ELU	58531.15	3815.955	1.396	1.371	1.389	$< 1,5 * \overline{\sigma}_{sol}$
	GQ-E _x	42629.63	52948.073	1.186	0.829	1.097	$< 2 * \overline{\sigma}_{sol}$
Sens YY A/yy=26.1m	ELS	42629.63	9002.507	1.135	0.881	1.07	$< \overline{\sigma}_{sol}$
	ELU	58531.15	12344.236	1.558	1.21	1.47	$< 1,5 * \overline{\sigma}_{sol}$
	GQ+ E _y	42629.63	59173.948	1.84	0.714	1.42	$< 2 * \overline{\sigma}_{sol}$
→Les contraintes moyennes sous le radier sont inférieure à $\overline{\sigma}_{sol} = 1,4bars$							

7.3.4.3. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

$$\text{Soit : } \frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b \end{cases}$$

M_s : moment stabilisant / M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

Comme, on peut également vérifier que, selon l'article A10.1.5 : $e = \frac{M}{N} < L/4$

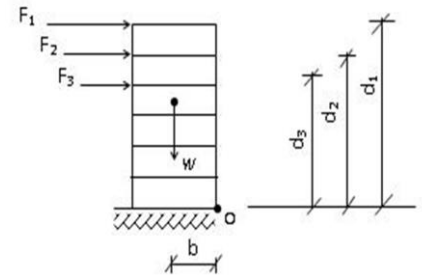


Tableau 7. 6: Vérification de la stabilité au renversement

Comb	N	M ₁	e _x	A _{/xx} / 4	Obser	M ₂	e _y	B _{/yy} / 4	Obser
GQ+EX	42629.63	47403.881	1.12	16.2 m/4=4.05 m	✓	39933.313	0.94	26.1 m/4=6.52 m	✓
GQ-EX	42629.63	52948.073	1.25		✓	21928.299	0.52		✓
GQ+EY	42629.63	27492.683	0.65		✓	59173.948	1.39		✓
GQ-EY	42629.63	33036.875	0.78		✓	41168.934	0.97		✓
08G+EX	28870.89	48350.968	1.68		✓	37114.934	1.29		✓
08G-EX	28870.89	52000.985	1.81		✓	24746.678	0.86		✓
08G+EY	28870.89	28439.77	0.99		✓	56355.569	1.96		✓
→ Pas risque de renversement									

7.3.4.4. Vérification de l'effort de sous pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec W : poids total du bâtiment à la base du radier

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure ($h = h_{S,\text{sol}} + h_{P,D,R} = 3,91 \text{ m}$).

S : surface de radier ($S = 423.9 \text{ m}^2$).

$$W_{\text{tot}} = 50316,08 \text{ KN} > 1.5 \times 10 \times 3.91 \times 423.9 = 24861.735 \rightarrow C.V$$

Les vérifications de 3.4.1 à 3.4.4 peuvent être résumés dans la page suivante :

7.3.4.5. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° . Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$N_U \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_U : **effort normal à la base** du poteau ou voile considéré à l'état limite ultime.

μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure.

N_u : Charge de calcul vis à vis de l'E.L.U

Cette vérification se fera pour l'élément le plus sollicité (Niveau S. Sol) :

Sous poteau le plus sollicité

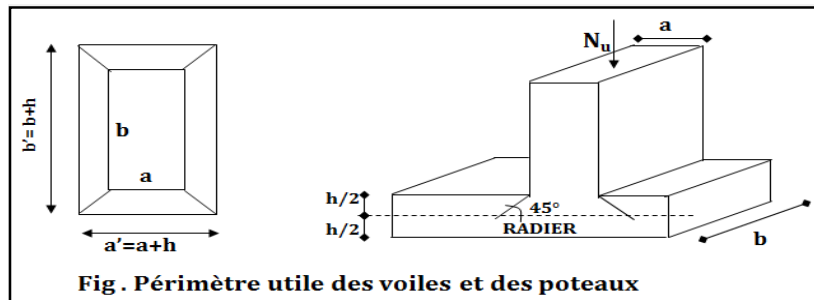


Figure 7.5. Périmètre utile du poteau

$$N_u = 154.398 \text{ t} \rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.35 + 0.6 + 2 \times 0.85) = 5.3 \text{ m}$$

$$N_u = \frac{0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \cdot 5.3 \cdot 0.85 \cdot 25 \cdot 100}{1.5} = 337.87 \text{ t}$$

7.3.5. Ferrailage de la dalle radier

Le radier se calculera comme plancher renversé. Vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce, La fissuration est considérée préjudiciable.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol moyenne en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

7.3.5.1. Section d'acier

Le radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés, soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles seront calculés pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs

- Le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
 - Le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$
- Les valeurs des μ_x, μ_y sont en fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

Les moments en travée et les moments sur appuis.

- panneau intermédiaire : Moment en travée : $M_{tx} = 0.75M_x$; $M_{ty} = 0.75M_y$
Moment sur appuis : $M_{ax} = 0.5M_x$; $M_{ay} = 0.5M_y$
- panneau de rive : Moment en travée : $M_{tx} = 0.85M_x$; $M_{ty} = 0.85M_y$
Moment sur appuis : $M_{tx} = 0.3M_x$; $M_{ty} = 0.3M_y$

Pour le panneau le plus sollicité :

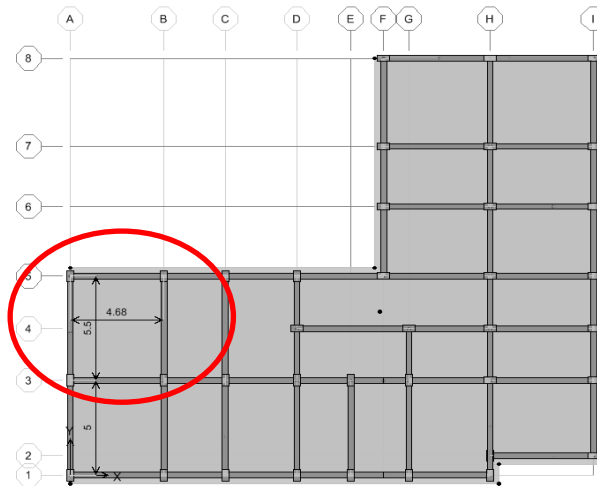


Figure.7.7.Panneaux de dalle du radier (e = 45cm)

Tableau 7. 7: Les sections d'acier dans le sens XX et YY

		ELU $v = 0$	ELS $v = 0.2$
	Panneau	D ₁	
	L _x (m)	4.68-0.65 (largeur P.D.R) = 4.03	
	L _y (m)	5,5-0.65 (largeur P.D.R) = 4.85	
	ρ	0,831	
	μ_x	0.0528	0.0596
	μ_y	0.6494	0.7518
q (KN/m ²)		147	112
Sens xx	M _{ox} (KN.m)	126.06	108.41
	M _{ox appuie} (KN.m)	63.027	54.205
	As _{x appuie} (cm ²)	4.98	/
	As _{x appuie retenue}	T12 e=10cm \equiv 11 T12=12.44cm²	
	M _{ox travée} (KN.m)	107.146	92.148
	As _{x travée} (cm ²)	8.58	/
	As _{x travée retenue}	T14 e=10cm \equiv 11 T14=16.93cm²	
Sens yy	M _{oy} (KN.m)	81.86	81.50
	M _{oy appuie} (KN.m)	40.905	40.75
	As _{y appuie} (cm ²)	3.21	/
	As _{y appuie retenue}	T12 e=15cm \equiv 7 T12= 7.92cm²	
	M _{oy travée} (KN.m)	69.538	69.275
	M _{oy travée} (KN.m)	5.51	/
	As _{y travée retenue}	T12 e=10cm \equiv 11 T12= 12.44cm²	
<p>$b=1\text{m}$, $h=0.4\text{m}$, Fe400, $f_{c28}=25\text{MPa}$</p>			

- L'enrobage $C \geq \frac{hr}{10} = \frac{40}{10} = 4cm \rightarrow C=C'=5cm$
- Espacement $e \leq \min(3h; 33cm) = 33cm \rightarrow e=20 cm.$

7.3.5.2. Vérification des contraintes

Tableau 7. 8: La vérification des contraintes

		Mser (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
XX	Tr	92.148	16.93	12.44	5.05	15	179.2	201.6	vérifiée
	Ap	54.205	12.44	16.93	3.3	15	137.4	201.6	vérifiée
YY	Tr	69.275	12.44	7.92	4.22	15	175.6	201.6	vérifiée
	Ap	40.75	7.92	12.44	2.98	15	159.7	201.6	vérifiée

7.3.6. Ferrailage Débord

Le débord du radier est assimilé à un console de longueur L=1,1 m. le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de largeur égale à un mètre sous flexion simple et en fissuration préjudiciable.

