



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université A. MIRA-Bejaia**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**

## **Mémoire de fin d'études**

**Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil**

**Option : Matériaux et Structures**

### **Thème**

# **Étude d'un bâtiment (R+8+ Sous-sol) contreventé par un système mixte**

**Présenté par :**

M. ZERKAK    ABBES  
M. BENNACER    MOHAND CHERIF

**Encadré par :**

M<sup>me</sup> AREZKI SAMIA

**Soutenu le 22 juin 2017 devant le jury :**

M <sup>me</sup> ATTIL Souad	Présidente
M <sup>me</sup> BOUKHEZAR NADIA	Examinatrice

# Remerciements

Grâce à DIEU le tout puissant, le miséricordieux qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos chers parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promotrice Mme : **AREZKI Samia** de nous avoir guidé dans notre travail et pour leur patience.

Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

**Symboles et Notations**

<b>Symboles</b>	<b>Notations</b>
$A', A_{ser}$	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
$A_t$	Section d'un cours d'armature transversale.
$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre.
$B$	Aire d'une section de béton.
$B_r$	Section réduite.
$b$	La largeur en générale.
$C$	Cohésion du sol.
$D$	Facteur d'amplification dynamique.
$E$	Module d'élasticité longitudinale.
$E_i$	Module de Yong instantané.
$E_v$	Module de Yong différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
$ELU$	Etat limite ultime.
$ELS$	Etat limite de service.
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton.
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
$f_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$\Delta f$	Fleche totale.
$\Delta f_{adm}$	Fleche admissible.
$G$	Charges permanentes.
$H$	Hauteur.
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
$h_{cc}$	Hauteur du corps creux.
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression.
$h_e$	Hauteur libre d'étage.
$h_r$	Hauteur de la dalle du radier.
$I$	Moment d'inertie.

$I^f$	Moment d'inertie fissuré.
$Q$	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
$L$	Portée d'un élément.
$L_{max}$	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
$L_x$	Distance entre de deux poutrelles.
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
$M$	Moment en générale.
$M_a$	Moment en appui.
$M_t$	Moment en travée.
$M_0$	Moment isostatique.
$N$	Effort normal
$n$	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
$R$	Coefficient de comportement global.
$S$	Section d'un élément.
$S_{rad}$	Surface du radier.
$St$	Espacement des armatures.
$T1, T2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
$V$	Effort tranchant.
$W$	Poids de la structure.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\sigma_{st}$	Contrainte de traction dans l'acier.
$\gamma_w$	Pois volumique de l'eau.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité concernant le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible.
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique.
$C_T$	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
$\beta$	Coefficient de pondération.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.

---

## Table des matières

### Introduction Générale

### Chapitre I : Généralités

1. Présentation du projet .....	2
2. Hypothèses de calcul aux états limites .....	3
3. Caractéristiques des matériaux utilisés .....	3
4. Règlements et normes utilisés .....	4

### CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

1. Pré dimensionnement des planchers .....	5
2. Pré dimensionnement des poutres .....	8
3. Pré dimensionnement des voiles .....	9
4. Pré dimensionnement des escaliers .....	9
5. Evaluation des charges et des surcharges .....	11
6. Pré dimensionnement des poteaux .....	15
7. Conclusion .....	25

### Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaires

1. Introduction .....	26
2. Calcul des planchers .....	26
3. Etude de l'ascenseur .....	56
4. Etude de la poutre de chainage .....	60
5. Etude de l'acrotère .....	63
6. Etude des escaliers .....	67

### Chapitre IV : Etude dynamique

1. Introduction .....	81
2. Modélisation .....	81
3. Choix de la méthode de calcul .....	82
4. Présentation de la méthode modale spectrale .....	82
5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	89
7. Conclusion .....	93

**Chapitre V : Etude Des Eléments Structuraux**

1. Introduction ..... 94  
2. Etude des poteaux ..... 94  
3. Etude des poutres ..... 102  
4. Étude des voiles ..... 110

**Chapitre VI : l'infrastructure**

1. Introduction ..... 118  
2. Combinaisons de calcul ..... 118  
3. Reconnaissance du sol ..... 118  
4. Choix du type de fondation ..... 118  
5. Ferrailage du radier général..... 123  
6. Etude des nervures ..... 125  
7. Etude du voile Périphérique ..... 131

**Conclusion Générale**

**Bibliographie**

**Annexes**

**Plan de la structeur**

## Table des Figures

Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	5
Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles .....	6
Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles .....	7
Figure II.4. Coupe transversale d'un voile .....	9
Figure II.5. Vue en plan et 3D du type 1 .....	9
Figure II.6. Schéma de l'escalier droit à une volée.....	9
Figure II.7. Vue en plan 2 et en 3D du type 2.....	11
Figure II.8. Schéma de l'escalier droit à trois volées.....	11
Figure II.9. Vue en plan et Schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volée type 2.....	11
Figure II.10. Modèle de calcul de l'acrotère.....	12
Figure II.11. Coupe transversale de l'acrotère. ....	12
Figure II.12. Surface afférente du niveau 8 .....	16
Figure II.13. Surface afférente du niveau 7 .....	17
Figure II.14. Surface afférente du niveau 6 .....	17
Figure II.15. Surface afférente du De Niveau 5 à RDC .....	18
Figure II.16. Surface afférente du sous-sol .....	18
Figure II.17. Surface afférente du niveau 7 .....	20
Figure II.18. Surface afférente du niveau 6 à 1.....	20
Figure II.19. Surface afférente du RDC .....	21
Figure II.20. Surface afférente du sous-sol .....	21
Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle .....	29
Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées.....	30
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées .....	31
Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle type 1 (terrasse accessible) .....	31
Figure III.5. Ferrailage de la dalle de compression.....	44
Figure III.6. Dalle pleine sur deux appuis. D8 .....	45
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle terrasse inaccessible (D1, D2, D3 et D5) .....	53
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle terrasse inaccessible (D4) .....	53
Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle terrasse accessible (D1, D2, D3, D7, D11 et D12) .....	53
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle terrasse accessible (D6) .....	54
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle étage courant (D10) .....	54
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle d'étage courant (D14 et D16) .....	54
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle l'étage courant (D15) .....	55

Figure III.14. Schéma de ferrailage des dalles des balcons (D1, D2, D3, D11, D12 et D13) .....	55
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle d'étage courant (D8 et D9) .....	56
Figure III.16. Schéma statique et concept d'ascenseur .....	56
Figure III.17. Coupe transversale d'ascenseur .....	57
Figure III.18. Schéma représentant la surface d'impact .....	57
Figure III.19. Schéma de ferrailage du local machine .....	60
Figure III.20. Schéma statique de la poutre de chaînage .....	60
Figure III.21. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage .....	62
Figure III.22. Modèle de calcul de l'acrotère .....	63
Figure III.23. Section de l'acrotère à ferrailer .....	64
Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	66
Figure III.25. Coupe en élévation de l'escalier (type 1) .....	67
Figure III.26. Schéma statique de l'escalier type 1 (volée) .....	67
Figure III.27. Section d'escalier à ferrailer .....	68
Figure III.28. Schéma de ferrailage de l'escalier type (1) .....	70
Figure III.29. Coupe en élévation de l'escalier (type 2 volées 1et 3) .....	71
Figure III.30. Schéma statique de l'escalier type 2 (volées 1et 3) .....	71
Figure III.31. Section d'escalier à ferrailer.....	72
Figure III.32. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2) .....	74
Figure III.33. Schéma d'une volée 2 (type 2).....	75
Figure III.34. Schéma de ferrailage de la volée 2 (type2).....	76
Figure III.35. Vue en élévation de la poutre brisée .....	76
Figure III.36. Schéma statique de la poutre brisée .....	76
Figure III.37. Schéma de ferrailage de la poutre brisée .....	80
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	85
Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement.....	85
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000 V14 .....	86
Figure IV.4. Mode 1 (Translation suivant l'axe X-X) .....	87
Figure IV.5. Mode 2 (Translation suivant l'axe Y-Y).....	88
Figure IV.6. Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z) .....	88
Figure IV.7. Schéma montrant les moments stabilisants et renversants .....	90
Figure V.1. Zone nodale .....	95
Figure V.2. Ancrage des armatures transversales .....	96
Figure V.3. Section d'un poteau .....	99
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux du S.Sol, RDC. et des étages 1 , 2 et 3 .....	101

---

Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 4 à 8 .....	101
Figure V.6. Répartition des moments dans les zones nodales.....	107
Figure V.7. Formation de rotules plastique .....	107
Figure V.8. Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC .....	109
Figure V.9. Schéma des contraintes .....	112
Figure V.10. Schéma de ferrailage de Voile $V_{y3}$ .....	117
Figure VI.1. Semelle filante .....	119
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier .....	125
Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier.....	125
Figure VI.4. Schéma statique de la nervure selon X-X.....	126
Figure VI.5. Diagramme des moments fléchissant selon X-X.....	127
Figure VI.6. Diagramme des efforts tranchants selon X-X .....	127
Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon Y-Y .....	127
Figure VI.8. Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y.....	127
Figure VI.9. Diagramme des efforts tranchants selon Y-Y .....	127
Figure VI.10. Schéma des nervures .....	128
Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	130
Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y .....	131
Figure VI.13. Poussée des terres sur les voiles périphériques .....	131
Figure VI.14. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	134

# **Introduction**

---

## Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions sont aléatoires. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+8+Sous-Sol). Il est situé en zone IIa, dépassants les 14 mètres de hauteurs. Le bâtiment est contreventé par un système mixte (voiles portiques)

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes :

- Quelle est la disposition meilleure des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelles sont les différentes contraintes aux quelles l'ingénieur est confronté ?
- Quel est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitres, dont les trois premiers porteront sur la présentation du projet, en plus des calculs statiques. Dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000V14. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure fera l'objet du sixième chapitre.