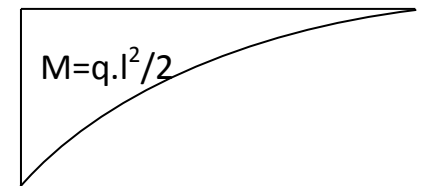
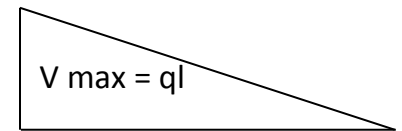
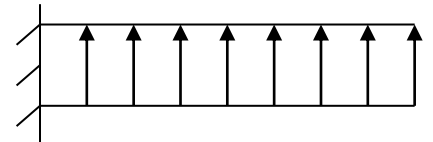
$h=0,40 m, b=1ml, d=0,9*h=0.36 cm, L = 0.45 m$

7.3.6.1. Sollicitation: $M_u = \frac{q_u}{2} L^2 M_{ser} = \frac{q_{ser}}{2} L^2$

$$V_u = \frac{q_u}{2} L$$

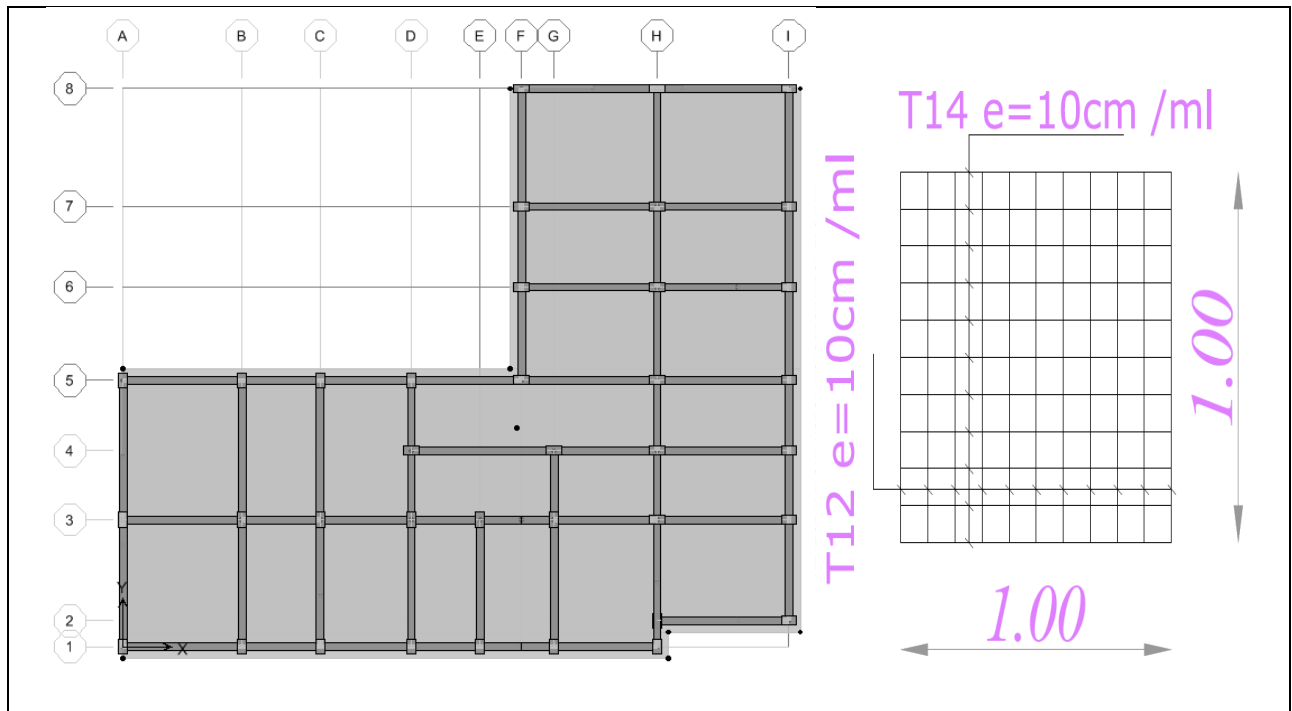
Avec : $q_{u/ser} = \sigma_{moy\ ultime/service} * 1 ml$

Mu (KN.m)	14.88
Au (cm ²)	1.16 cm ²
Vu (KN)	33.075
$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.0918$	$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$

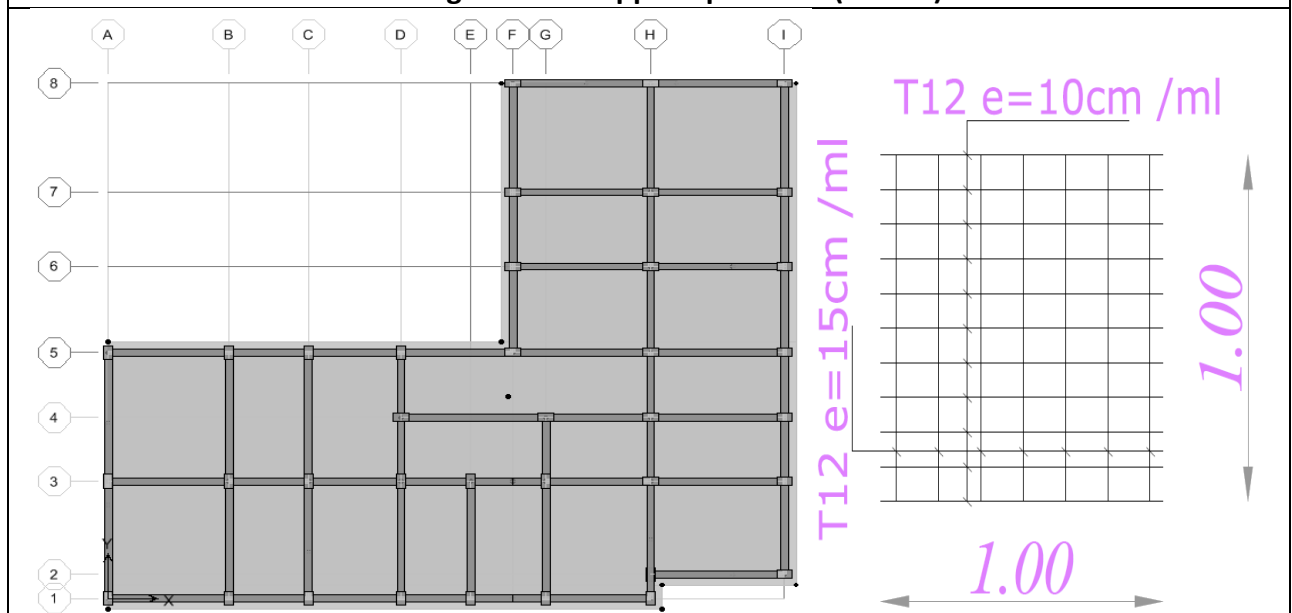


Nota :

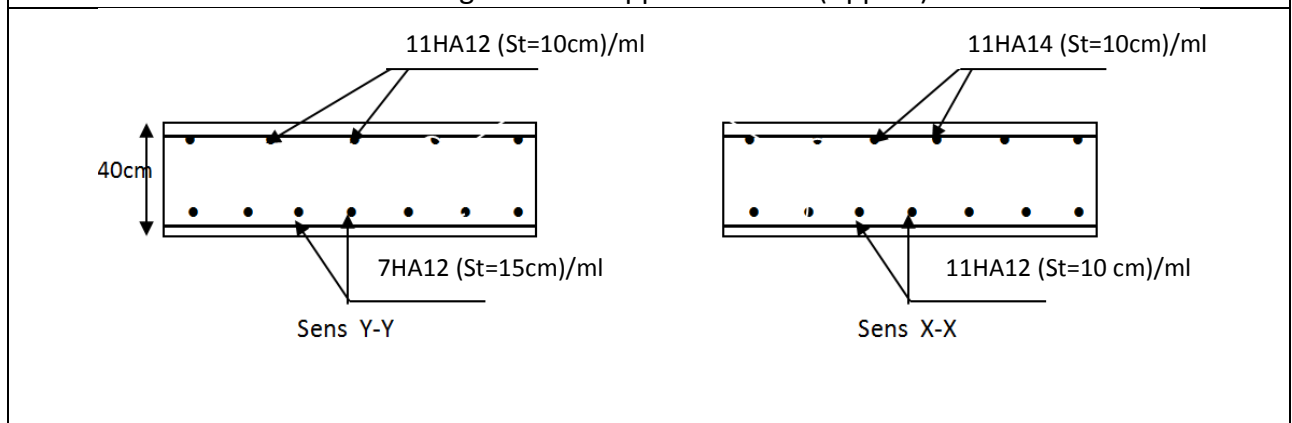
On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.



Ferraillage Radier Nappe Supérieure (Travée)



Ferraillage Radier Nappe Inférieure (Appuie)



Coupe verticale - Ferraillage Radier -

7.3.7. Ferrailage des nervures (poutre de rigidité)

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

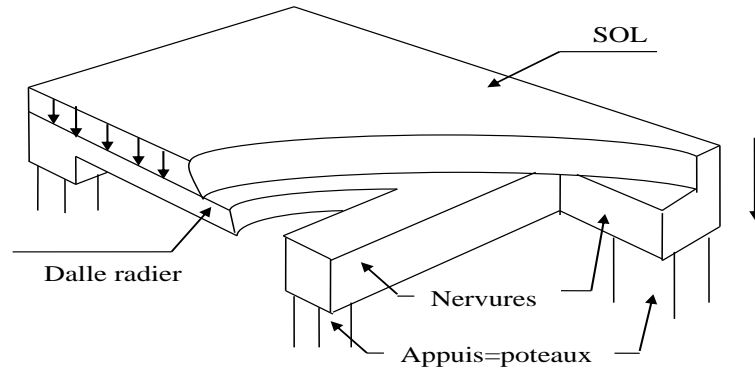


Figure 7. 6 La poutre nervure dans l'infrastructure

Pour déterminer les sollicitations nous utilisons la méthode des lignes de rupture. Les lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes, se composent de tronçons formant un angle de 45^0 avec les rives du panneau et parallèles à son grand coté.

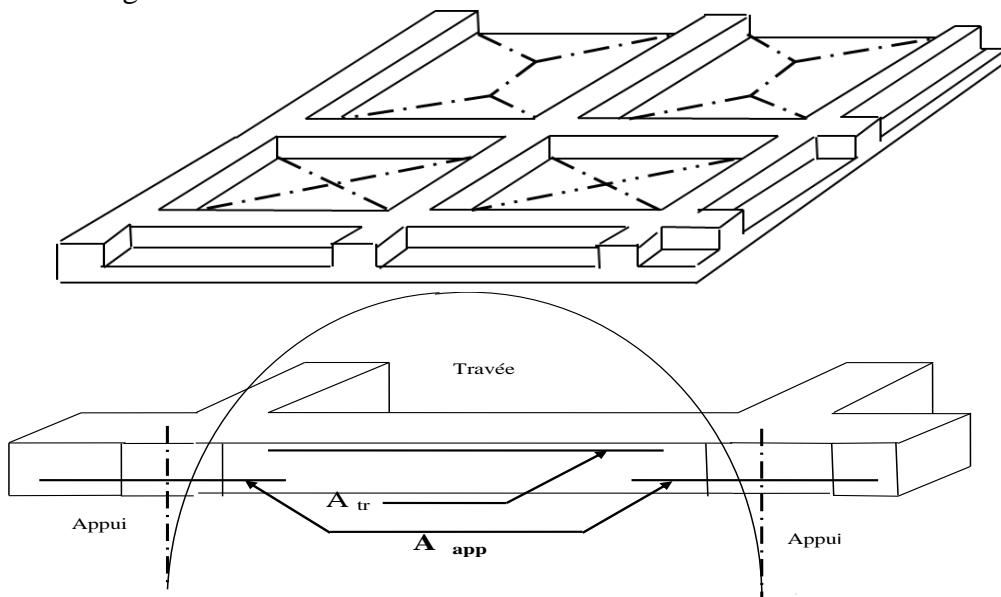
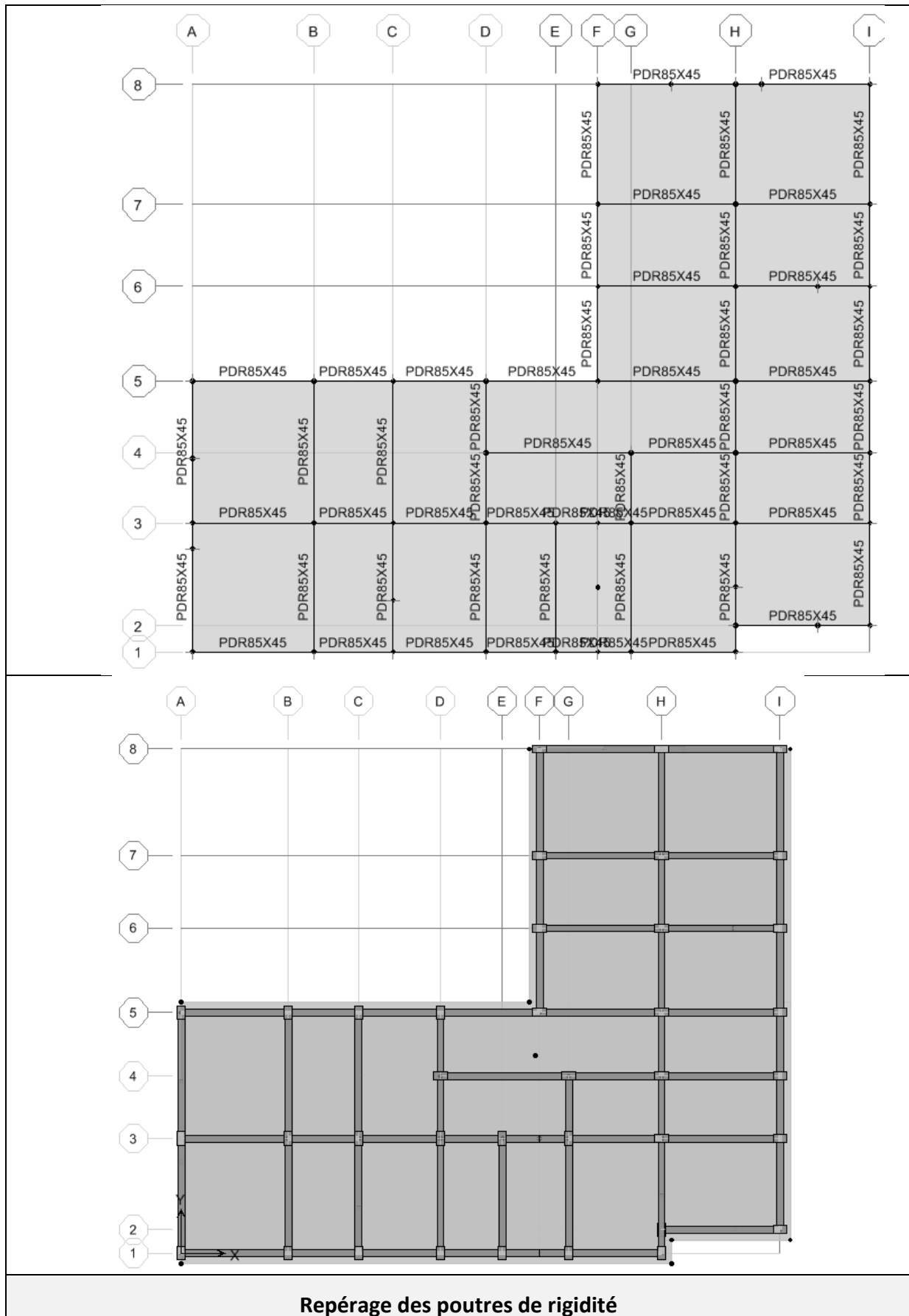
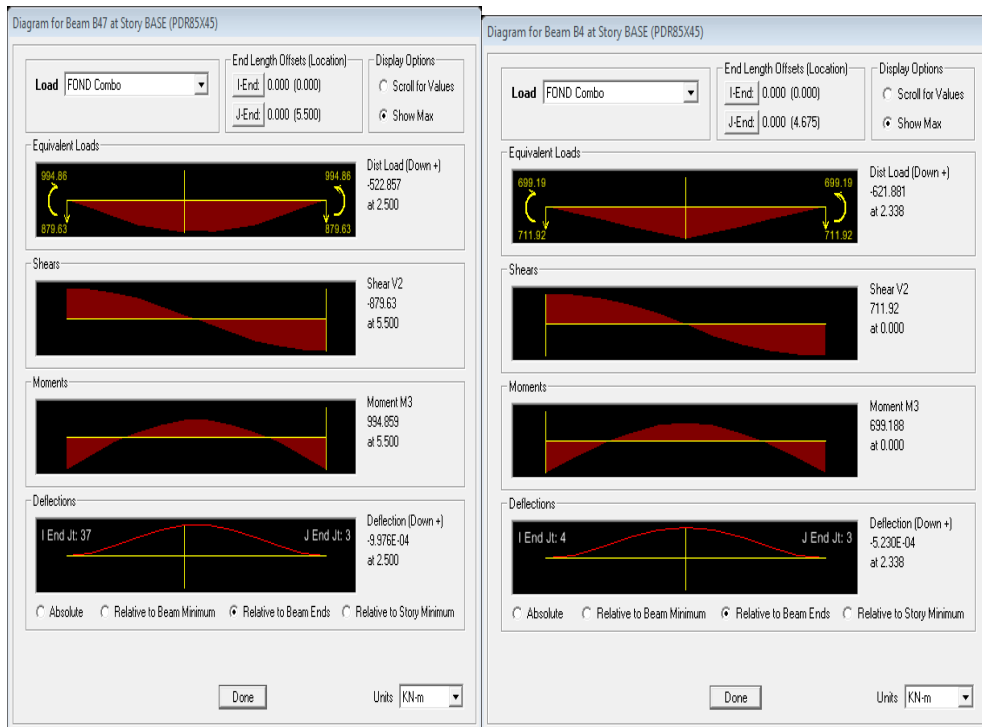
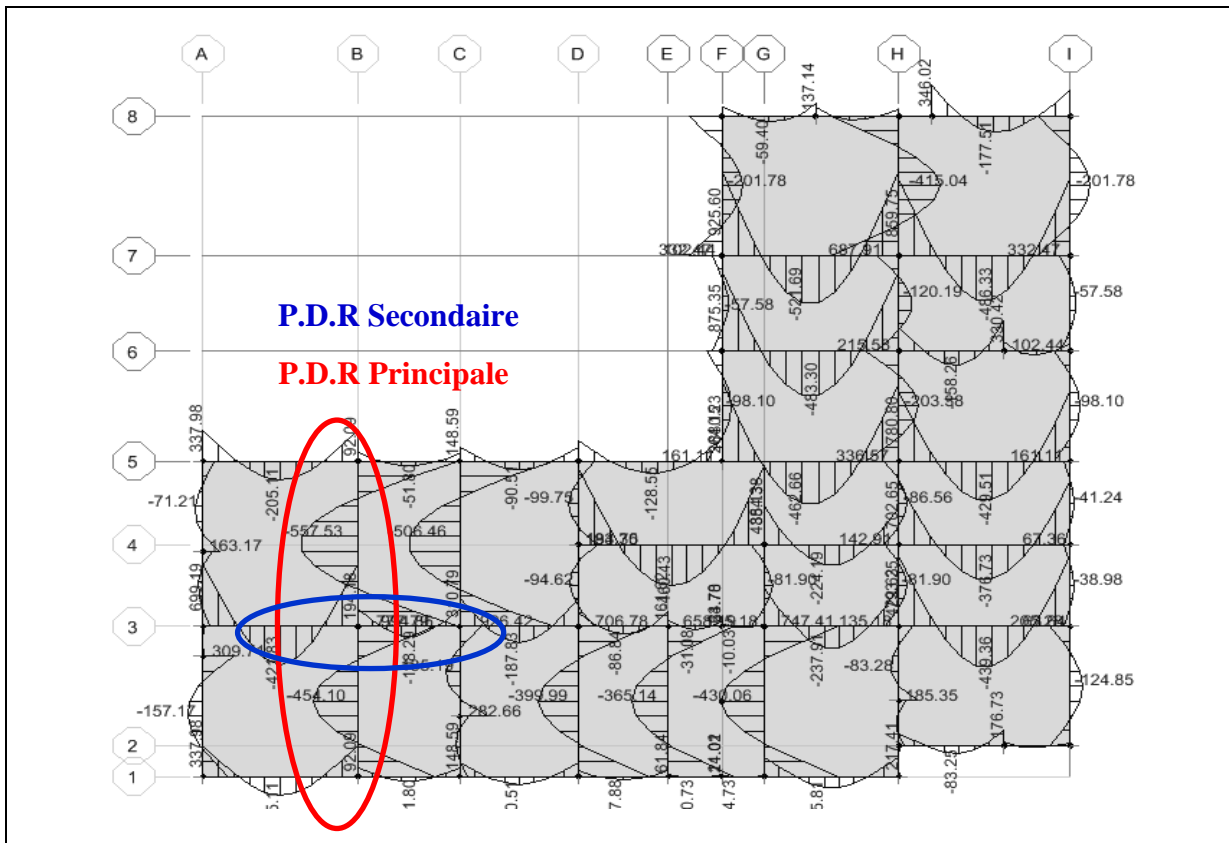