# Chapitre I

## Chapitre I

# Généralités

### 1. Présentation du projet

Le projet que fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+8+ sous-sol) en béton armé à usage d'habitation à savoir :

- ✓ Sous-sol (parking).
- ✓ Du RDC au huitième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 2 logements de type F3).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne. Sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

#### 1.1. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est en cours de réalisation au lieu-dit AMADENE OUADA, OUED-GHIR, au sud-est de la ville de Bejaia qui est classée d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (RPA 99/version 2003, annexe1), en zone IIa.

#### 1.2. Description architecturale de l'ouvrage

##### ✓ Dimensions en plan

La structure présente une forme de carré dont les dimensions maximales sont :

$$L_x = 14,30 \text{ m}; \quad L_y = 14,10 \text{ m}$$

##### ✓ Dimensions en élévation

L'ouvrage projeté, présente les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale (acrotère non compris).....**26,01 m**

Hauteur du rez-de-chaussée.....**02,89 m**

Hauteur de sous-sol.....**02,89 m**

Hauteur des étages courants .....**02,89 m**

#### 1.3. Données géotechniques du site

D'après les résultats donnés par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 1,6 bar obtenue à partir d'une profondeur d'ancrage de 1,5 m.
- Le sol est classé en catégorie S3 selon sa nature géotechnique.
- Les analyses chimiques indiquent que ces sols présentent une faible agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure.

## 2. Hypothèses de calcul aux états limites

### 2.1. Etat Limite Ultime « ELU », CBA93 (ArtA.4.3.2).

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte/déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

### 2.2. Etat Limite de Service « ELS », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad \text{avec :}$$

$E_b$  et  $E_s$  : modules d'élasticité du béton et de l'acier respectivement.

$n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

## 3. Caractéristiques des matériaux utilisés

### 3.1. Béton

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{pour un béton soumis à des contraintes normales d'une} \\ E_{vj} = 1/3 \times E_{ij} & \text{durée d'application inférieure à 24 heures} \end{cases}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa.
- ✓  $f_{t28} = 2.1$  MPa.
- ✓  $E_{vj} = 10721,40$  MPa.
- ✓  $E_{ij} = 32164.20$  MPa.

- ✓  $\gamma_b = 1.50$  coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓  $\gamma_b = 1.15$  coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.

### 3.2. Acier

#### ❖ Les aciers à haute adhérence (HA)

Ce sont des barres laminées de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton. On distingue deux classes d'acier FeE400 et FeE500. Les diamètres normalisés sont ;  $\emptyset$  (6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50)mm.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 caractérisés par :

- ✓ Limite élastique:  $f_e=400$ Mpa.
- ✓ Contrainte admissible:  $\sigma_s=348$ Mpa.
- ✓ Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$
- ✓ Coefficient de sécurité:  $\gamma_s=1.15$
- ✓ Module d'élasticité:  $E_s = 2.10^5$  Mpa.

#### ❖ Ronds lisses (R.L)

Ce sont des barres laminées de sections circulaires, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235

$f_e$ = La contrainte à la limite élastique.

$f_u$ = La contrainte à la limite de rupture.

- ✓  $f_e=215$ MPa ;  $f_u=330$  à 490MPa.
- ✓  $f_e=235$ MPa ;  $f_u=410$  à 490MPa.

#### ❖ Treillis soudés

Les treillis soudés, sont formés par assemblage perpendiculairement des barres de des fils lisses ou à haute adhérence, soudés électriquement de chaque point de croisement, forment un maillage (15×15) ou (15×20), est disponible avec les diamètres suivants ;  $\emptyset$  (6,8,10,12,14).

### 4. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 ;
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93 ;
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles ;
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

# Chapitre II

## CHAPITRE II

# Pré-dimensionnement des éléments

## 1. Pré dimensionnement des planchers

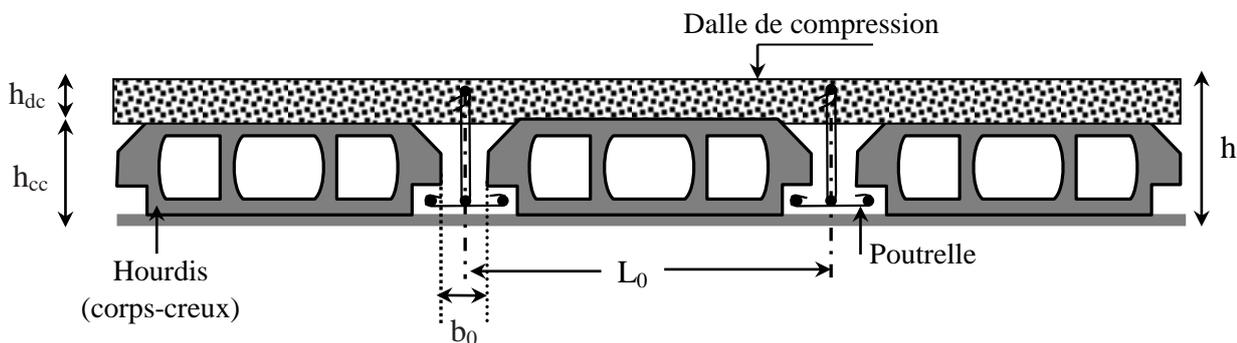
Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Plancher à dalle pleine.

### 1.1. Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ( $h=h_{cc} + h_{dc}$ ).



**Figure II.1.** Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec

- $h_{cc}$  : hauteur du corps creux.
- $h_{dc}$  : hauteur de la dalle de compression.
- $b_0$  : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- $L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

$L_{max}$  : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 5,10 - 0,30 = 4,80 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{480}{22,5} \Rightarrow h \geq 21,33 \text{ cm}$$

On prend  $h = 24 \text{ cm}$  soit un plancher (20+4) cm

### 1.1.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

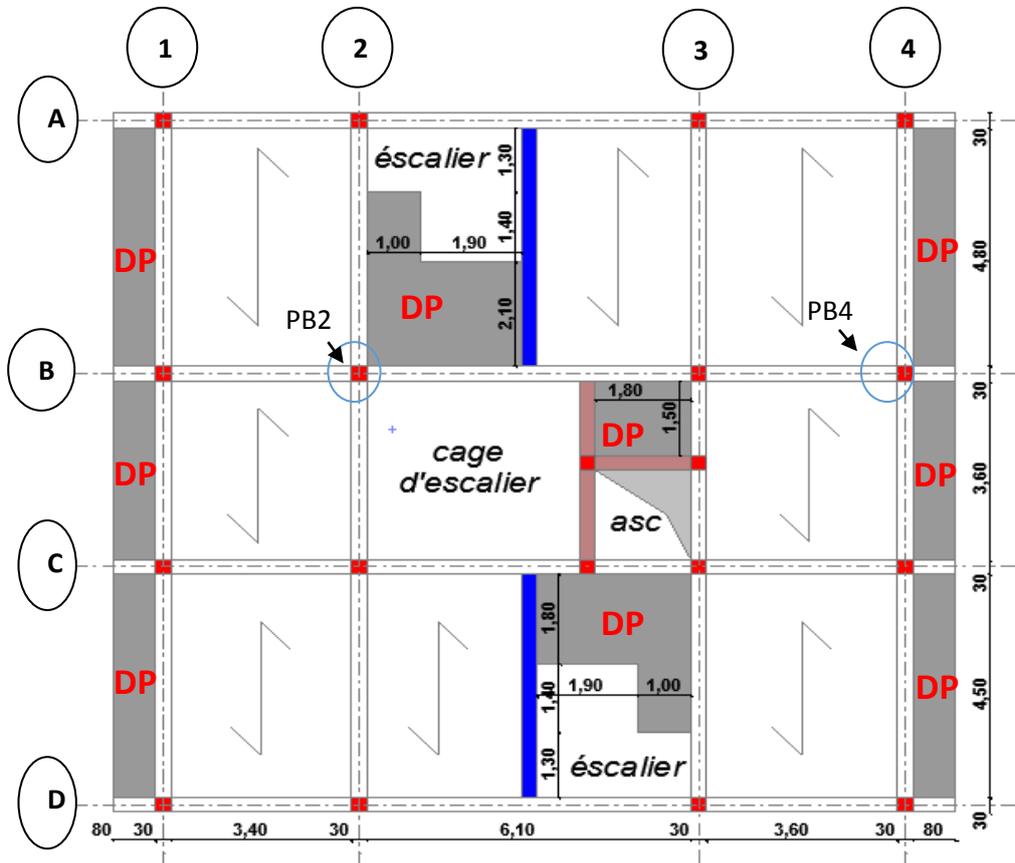


Figure II.2. Plan de disposition des poutrelles (duplexe).