Figure 7. 7. Transmission des charges des dalles aux nervures (Poutre de rigidité)

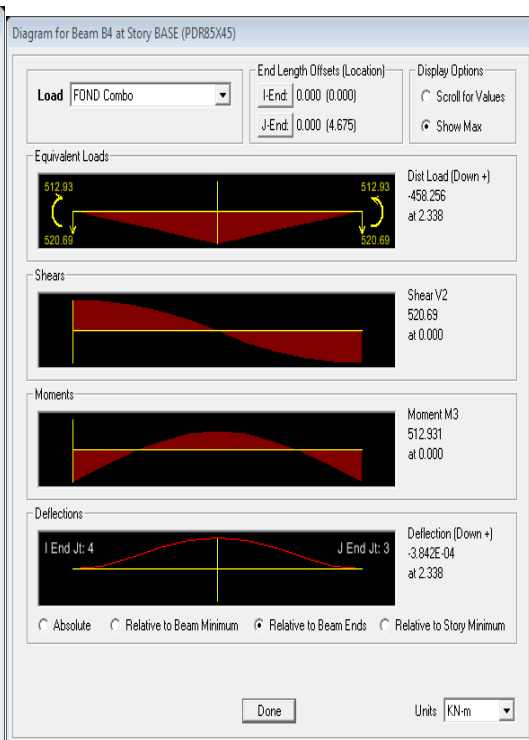
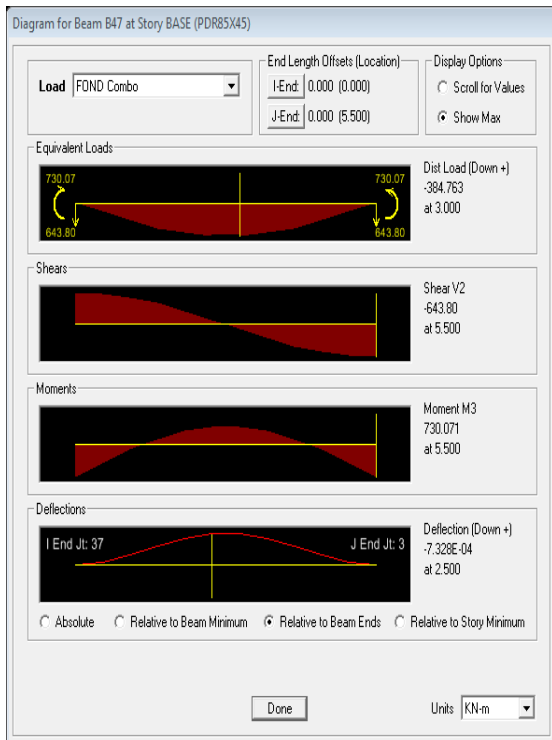
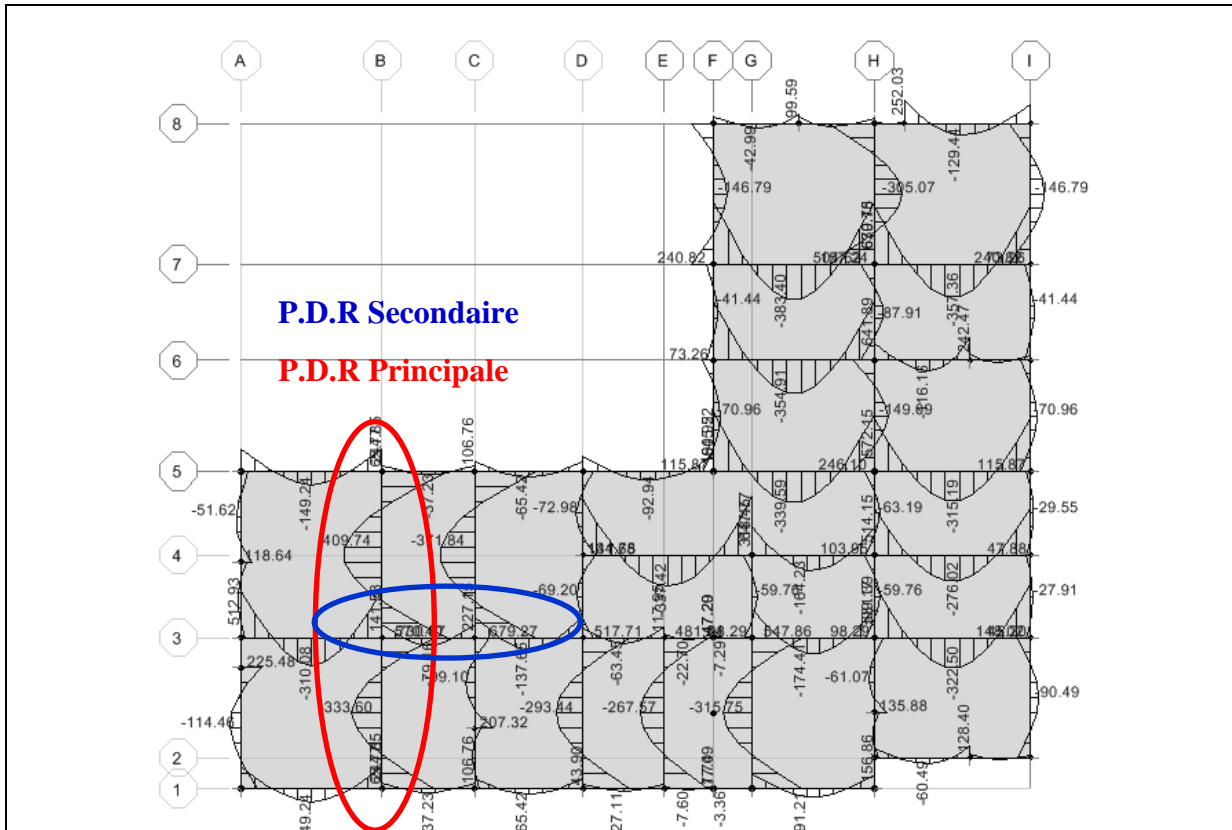
Note : Un model simple utilisé pour évaluer les sollicitations dans les nervures à l'aide du même logiciel utilisée préalablement (ETABS).



7.3.7.1.Sollicitation (moment fléchissant) dans les nervures



Sollicitations (Moment de flexion) dans les poutres de rigidité (Nervures) à l'E.L.U



Sollicitations (Moment de flexion) dans les poutres de rigidité (Nervures) à l'E.L.S

7.3.7.2. Ferrailage longitudinale

Tableau 7. 9: Ferrailage longitudinale pour la poutre la plus sollicitée

Poutre de rigidité	Moment(KN.m)		A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{adopté}
Principales	Appui	994.8	39.55	27.62 cm ²	5HA16fil + 14HA20Chap ≅ 54.03 Cm²
	Travée	557.53	21.12		5HA16fil + 7HA20Chap ≅ 32.04 cm²
Secondaire	Appui	699.18	26.88		5HA16 + 10HA20≅ 41.47 cm²
	Travée	421	15.73		5HA16 + 5HA20≅ 25.76 cm²

7.3.7.3. Ferrailage transversale

$$\Phi_r = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_{L_{min}}\right) = \min\left(\frac{85}{35}, \frac{60}{10}, 20mm\right) = 8mm$$

- **Les espacements retenus:**

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = 40cm$

Selon le RPA 2003 : En zone nodale et en travée $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) = 16,8cm$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 37.5cm$

Les espacements retenues : En zone nodale et en travée $S_t = 15cm$

En dehors de la zone nodale $S_t = 20cm$

7.3.7.4. Vérification de l'effort tranchant

Tableau 7. 10: Vérification de l'effort tranchant

	Tu max (KN)	$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{1,5} f_{c28}; 4MPa\right) = 2,5Mpa$
P.D.R Principale	879.63	1.768 MPA	2.5 MPA
P.D.R Secondaire	711.92	1.43 MPA	2.5 MPA

7.3.7.5. Vérification des contraintes

	P.D.R Principale									Obs
	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²) (fillante: 5T16)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s' (MPa)	$\bar{\sigma}_s'$ (MPa)	
Appuis	730	54.03	10.05	8.83	15	193.6	201.6	268.9	400	OK
Travée	409.74	32.04	10.05	5.84	15	178.4	201.6	260.9	400	OK
	P.D.R Secondaire									
Appuis	512.93	41.47	10.05	6.73	15	174.7	201.6	83.7	400	OK
Travée	310	25.76	10.05	4.76	15	166.2	201.6	56.5	400	OK

Tableau 7. 11: Vérification des contraintes

7.3.7.6.Schémas de ferrailage d'une nervure principale

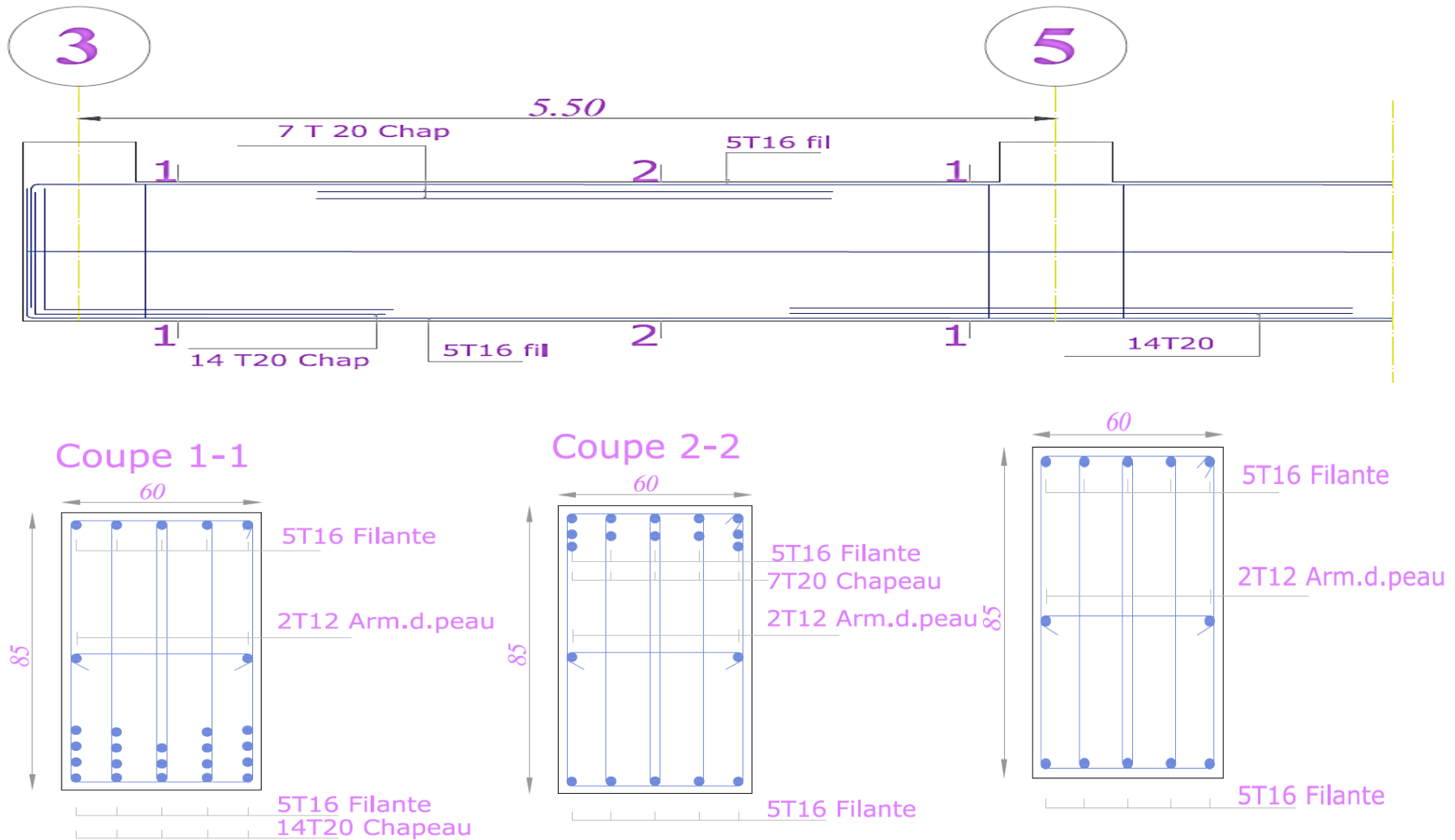


Figure 7.8 : Schéma de ferrailage des poutre de rigidité –Principale-

7.3.7.7. Schémas de ferrailage d'une nervure secondaire

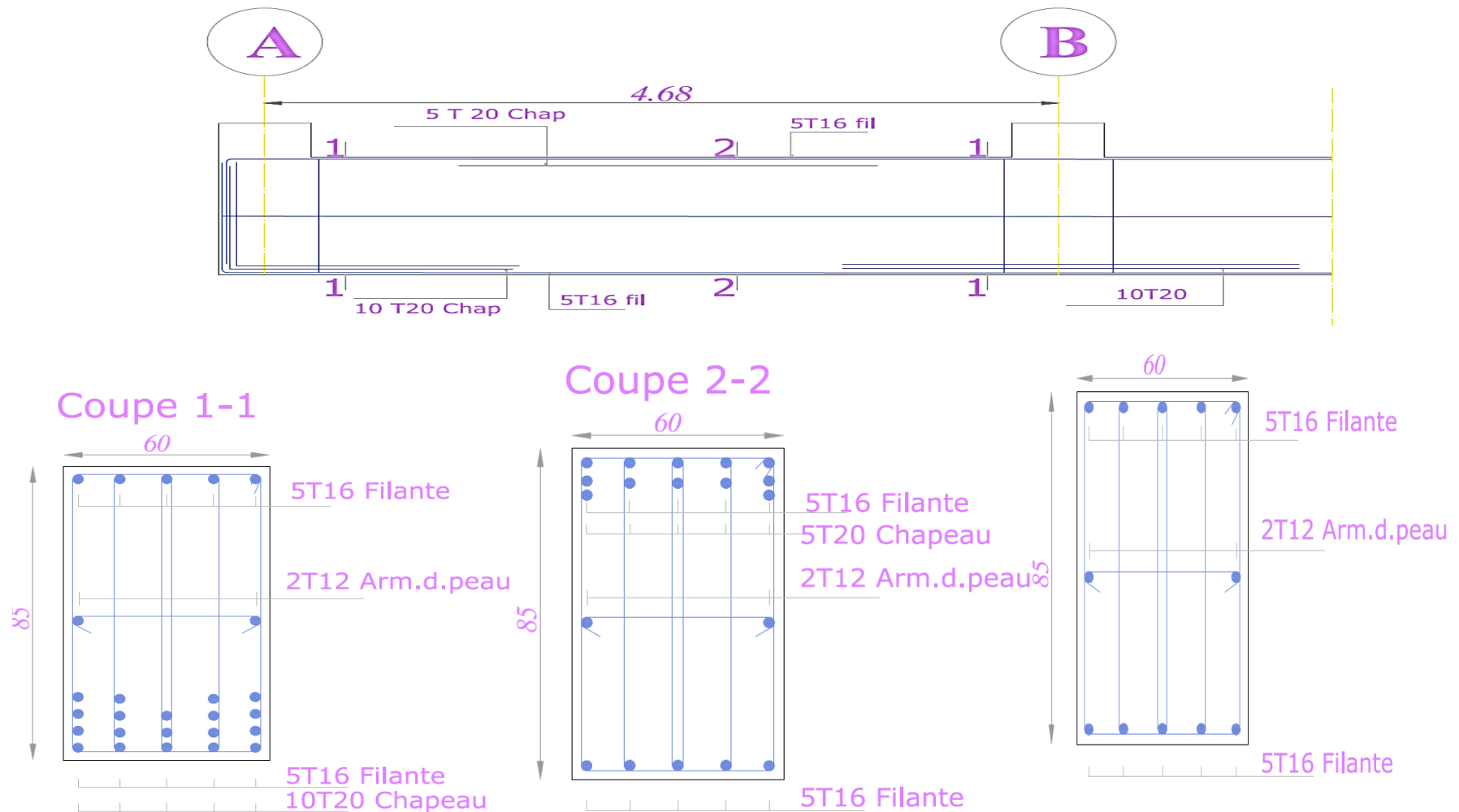


Figure 7. 9: Schéma de ferrailage des poutre de rigidité –Principale

7.4. Voile périphérique

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

7.4.1. Caractéristiques du Sol :

Le poids spécifique $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
 L'angle de frottement $\varphi = 25^\circ$.
 La cohésion $c = 1.5 \text{ KN/m}^2$ } Rapport du sol.

7.4.2. Panneau le plus sollicité du Voile périphérique :

La hauteur $h = 3.06 \text{ m}$.
 La longueur $L = 4.65 - 0.35 = 4.30 \text{ m}$
 L'épaisseur $e = e_{\text{min R.P.A}} = 15 \text{ cm}$.

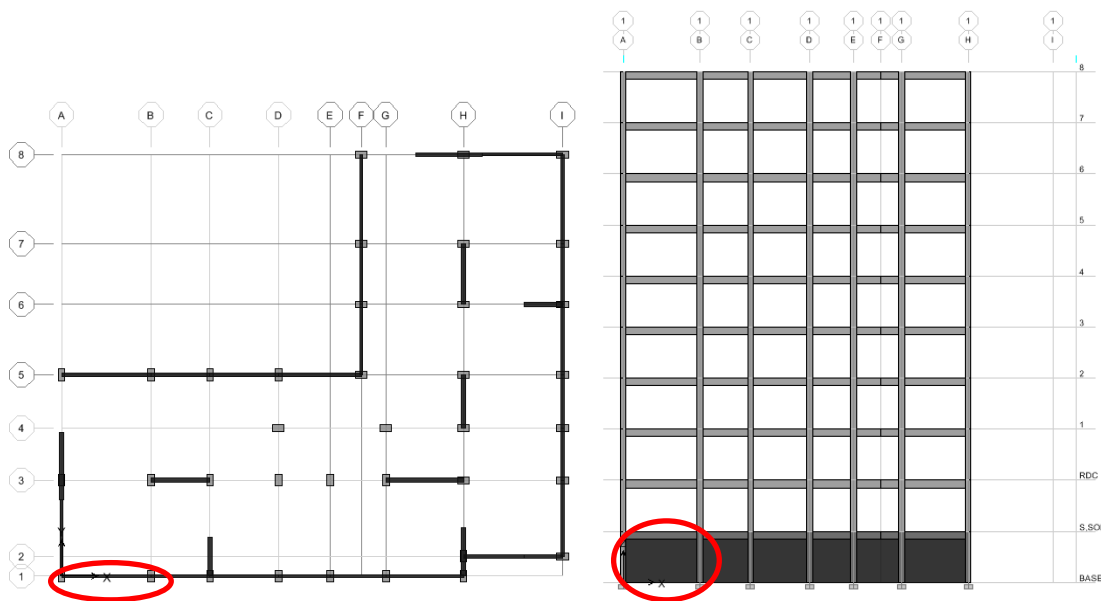


Figure 7. 10. Panneau du voile périphérique le plus sollicité

7.4.3. Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

7.4.3.1. la poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * c * \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)).$$

$$G = 4.30 * (18 * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) - 2 * 1.5 * \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)) = 14.17 \text{ KN/ml.}$$