#### Clés :

■ : Poutre de chaînage

P.B4 : Poteau de rive.

P.B2 : Poteau de la cage d'escalier.

### 1.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression

$b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

$b$  : Largeur efficace

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots (\text{CBA93. Art 4. 1. 3})$$

Avec

$L_x$  : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y^{min}$  : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 24 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} ; L_y^{min} = 390 - 30 = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 36 \text{ cm})$$

Ce qui donne  $b = 65 \text{ cm}$

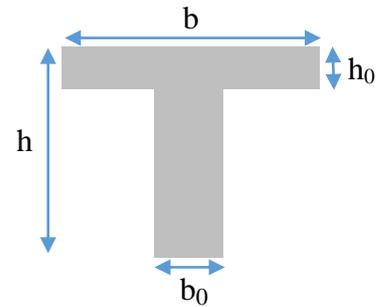


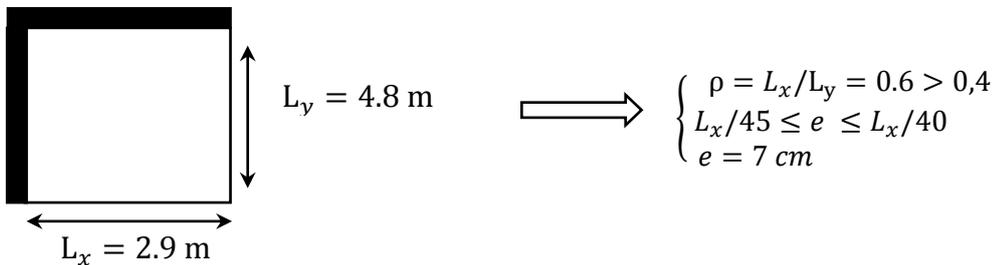
Figure II.3. Coupe transversale des poutrelles

**1.2. Plancher à dalle pleine**

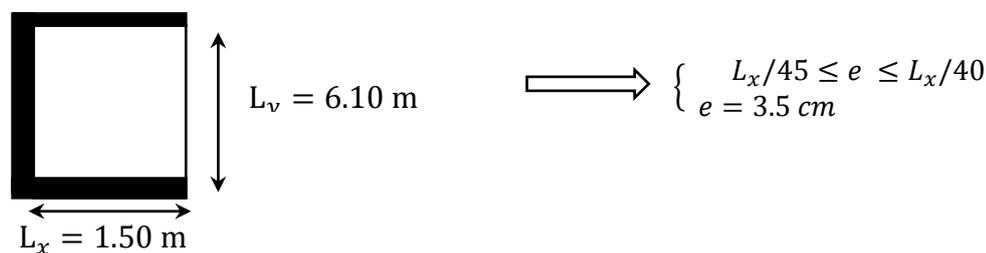
Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépende du nombre d'appuis sur les quels repose cette dernière.

**1.2.1. Types de dalles pleines (Annexe 5)**

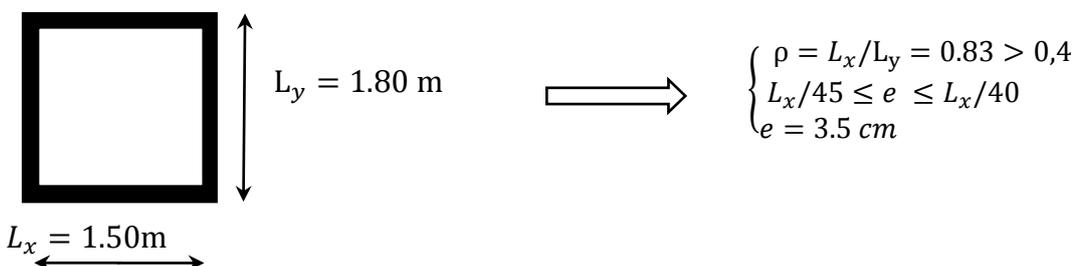
➤ **Dalle (D8) sur deux appuis**



➤ **Dalle (D5) sur trois appuis**



➤ **Dalle (D10) sur quatre appuis**



➤ **Critère de résistance au feu**

$$\begin{cases} e \geq 07 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour une heure de coupe feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{pour trois heures de coupe feu} \end{cases}$$

➤ **Isolation phonique**

$$e \geq 14 \text{ cm} \quad (\text{CBA93})$$

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère d'isolation phonique qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines l'épaisseur **e=15 cm**.

## 2. Pré dimensionnement des poutres

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante :

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

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

### 2.1. Poutres Principales (PP)

$$L_{max} = 6,40 - 0,30 = 6,10 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (30*30) \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc } 40,66 \text{ cm} \leq h \leq 61 \text{ cm}$$

On prend  $h = 45 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,5 < 4 & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

### 2.2. Poutres Secondaires (PS)

$$L_{max} = 5,10 - 0,30 = 4,80 \text{ m}$$

$$32 \text{ cm} \leq h \leq 48,00 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,33 < 4 & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

## 3. Pré dimensionnement des voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max \left( \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- $h_e$  : hauteur libre d'étage (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)
- $e$  : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

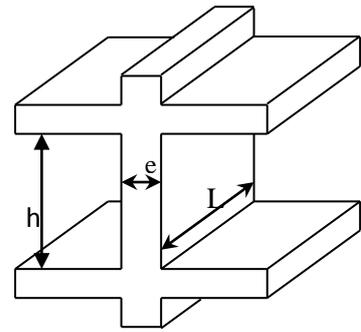
➤ **Sous-sols et autres niveaux**

$$h_e = 289 - 24 = 2,65 \text{ m}$$

Ce qui donne  $e = 13.25 \text{ cm}$

Au final on prend

$e = 15 \text{ cm}$  pour Sous sols et autres niveaux



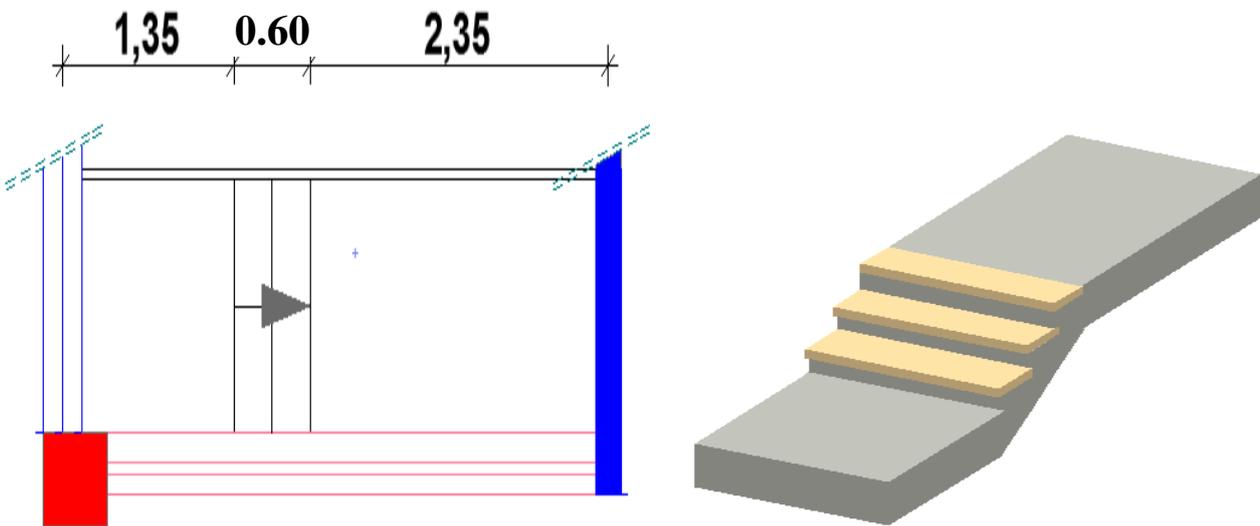
**Figure II.4.** Coupe transversale d'un voile

**4. Pré dimensionnement des escaliers**

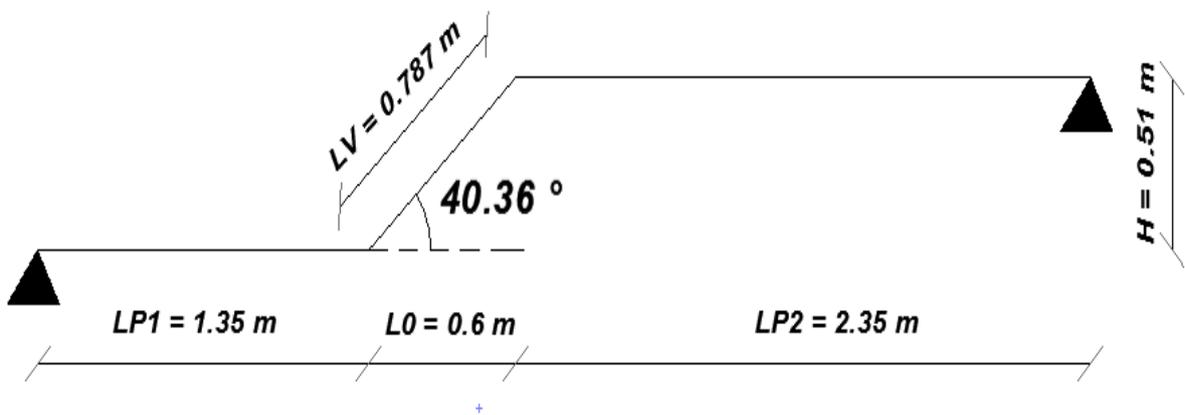
L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

**4.1. Type 1 : Escalier droit à une volées (de niveau -0,51 à +00,00 m)**



**Figure II.5.** Vue en plan et 3D du type 1



**Figure II.6.** Schéma de l'escalier droit à une volée

H : la hauteur du palier ;

$L_0$  : longueur projetée de la volée ;

$L_v$  : longueur de la volée ;

$L_p$  : longueur du palier de repos ;

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

**- La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**

- la hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm.
- le giron (g), se situe entre 25 et 32 cm.

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \quad (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donné par  $n = H/h$

On fixant la hauteur des contre marches h à 17 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :  $n = 51/17 = 3$  contre marches

$\Rightarrow$  le nombre de marche est  $(n - 1) = 2$  marches

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron  $g = 30$  cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

**- Angle de raccordement  $\alpha$**

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L_0} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{0,51}{0,60} \right) = 40,36^\circ$$

**- Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \Leftrightarrow 14,96 \text{ cm} \leq e \leq 22,44 \text{ cm}$$

... .. pour 2 heures de coupe feu

Avec  $L = L_v + L_{p1}$  : la longueur développée

Soit  $e = 18 \text{ cm}$

**Tableau II.1.** Dimensionnement du premier type d'escalier

H(m)	h (m)	n	g (m)	$L_0$ (m)	$L_{p1}$ (m)	$L_{p2}$ (m)	L(m)	$\alpha$	E (m)
0,51	0.17	3	0.30	0,60	1,35	2,35	4,49	40,36°	0.18

4.2. Type 2 : Escalier du RDC et étages courants (trois volées) :

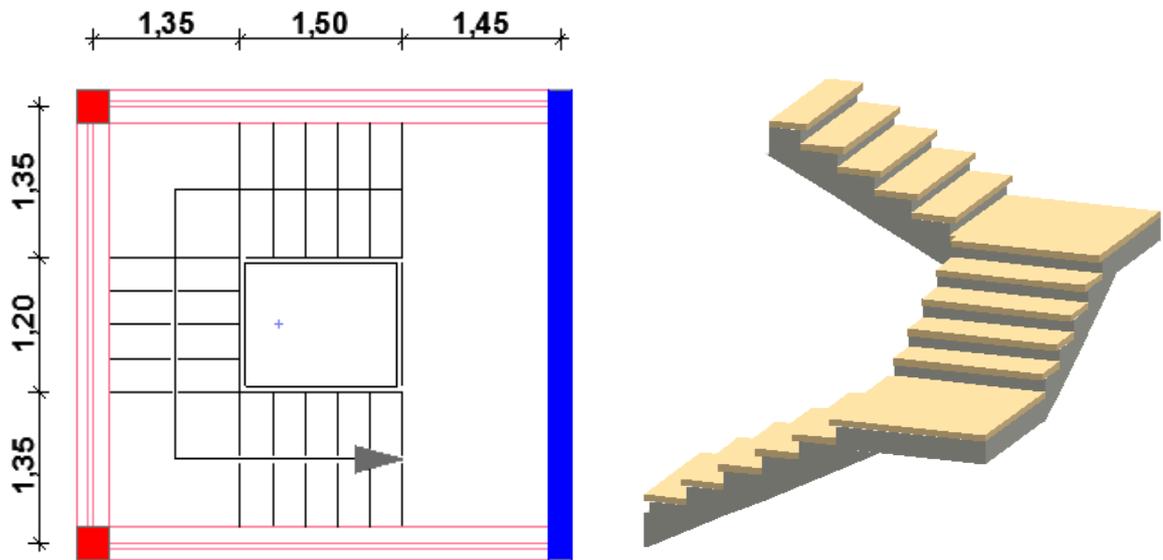


Figure II.7. Vue en plan 2 et en 3D du type 2

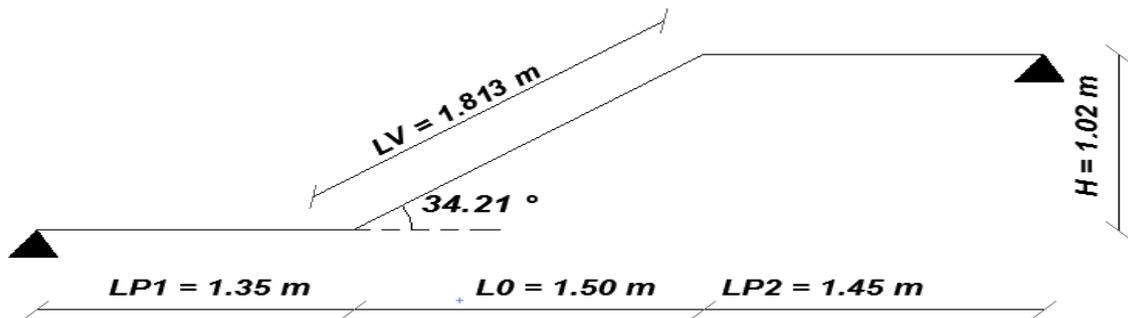


Figure II.8. Schéma de l'escalier droit à trois volées

Tableau II.2. Dimensionnement du premier et la troisième volée

H (m)	h (m)	N	g (cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>p1</sub> (m)	L <sub>p2</sub> (m)	L (m)	α	E (cm)
1,02	0,17	6	30	1,50	1,35	1,45	4,61	34,21°	18

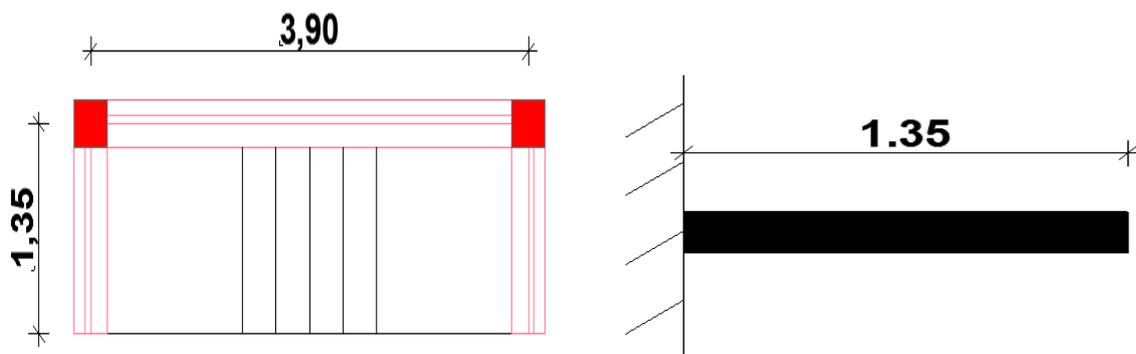


Figure II.9. Vue en plan et Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée type 2

**Tableau II.3.** Dimensionnement de la deuxième volée

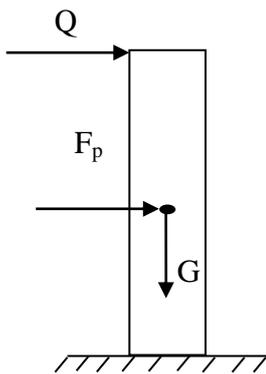
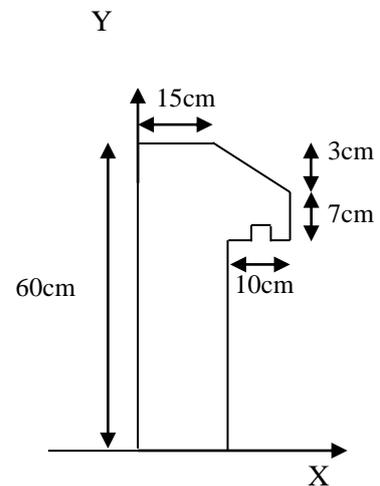
H (m)	h (m)	n	g (m)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>p1</sub> (m)	L <sub>p2</sub> (m)	L (m)	$\alpha$	E (m)
0,85	0.17	5	0.30	1,20	1.35	1,35	4,17	35.31	0.18

### 5 - L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture (**figure II-11**).

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique). La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

**Figure II.10.** Modèle de calcul de l'acrotère**Figure II.11.** Coupe transversale de l'acrotère.

### 6. Evaluation des charges et des surcharges

**Tableau II.4.** Évaluation des charges revenant à l'acrotère

Désignation des éléments	Épaisseur (cm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0,0985	25	2.46
Enduit de ciment intérieur	2	0,0154	18	0.27
Enduit de ciment extérieur	2	0,012	18	0.216
<b>Charge permanente totale G</b>				<b>2.94</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