7.4.3.2. surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = q * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

$$Q = 4.05 \text{ KN/ml.}$$

7.4.4. Ferrailage du Voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A l'ELU:

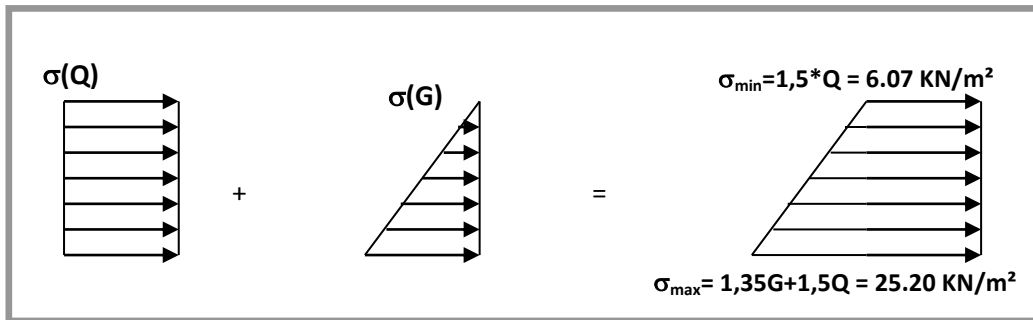


Figure 7. 11: Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 * 25.20 + 6.07}{4} = 20.41 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 20.41 \text{ KN/ml.}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$L_y = 4.30 \text{ m} \quad h = 15 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle est portée dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x L_x^2 q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

$$\alpha = 0.71 \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = 0.0671 * (3.06)^2 * 22.76 = 14.30 \text{ KN*m.}$$

$$M_{0y} = 14.30 * 0.4471 = 6.39 \text{ KN*m.}$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 12.15 \text{ KNm.}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 5.43 \text{ KNm.}$$

$$M_{\text{ap}} = 0.3 * M_{0x} = 4.29 \text{ KNm.}$$

Tableau 7. 12: Les sections d'armatures pour le voile périphérique

	Sens	M (kN.m)	A (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _{min} BAEL91(cm ²)
Travée	X - X	12.15	3.01	7T10 = 5.5/ml	A _{min} = 0.08% * b * h = 1.2 cm ²
	Y - Y	5.43	1.32	7T10 = 5.5/ml	
appui		4.29	1.04	7T10 = 5.5/ml	

7.4.5. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que (B.A.E.L.91) : $\tau = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{20.41 * 4.30}{2} = 43.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.0159 \text{ Mpa.}$$

La fissuration est considérée comme nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 * f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.0159 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

7.4.5.1. Vérification à l'ELS

$$\sigma_{\min} = 1 \text{ ml} * Q = 4.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \text{ ml} * G + 1 \text{ ml} * Q = 18.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 * 18.22 + 4.05}{4} = 14.67 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 14.67 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.5940 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 10.04 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 5.96 \text{ KN.m.}$$

$$M_{1x} = 0.85 * M_{0x} = 8.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_{1y} = 0.85 * M_{0y} = 5.066 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{ap}} = 0.3 * M_{0x} = 3.012 \text{ KN.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 15 * \frac{M_{\text{ser}}}{I} * (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min (2f_e/3, 110 \sqrt{\eta * f_{c28}}) = 201.63 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

Tableau 7. 13: Vérification des contraintes pour le voile périphérique

		M(KN .m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
travée	XX	8.53	4.14	145.3	vérifiée
	YY	5.066	2.45	86.2	vérifiée
Appui		3.012	1.46	51.3	vérifiée

7.4.5.2. Schéma de ferrailage du Voile Périphérique :

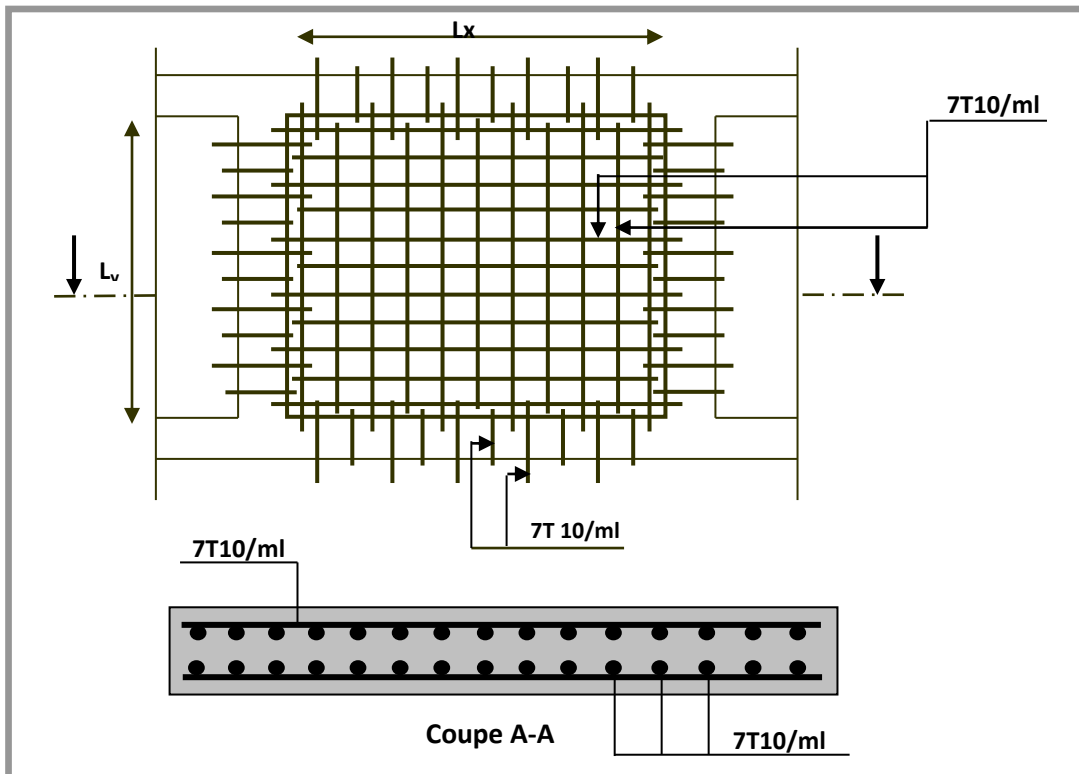


Figure 7. 12: Schéma du voile périphérique.

Conclusion générale:

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 le logiciel de calcul « Etabs ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, 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.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

- Règle parasismique Algérien. (RPA99/VERSION 2003).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Règle BAEL91.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations / D.T.R-B.C.2.2
- Cours du béton armé 3^{ème} année et Master.
- Cours de DDS master I.
- mémoires traités des années précédentes.