**Tableau II.5.** Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,20+0,04	3,30
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,73</b>
<b>Q étages courant</b>				<b>1,5</b>

**Tableau II.6.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Corps creux	/	0,20+0,04	3,30
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,70</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

**Tableau II.7.** Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
6	cloison	/	/	1
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,18</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

**Tableau II.8.** Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,18</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>3,5</b>

**Tableau II.9.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,20+0,04	3,30
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
7	Forme de pente	22	0,1	2,2
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,93</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

**Tableau II.10.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Étanchéité Multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,015	0,33
4	dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,28</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1</b>

**Tableau II.11.** Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs

N°	Couches	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>2,74</b>

**Tableau II.12.**Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N°	Couche		Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Type 1	Type 2	
					Volée 1	Volée 1 et 3	Volée 2
1	dalle pleine		25	0,18/cos( $\alpha$ )	5,90	5,44	5,51
2	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		Vertical	20	0,02h/g	0,23	0,24	0,24
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4
		vertical	20	0,02h/g	0,23	0,24	0,24
4	Enduit de ciment		18	0,015/cos( $\alpha$ )	0,35	0,32	0,33
5	poids des marches		22	h/2	1,87	1,98	1,98
6	Garde de corps		/	/	0,6	0,6	0,6
<b>Charge permanent G<sub>vi</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>					<b>9,98</b>	<b>9,62</b>	<b>9.70</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>					<b>2.5</b>		

**Tableau II.13.** Charges permanente et d'exploitation revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	dalle pleine	25	0,18	4,5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,93</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>2,5</b>

**Tableau II.14.** Évaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
6	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
7	Forme de pente	22	0,015	0,33
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,51</b>
<b>charge d'exploitation Q</b>				<b>1,5</b>

## 7. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance ;
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement);

3- Conditions de RPA 99/version 2003 ;

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités :

**P.B2** : poteau au niveau de la cage d'escalier.

**P.B4** : poteau de rive.

Pour avoir le cas le plus défavorable, on va considérer des poteaux (30×30) cm<sup>2</sup> pour le calcul des surfaces afférentes, et des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres de ces derniers.

**Tableau II.15.** Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b × h) cm <sup>2</sup>	poids propre g (KN) g = h b H <sub>e</sub> γ <sub>c</sub>
Sous-sol	50 × 50	18,06
RDC		18,06
Etages 1, 2 et 3	45 × 45	14,63
Etages 4 et 5	40 × 40	11,56
Duplexes niveau 1 et 2	35 × 35	8,85
Niveau 8	30 × 30	6,50

Avec :

γ<sub>c</sub> = 25 KN/m<sup>3</sup> : poids volumique du béton.

H<sub>e</sub> : hauteur du poteau = 2,89 m

**7.1. Pré dimensionnement du Poteau (P.B2)**

❖ Les surfaces afférentes

➤ Niveau 8 (Terrasse inaccessible)

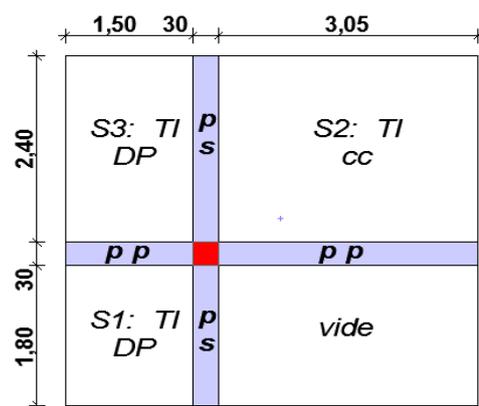
$$\begin{cases} S1 = 2,70 \text{ m}^2 \\ S2 = 7,32 \text{ m}^2 \\ S3 = 3,60 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4,55 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,45 * 4,55 = 15,36 \text{ KN} \\ G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,40 * 4,20 = 12,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 27,96 \text{ KN}$$



**Figure II.12.** Surface afférente du niveau 8

**T.I** : terrasse inaccessible ; **D.P** : dalle pleine ; **C.C** : corps creux **PP** : poutre principale ;

**PS** : poutre secondaire.

➤ Niveau 7 (Terrasse accessible)

$$\begin{cases} S1 = 3,06 \text{ m}^2 \\ S2 = 6,92 \text{ m}^2 \\ S3 = 4,08 \text{ m}^2 \\ Sv1 = 1,80 \text{ m}^2 \\ Sv2 = 0,72 \text{ m}^2 \\ Spl = Spl1 + Spl2 = 2,07 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4,75 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 16,03 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 28,63 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = (G_{v1} * S_{v1}) + (G_{v2} * S_{v2}) = 1,80 * 9,62 + 0,72 * 9,70$$

$$\Rightarrow g_{volée} = 24,30 \text{ KN}$$

$$g_{plier} = G_{pl} * S_{pl} = 5,93 * 2,07$$

$$\Rightarrow g_{plier} = 12,27 \text{ KN}$$

HA :Habitation

➤ Niveau 6

$$\begin{cases} S1 = 3,06 \text{ m}^2 \\ S2 = 6,92 \text{ m}^2 \\ S3 = 4,08 \text{ m}^2 \\ Sv1 = 1,80 \text{ m}^2 \\ Sv2 = 0,72 \text{ m}^2 \\ Spl = Spl1 + Spl2 = 2,07 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4,75 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 16,03 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 28,63 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = (G_{v1} * S_{v1}) + (G_{v2} * S_{v2}) = 1,80 * 9,62 + 0,72 * 9,70$$

$$\Rightarrow g_{volée} = 24,30 \text{ KN}$$

$$g_{plier} = G_{pl} * S_{pl} = 5,93 * 2,07$$

$$\Rightarrow g_{plier} = 12,27 \text{ KN}$$

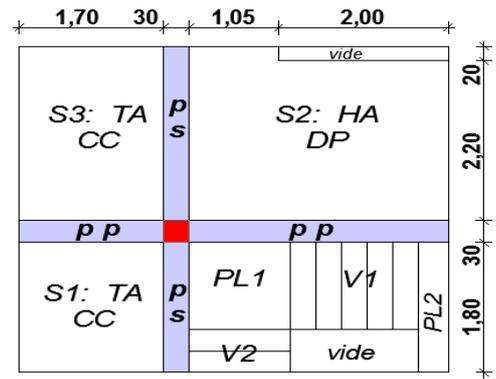


Figure II.13. Surface afférente du niveau 7

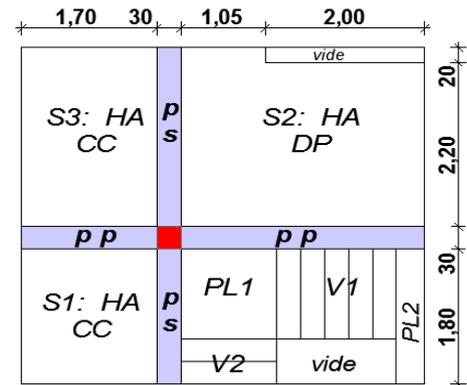


Figure II.14. Surface afférente du niveau 6

➤ De Niveau 5 à RDC

$$\begin{cases} S1 = 3,06 \text{ m}^2 \\ S2 = 7,32 \text{ m}^2 \\ S3 = 4,08 \text{ m}^2 \\ Sv1 = 1,80 \text{ m}^2 \\ Sv2 = 0,72 \text{ m}^2 \\ Spl = Spl1 + Spl2 = 2,07 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 4,75 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 16,03 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow g_{poutres} = 28,63 \text{ KN}$$

$$g_{volée} = (G_{v1} * S_{v1}) + (G_{v2} * S_{v2})$$

$$= 1,80 * 9,62 + 0,72 * 9,70$$

$$\Rightarrow g_{volée} = 24,30 \text{ KN}$$

$$g_{plier} = G_{pl} * S_{pl} = 5,93 * 2,07$$

$$\Rightarrow g_{plier} = 12,27 \text{ KN}$$

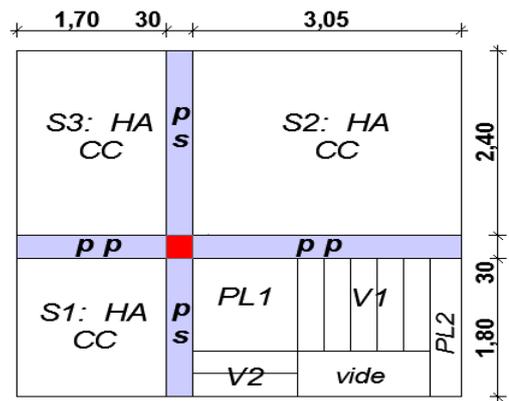


Figure II.15. Surface afférente du De Niveau 5 à RDC

➤ **Sous-sol**

$$\begin{cases} S1 = 3,06 \text{ m}^2 \\ S2 = 7,32 \text{ m}^2 \\ S3 = 4,08 \text{ m}^2 \\ S4 = 5,49 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$g_{poutres} = 28,63 \text{ KN}$$

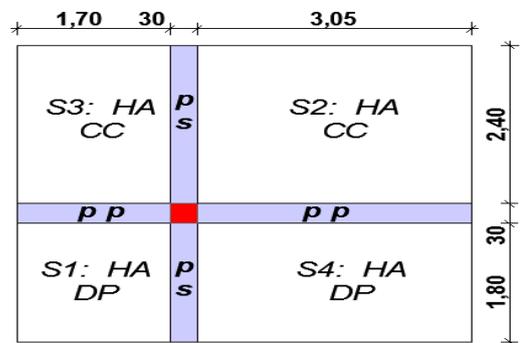


Figure II.16. Surface afférente du sous-sol

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour  $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + (3 + n)/(2 * n) \sum_1^n Q_i$

$n$  : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (P.B2) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau II.16.** Résultats de la descente de charge du poteau (P.B2)

Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 8	0	plancher	82,308	14,25
		poutres	27,96	
		poteau	6,50	

		verrière	0,0057	14,25
		l'acrotère	13,23	
		<b>SOMME</b>	<b>130,0037</b>	
étage 7	1	venant de 8	130,0037	46,815
		plancher	92,245	
		Escalier	36,57	
		poutres	28,63	
		poteaux	8,85	
		<b>SOMME</b>	<b>296,2987</b>	
étage 6	2	venant de 7	296,2987	76,1235
		plancher	86,1498	
		Escalier	36,57	
		poutres	28,63	
		poteaux	8,85	
		<b>SOMME</b>	<b>456,4985</b>	
étage 5	3	venant de 6	456,4985	102,7155
		plancher	82,8558	
		Escalier	36,57	
		poutres	28,63	
		poteaux	11,56	
		<b>SOMME</b>	<b>616,1143</b>	
étage 4	4	venant de 5	616,1143	125,361
		plancher	82,8558	
		Escalier	36,57	
		poutres	28,63	
		poteaux	11,56	
		<b>SOMME</b>	<b>775,7301</b>	
étage 3	5	venant de 4	775,7301	145,95
		plancher	82,8558	
		Escalier	36,57	
		poutres	28,63	
		poteaux	14,63	
		<b>SOMME</b>	<b>938,4159</b>	
étage 2	6	venant de 3	938,4159	162,5925
		plancher	82,8558	
		Escalier	36,57	
		poutres	28,63	
		poteaux	14,63	
		<b>SOMME</b>	<b>1101,1017</b>	
étage 1	7	venant de 2	1101,1017	179,1980
		plancher	82,8558	
		Escalier	36,57	
		poutres	28,63	
		poteaux	14,63	
		<b>SOMME</b>	<b>1263,7875</b>	
RDC	8	venant de 1	1263,7875	195,8325
		plancher	82,8558	
		Escalier	36,57	
		poutres	28,63	

		poteaux	18,06	
		<b>SOMME</b>	1429,9033	195,8325
<b>Sous-sols</b>	9	venant de RDC	1429,9033	210,2603
		plancher	118,161	
		poutres	28,63	
		poteaux	18,06	
		<b>SOMME</b>	G = 1594,7543	Q = 210,2603
		<b>ELU</b>	1,35G = 2152,9183 KN	1,5Q = 315,3905
		<b>Effort normal à la base du poteau</b>	<b>N<sub>u</sub>' = 2468,3087 KN</b>	

Avec  $N_u' = 1,35 G + 1,5 Q$

**7.2. Pré dimensionnement du Poteau (P.B4)**

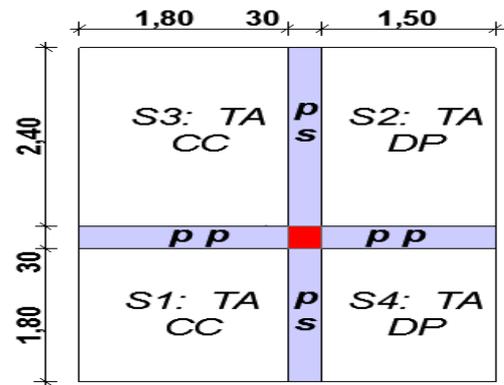
❖ **Les surfaces afférentes**

➤ **Niveau 7 (terrasse accessible)**

$$\begin{cases} S1 = 3,24 \text{ m}^2 \\ S2 = 3,60 \text{ m}^2 \\ S3 = 4,32 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,07 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,30 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 11,13 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12,60 \text{ KN} \end{cases}$$

⇒  $g_{poutres} = 23,73 \text{ KN}$



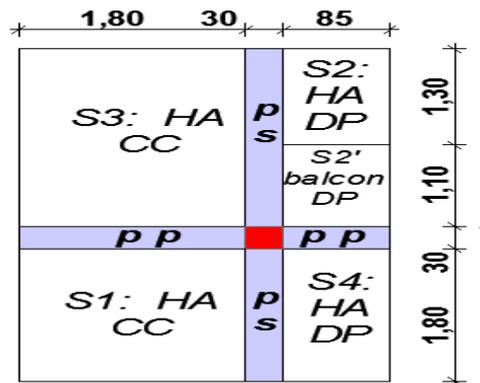
**Figure II.17.** Surface afférente du niveau 7

➤ **Niveau 6 à 1**

$$\begin{cases} S1 = 3,24 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,105 \text{ m}^2 \\ S2' = 0,935 \text{ m}^2 \\ S3 = 4,32 \text{ m}^2 \\ S4 = 2,07 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 2,65 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 8,94 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12,60 \text{ KN} \end{cases}$$

⇒  $g_{poutres} = 21,54 \text{ KN}$



**Figure II.18.** Surface afférente du niveau 6 à 1

➤ RDC

$$\begin{cases} S1 = 3,24 \text{ m}^2 \\ S2 = 1,04 \text{ m}^2 \\ S2' = 0,88 \text{ m}^2 \\ S2'' = 0,68 \text{ m}^2 \\ S3 = 4,32 \text{ m}^2 \\ S4 = 1,44 \text{ m}^2 \\ S4' = 1,26 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,30 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 11,13 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12,60 \text{ KN} \end{cases}$$

⇒  $g_{poutres} = 23,73 \text{ KN}$

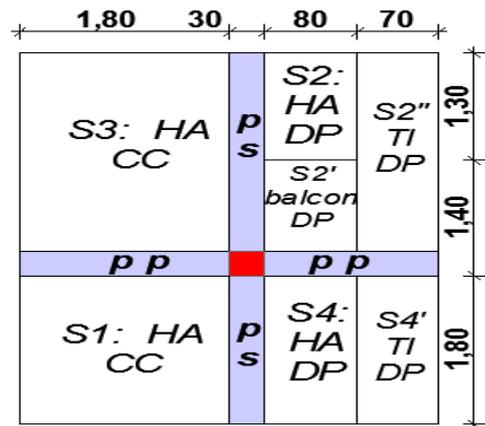


Figure II.19. Surface afférente du R.D.C

➤ Niveau sous-sol

$$\begin{cases} S1 = 2,34 \text{ m}^2 \\ S2 = 4,32 \text{ m}^2 \\ SV3 = 0,24 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 1,80 \text{ m} \\ L_{ps} = 4,20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g_{pp} = 6,075 \text{ KN} \\ g_{ps} = 12,60 \text{ KN} \end{cases}$$

⇒  $g_{poutres} = 18,675 \text{ KN}$

⇒  $g_{poutres \text{ chainage}} = 4,05 \text{ KN}$

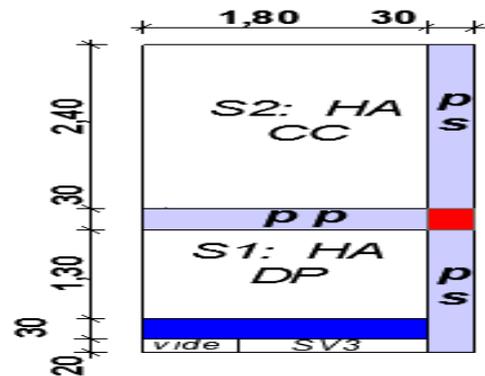


Figure II.20. Surface afférente du sous-sol

Les résultats de la descente de charge concernant le poteau (P.B4) sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau II.17. Résultats de la descente de charge du poteau (P.B4)

Etage	Niveau	Elément	poids propres G(KN)	surcharges Q(KN)
étage 7	0	plancher	89,9829	19,845
		poutres	23,7375	
		poteaux	8,85	
	<b>SOMME</b>		122,5704	19,845
étage 6	1	venant de 7	122,5704	39,22
		plancher	65,0186	
		poutres	21,5437	
		poteaux	8,85	
<b>SOMME</b>		217,9827	39,22	
étage 5	2	venant de 6	217,9827	56,6575
		plancher	65,0186	
		poutres	21,5437	
		poteaux	11,56	
<b>SOMME</b>		316,105	56,6575	

étage 4	3	venant de 5	316,105	72,1575
		plancher	65,105	
		poutres	21,5437	
		poteaux	11,56	
	<b>SOMME</b>		414,2273	72,1575
étage 3	4	venant de 4	414,2273	85,72
		plancher	65,0186	
		poutres	21,5437	
		poteaux	14,63	
	<b>SOMME</b>		515,4196	85,72
étage 2	5	venant de 3	515,4196	97,345
		plancher	65,0186	
		poutres	21,5437	
		poteaux	14,63	
	<b>SOMME</b>		616,6119	97,345
étage 1	6	venant de 2	616,6119	107,0325
		plancher	65,0186	
		poutres	21,5437	
		poteaux	14,63	
	<b>SOMME</b>		717,8042	107,0325
étage RDC	7	venant de 1	717,8042	112,5838
		plancher	73,3476	
		poutres	23,73	
		poteaux	18,06	
	<b>SOMME</b>		832,9418	112,5838
étage sous-sols	8	venant de RDC	832,9418	115,985
		plancher	37,6938	
		poutres	22,725	
		poteaux	18,06	
	<b>SOMME</b>		911,4206	115,985

**En résumé :**

$$N'_u(\text{P.B2}) = 2468,3087 \text{ KN}$$

$$N'_u(\text{P.B4}) = 1404,3953 \text{ KN}$$

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau **(P.B2)** au niveau de la cage d'escalier.