Listes des Figures

Figure 2. 1: Plan de masse du projet.....	13
Figure 2. 2: Plan étage courant: 3 → 8	14
Figure 2. 3: Plan étage: 1 → 2	15
Figure 2. 4: Plan étage: 1 → 2	16
Figure 2. 5: Plan étage: S. Sol (Parking)	17
Figure 2. 6: Façade Principale	18
Figure 2. 7: Façade Postérieure	19
Figure 2. 1: Caractéristiques géométriques en plan et en élévation	20
Figure 2. 8: <i>Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.</i>	21
Figure 2. 9: <i>Diagramme des contraintes du Béton.</i>	22
Figure 2. 10: <i>Diagramme des contraintes limite du béton.</i>	23
Figure 2. 11: <i>Diagramme contrainte déformation de l'acier.</i>	24
Figure 3. 1: Schéma représentatif de l'acrotère	27
Figure 3. 2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux	28
Figure 3. 3: La disposition de poutrelle	28
Figure 3. 4: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible et étage courant.....	29
Figure 3. 5: Coupe transversale d'un mur extérieur et intérieur	30
Figure 3. 6: Schéma représentatif de l'escalier.....	31
Figure 3. 7 : La cage d'ascenseur	33
Figure 3. 8: Coupes des voiles en plan et en élévation.....	33
Figure 3. 9 : Poteau le plus sollicité.....	34
Figure 4. 1: Schéma statique de l'acrotère	37
Figure 4. 2: Section de l'acrotère a ferrailé	39
Figure 4. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	41
Figure 4. 4: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	52
Figure 4. 5: Schéma statique -volée (01) et (03)-	53
Figure 4. 6: Schéma statique de la poutre palière brisée	57
Figure 4. 7: Schéma de ferrailage de la volée (01) et (02)	60
Figure 4. 8: Schéma de ferrailage de la volée (03).....	60
Figure 4. 9: Schéma de ferrailage de la poutre palière brisée	61
Figure 5. 1: Limites des décrochements en plan.	64
Figure 5. 3 : Vue en plan et 3D de la super – structure	67
Figure 5. 4: Spectre de réponse sismique de calcul utilisé	70
Figure 5. 5: largeur minimum du joint sismique	79
Figure 6. 1: Sollicitation statique dans les poutres –Moments fléchissant-.....	83
Figure 6. 2: Sollicitation sismique dans les poutres –Moments fléchissant-.....	84
Figure 6. 3: Sollicitation statique dans les poutres - Effort tranchant -	85
Figure 6. 4: Disposition constructives pour les poutres selon R.P.A99/03	89
Figure 6. 5: Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire	90
Figure 6. 6: Schéma de ferrailage d'une poutre principale	90
Figure 6. 7: repérage des poteaux (Vue en plan).....	93
Figure 6. 8: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	93
Figure 6. 9: Ferrailage des poteaux (Coupe verticale)	100

Figure 6. 10: Ferrailage des poteaux (Vue en plan)	101
Figure 6. 11: Dimensionnement des nœuds poteaux-poutres	102
Figure 6. 12: Repérage des voiles	106
Figure 6. 13 : Schéma de ferrailage du voile VX2	116
Figure 6. 14 : Schéma de ferrailage du voile VX2	127
Figure 7. 1. Modèle de l'infrastructure	129
Figure 7. 2.Vue en plan du S. Sol	130
Figure 7. 3 Radier général nervuré	131
Figure 7. 4. Vue en plan Radier	132
Figure 7.5. Section équivalente du radier	133
Figure 7. 5.Périmètre utile du poteau	136
Figure.7.7.Panneaux de dalle du radier (e = 45cm)	137
Figure 7. 6La poutre nervure dans l'infrastructure	140
Figure 7. 7. Transmission des charges des dalles aux nervures (Poutre de rigidité)	140
Figure 7. 8 : Schéma de ferrailage des poutre de rigidité –Principale-	145
Figure 7. 9: Schéma de ferrailage des poutre de rigidité –Principale	146
Figure 7. 10. Panneau du voile périphérique le plus sollicité	147
Figure 7. 11: Répartition des contraintes sur le voile.	148
Figure 7. 12: Schéma du voile périphérique	150

Liste des tableaux

Tableau 2. 2: Caractéristiques géométriques du bloc étudié	20
Tableau 2. 3: limite d'élasticité f_{e} en fonction du type d'acier	24
Tableau 3. 1: Détermination de la largeur de la table de compression :	29
Tableau 3. 2: Charge et surcharge des planchers :	29
Tableau 3. 3: Charge et surcharge murs :	30
Tableau 3. 4: Charge et surcharge Escalier (paillasse et palier) :	32
Tableau 3. 5: Prédimensionnement des poutres	33
Tableau 3. 6: La descente de charge pour le poteau le plus sollicité.....	35
Tableau 3. 7: Dimensionnement des poteaux	35
Tableau 4. 1: Evaluation des charges et surcharges	37
Tableau 4. 2: Sollicitations du calcul de l'acrotère	38
Tableau 4. 3: Les Types de poutrelles :	42
Tableau 4. 4 : Combinaisons d'action :	42
Tableau 4. 5 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles - Commerce -	43
Tableau 4. 6: Ferrailage des poutrelles - plancher commerce-.....	43
Tableau 4. 7: Sollicitations à l'ELS des poutrelles -Plancher Bureaux -	44
Tableau 4. 8: Evaluation de la flèche dans le plancher étage commerce	44
Tableau 4. 9: Sollicitations à l'ELU dans les poutrelles - Bureau -	45
Tableau 4. 10: Ferrailage des poutrelles - plancher bureau-	45
Tableau 4. 11: Sollicitations à l'ELS des poutrelles -Plancher Bureaux -	46
Tableau 4. 12: Evaluation de la flèche dans le plancher étage bureau	46
Tableau 4. 13: Sollicitations à l'ELU dans les poutrelles –habitation -	47
Tableau 4. 14: Ferrailage des poutrelles - plancher habitation -	47
Tableau 4. 15: Sollicitations à l'ELS des poutrelles - habitation -	48
Tableau 4. 16: Evaluation de la flèche dans le plancher habitation	48
Tableau 4. 17: Sollicitations à l'ELU dans poutrelles -Plancher terrasse-	49
Tableau 4. 18: Ferrailage des poutrelles - plancher terrasse-	49
Tableau 4. 19: Sollicitations à l'ELS dans poutrelles -Plancher terrasse-.....	50
Tableau 4. 20: Evaluation de la flèche dans le plancher habitation	50
Tableau 4. 21 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.....	51
Tableau 4. 22: Ferrailage de la volée (01) et (02)	54
Tableau 4. 24: Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.....	57
Tableau 5. 1: Valeurs de T_1 et T_2	63
Tableau 5. 2: Détermination de coefficient d'accélération de zone A	68
Tableau 5. 3: Détermination de facteur de qualité Q.....	68
Tableau 5. 4: Détermination du coefficient de comportement "R"	68
Tableau 5. 5: Détermination de " β "	69
Tableau 5.6 : Détermination du " ξ (%)"	69
Tableau 5. 6: Les modes de vibration de la structure	71
Tableau 5. 9: Déterminations des moments et efforts tranchants par niveau suivant XX....	73
Tableau 5. 10: Déterminations des moments et efforts tranchants par niveau suivant YY..	74
Tableau 5. 11: Déplacement de la structure par niveau.....	75

Tableau 5. 12: Déterminations des moments et efforts tranchants par niveau/XX	76
Tableau 5. 13: Déterminations de l'effort sismique à la base	77
Tableau 5. 14: Excentricité accidentelle et additionnelle	78
Tableau 5. 15: Vérification de déplacement inter-étages	79
Tableau 5. 16: Vérification de l'effet P- Δ	80
Tableau 6. 1: Ferrailage de la poutre principale	86
Tableau 6. 2: Ferrailage de la poutre secondaire	87
Tableau 6. 3 : L'effort normal réduit dans les poteaux	94
Tableau 6. 4: Diagrammes des sollicitations (N, M _{2,3}) dans les poteaux.....	95
Tableau 6. 5: Diagrammes des sollicitations (N, M _{2,3}) dans les poteaux.....	96
Tableau 6. 6: Diagrammes des sollicitations (V _{2,3}) dans les poteaux	96
Tableau 6. 7: Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux	97
Tableau 6. 8: Calcul du ferrailage longitudinal dans les poteaux.....	98
Tableau 6. 9: Calcul du ferrailage transversal dans les poteaux.....	99
Tableau 6. 10.Vérification aux sollicitations tangentes dans les poteaux	99
Tableau 6. 11: Vérification des contraintes dans les poteaux.....	99
Tableau 6. 12.Les moments résistants dans les poteaux.....	102
Tableau 6. 14.Sollicitation sismique dans les voiles	106
Tableau 6. 15: Sollicitation statique dans les voiles	106
Tableau 7. 3: Les caractéristiques géométriques de la section équivalente.....	133
Tableau 7. 4: Vérification de la contrainte du sol.....	134
Tableau 7. 5: Vérification au soulèvement	134
Tableau 7. 6: Vérification de la stabilité au renversement	135
Tableau 7. 7: Les sections d'acier dans le sens XX et YY.....	137
Tableau 7. 8: La vérification des contraintes.....	138
Tableau 7. 9: Ferrailage longitudinale pour la poutre la plus sollicitée	144
Tableau 7. 10: Vérification de l'effort tranchant.....	144
Tableau 7. 11: Vérification des contraintes	144
Tableau 7. 12: Les sections d'armatures pour le voile périphérique	148
Tableau 7. 13: Vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	149