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort  $N_u$  comme suit :

- { 10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- { 15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort  $N_u$  sera majoré de 10%.

$$N_u = 1,1 N'_u = 1,1 \times 2468,3087$$

$$N_u = 2715,1395 \text{ KN.}$$

**7.2.3. Vérifications à faire**

➤ **Vérification à la compression simple**

**Exemple de calcul**

❖ **Vérification du poteau à la base (poteau du sous-sol) (50\*50) cm<sup>2</sup> »**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2715,1395 \times 10^{-3}}{14,2}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,1912 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (poteau du sous-sol)  $B = 0,50 \times 0,50 = 0,25 \text{ m}^2$

Donc  $B = 0,25 \text{ m}^2 \geq 0,1912 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

**Tableau II.18.** Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etages	Nu (KN)	Comparaison ( $B \geq B^{calc}$ )		Observation
		B (m <sup>2</sup> )	B <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )	
8	216,567	0,09	0,015	Vérifiée
7	517,242	0,1225	0,036	Vérifiée
6	803,504	0,1225	0,056	Vérifiée
5	1084,441	0,16	0,075	Vérifiée
4	1358,804	0,16	0,095	Vérifiée
3	1634,365	0,2025	0,114	Vérifiée
2	1903,743	0,2025	0,134	Vérifiée
1	2172,401	0,2025	0,153	Vérifiée
RDC	2446,430	0,25	0,172	Vérifiée
Sous-sol	2715,139	0,25	0,191	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement**

D'après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ cm}^2$  : section réduite du poteau.

- $\alpha$  : coefficient réducteur qui est en fonction de l'élanement ( $\lambda$ )
- $A_s$ : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400$  MPa

On a

$$\alpha = f(\lambda) \text{ avec } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = l_f / i$$

Tel que :

$l_f = 0,7 \times L_0$ : Longueur de flambement.

$L_0$ : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} : \text{moment d'inertie}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} : \text{rayon de giration}$$

### Exemple de calcul

#### ❖ Vérification du poteau à la base (poteau du sous-sol)

On a :  $L_0 = 2,89 - 0,45 = 2,44 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1,708 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,50^2}{12}} = 0,1443 \text{ m}$$

Ce qui donne :  $\lambda = 1,708 / 0,1443 = 11,433 < 50$

donc 
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} = 0,8310$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$$

On prend  $A_s = 1 \% B_r$

D'après la formule (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28} / (0,9 \times \gamma_b) + f_e / (100 \times \gamma_s))}$$

Or dans notre cas,  $B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4}$

$$B_r = 0,2304 \text{ m}^2 > 0,148 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau II.19.** Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Niveau	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	$Br^{calc}$	
8	216,567	0,0856	19,9532	0,7981	0,0784	0,013	Vérifiée
7	517,242	0,1010	16,9108	0,8120	0,1089	0,029	Vérifiée
6	803,504			0,8120	0,1089	0,045	Vérifiée
5	1084,441	0,1154	14,8006	0,8206	0,1444	0,058	Vérifiée
4	1358,804			0,8206	0,1444	0,075	Vérifiée
3	1634,365	0,1299	13,1485	0,8266	0,1849	0,090	Vérifiée
2	1903,743			0,8266	0,1849	0,105	Vérifiée
1	2172,401			0,8266	0,1849	0,119	Vérifiée
RDC	2446,530	0,1443	11,8363	0,8309	0,2304	0,136	Vérifiée
Sous-sol	2715,139		11,8363	0,8309	0,2304	0,149	Vérifiée

➤ **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone II a, donc la section des poteaux doit répondre aux exigences suivantes

$$\begin{cases} \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 13,25 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

### 8. Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter pour les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- Plancher à corps creux (20+4) cm
- Dalle pleines = 15 cm
- Epaisseur des paillasse  $e = 18 \text{ cm}$
- Epaisseur des Voiles  $e = 15 \text{ cm}$  pour sous – sol et autres niveaux
- Poutres Principales (45×30)  $\text{cm}^2$
- Poutres Secondaires (40×30)  $\text{cm}^2$
- Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau II.20.** Dimensions des poteaux

Niveaux	RDC et sous-sols	Étages 1, 2 et 3	Étages 4 et 5	Étages 7 et 6	Étages 8
Dimensions	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35	30 × 30

# Chapitre III

**Chapitre III :**

# Calcul Des Eléments Secondaires

## 1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- ✓ la dalle d'ascenseur ;
- ✓ les poutres de chaînage ;
- ✓ l'acrotère ;
- ✓ les escaliers.

## 2. Calcul des planchers

### 2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle .
- ✓ Dalle de compression.

#### 2.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

##### ❖ Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)

##### ❖ Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$  ;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$  ;
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;

4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ ).

❖ **Application de la méthode Moments aux appuis ( $M_a < 0$ )**

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

- $M_0$ : moment isostatique maximal dans la travée.

**Moments en travées**

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$  : degré de surcharge ;
- $M_g$  : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- $M_d$  : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

**Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$$V = V_0 = ql/2 \quad \text{Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :}$$

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 & \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 & \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

➤ **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)**

❖ **Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ( $Q > \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$ ).

❖ **Principe de la méthode**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ **Application de la méthode**

**Moment en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

**Moment en appui**

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

- $l'_g, l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $q_g, q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l. ....travée intermédiaire. \\ l .....travée de rive. \end{cases}$

**Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- $M_i$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_{i+1}$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- $l_i$  : Portée de la travée.

**Remarque**

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par  $G' = 2/3 G$ .

➤ **Types de poutrelles**

On distingue quatre types de poutrelles :

**Tableau III.1.** Types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

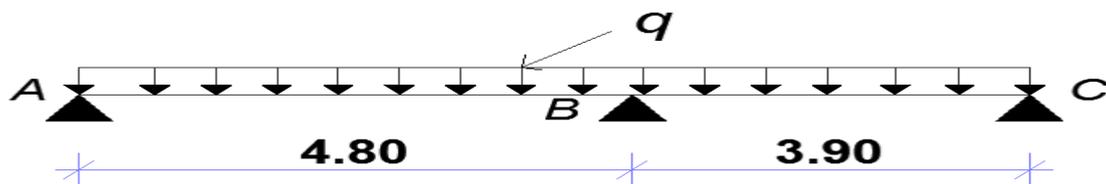
**Tableau III.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 2	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 5KN/\leq \min(5KN/m^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = constant \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Types 1	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 3 et 4	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Pour l'étude des poutrelles, on exposera deux exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 2 du plancher terrasse accessible et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 1 du terrasse accessible).

**. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 2 (terrasse accessible))**

➤ **Schéma statique**



**Figure III.1.** Schéma statique de la poutrelle

Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.3.** Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m <sup>2</sup> )		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Terrasse accessible	06,93	1,5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 11,60$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 7,54$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 8,43$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 5,48$

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

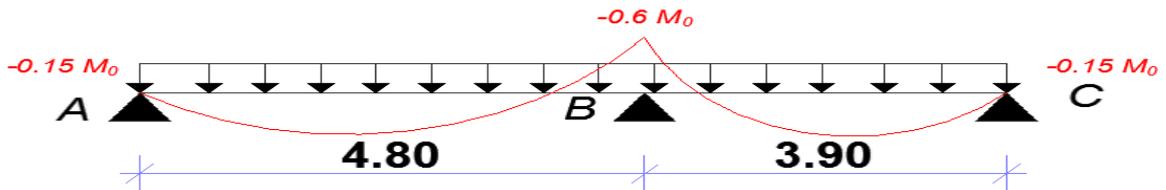
On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

✓ **Calcul des moments**

**Moments isostatiques**

On a  $M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 21,71 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 15,78 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Moments aux appuis**



**Figure III.2.** Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées

✓ **appui intermédiaire**

$M_a^{int} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = - 13,03 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = - 9,47 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **appuis de rives**

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003 (**Art 7.10/a**) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal :  $M_a^{rive} = -0,15 M_0$

Avec :  $M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

Donc  $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = - 3,25 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = - 2,36 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Moments en travées**

**Travée AB**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$

$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ (travée intermédiaire)} \end{cases} \dots \dots \dots (2)$

$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{8,43} = 0,177$

$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,05 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6265 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,75 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,6265 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$

D'où,  $M_t = 0,75 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 16,28 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 11,83 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Travée BC**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

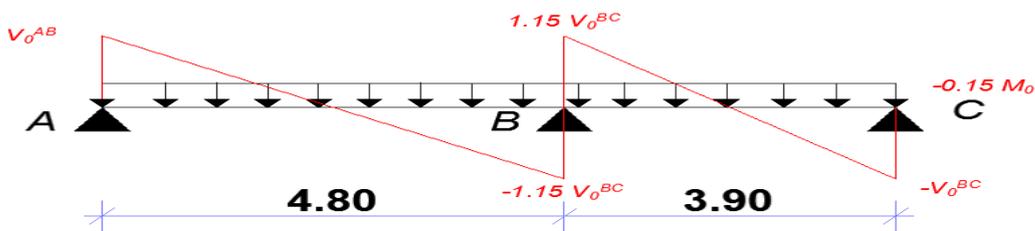
$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{8,43} = 0,177$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,05 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6265 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,75 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,6265 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où,  $M_t = 0,75 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 8,97 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 6,51 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**



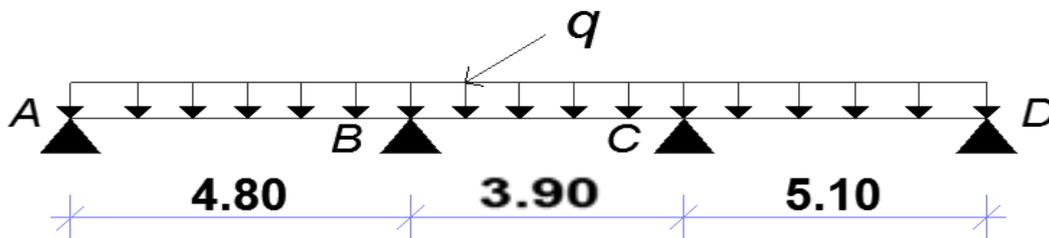
**Figure III.3.** Diagramme des efforts tranchants aux appuis d'une poutre à 2 travées

On a :  $V_0 = ql/2$  : Effort tranchant isostatique.

Travée AB :  $\begin{cases} V_A = 18,09 \text{ KN} \\ V_B = -20,81 \text{ KN} \end{cases}$       Travée BC :  $\begin{cases} V_B = 16,91 \text{ KN} \\ V_C = -14,70 \text{ KN} \end{cases}$

**2.1.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 1 (terrasse accessible))**

➤ **Schéma statique**



**Figure III.4.** Schéma statique de la poutrelle type 1 (terrasse accessible)

➤ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle**

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,90}{5,10} = 0,76 \notin [0,8 ; 1,25]$$

### Calcul des moments

#### ✓ Moments aux appuis

$$G' = 2/3G = 4,62 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q' = \begin{cases} \text{ELU: } 5,52 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } 3,98 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M_A = M_D = -0,15 M_{0,3} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,3} = \begin{cases} \text{ELU: } 17,95 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 12,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_D = \begin{cases} \text{ELU: } -2,69 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -1,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} \text{ELU: } -\frac{5,52 \times (4,8)^3 + 5,52 \times (0,8 \times 3,9)^3}{8,5 \times (4,8 + 0,8 \times 3,9)} \\ \text{ELS: } -\frac{3,98 \times (4,8)^3 + 3,98 \times (0,8 \times 3,9)^3}{8,5 \times (4,8 + 0,8 \times 3,9)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_B = \begin{cases} \text{ELU: } -11,55 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -8,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_C = -\frac{q'_g \times l'_g{}^3 + q'_d \times l'_d{}^3}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} \text{ELU: } -\frac{5,52 \times (5,10)^3 + 5,52 \times (0,8 \times 3,9)^3}{8,5 \times (5,10 + 0,8 \times 3,9)} \\ \text{ELS: } -\frac{3,98 \times (5,10)^3 + 3,98 \times (0,8 \times 3,9)^3}{8,5 \times (5,10 + 0,8 \times 3,9)} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_C = \begin{cases} \text{ELU: } -12,88 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -9,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ✓ Moments en travées

##### Travée AB

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{4,8}{2} - \frac{11,55}{7,54 \times 4,8} = 2,08 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 2,83 q = \begin{cases} \text{ELU: } 21,33 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 15,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 21,33 - 11,55 \times 2,08/4,8 = 16,32 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 15,51 - 8,33 \times 2,08/4,8 = 11,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{3,9}{2} + \frac{11,55 - 12,88}{7,54 \times 3,9} = 1,905 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 1,90 q = \begin{cases} \text{ELU: } 14,33 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 10,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU: 14,33 - 11,55 \times \left(1 - \frac{1,905}{3,9}\right) - \left(12,88 \times \frac{1,905}{3,9}\right) = 2,14 \text{ KN.m} \\ ELS: 10,41 - 8,33 \times \left(1 - \frac{1,905}{3,9}\right) - \left(9,29 \times \frac{1,905}{3,9}\right) = 1,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée CD**

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{5,1}{2} + \frac{12,88}{7,54 \times 5,1} = 2,88 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} (l - x_0) = 3,19 q = \begin{cases} ELU: 24,05 \text{ KN.m} \\ ELS: 17,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU: 24,05 - 12,88 \times \left(1 - \frac{2,88}{5,1}\right) = 18,44 \text{ KN.m} \\ ELS: 17,48 - 9,29 \times \left(1 - \frac{2,88}{5,1}\right) = 13,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

on a: 
$$V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{7,54 \times 4,8}{2} - \frac{11,55}{4,8} = 15,69 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{7,54 \times 4,8}{2} - \frac{11,55}{4,8} = -20,50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} V_B = \frac{7,54 \times 3,9}{2} + \frac{12,88 - 11,55}{3,9} = 15,04 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{7,54 \times 3,9}{2} + \frac{12,88 - 11,55}{3,9} = -14,36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD: } \begin{cases} V_B = \frac{7,54 \times 5,1}{2} - \frac{12,88}{5,1} = 16,70 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{7,54 \times 5,1}{2} - \frac{12,88}{5,1} = -21,75 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau III.4.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de sous-sol, RDC et l'étage 1 à 6.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-2,35	-11,22	15,82	18,75	-1,69	-8,07	11,50
<b>T3</b>	-3,16	/	21,10	16,55	-2,29	/	15,27
<b>T4</b>	-2,80	/	18,69	15,55	-2,03	/	13,53
<b>Max</b>	-3,16	-11,22	21,10	18,75	-2,29	-8,07	15,27

**Tableau III.5.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de l'étage 7  
(Duplexe niveau 2)

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-2,35	-11,22	15,82	18,75	-1,69	-8,07	11,50
<b>T1 (terrasse accessible)</b>	-2,68	-12,55	18,63	21,69	-1,94	-9,06	13,56
<b>T3</b>	-3,16	/	21,10	16,55	-2,29	/	15,27
<b>T4</b>	-2,80	/	18,69	15,55	-2,03	/	13,53
<b>Max</b>	-3,16	-12,55	21,10	21,69	-2,29	-9,06	15,27

**Tableau III.6.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de terrasse accessible

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-2,69	-12,88	18,44	21,75	-1,94	-9,29	13,44
<b>T2</b>	-3,25	-13,03	16,28	20,81	-2,36	-9,45	11,83
<b>T3</b>	-3,16	/	21,10	16,55	-2,29	/	15,27
<b>T4</b>	-2,80	/	18,69	15,55	-2,03	/	13,53
<b>Max</b>	-3,25	-13,03	21,10	21,75	-2,36	-9,45	15,27

**Tableau III.7.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de terrasse inaccessible.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>T1</b>	-2,38	-11,38	16,89	19,69	-1,73	-8,28	12,35
<b>T3</b>	-3,24	/	22,27	17,47	-2,44	/	16,28
<b>T4</b>	-2,95	/	19,73	16,44	-2,16	/	14,43
<b>Max</b>	-3,24	-11,38	22,27	17,47	-2,44	-8,28	16,28

#### 2.1.4. Ferrailage des poutrelles

##### ➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 4 groupes de ferrailage :

**Tableau III.8.** Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
sous-sol, RDC Et l'étage 1 à 6	-3,16	-11,22	21,10	18,75	-2,29	-8,07	15,27
Etage7 (duplexe niveau 2)	-3,16	-12,55	21,10	21,69	-2,29	-9,06	15,27
terrasse accessible	-3,25	-13,03	21,10	21,75	-2,36	-9,45	15,27
terrasse inaccessible	-3,24	-11,38	22,27	17,47	-2,44	-8,28	16,28

• Exemple de calcul (type 1 sous-sol, RDC et l'étage 1 à 6)

Données

$$ELU \begin{cases} M_t = 21,10 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -11,22 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3,16 \text{ KN.m} \\ V = 18,75 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 15,27 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -8,07 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Données :  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 10 \text{ cm}$  ;  $h = 24 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28c} = 25 \text{ MPa}$

➤ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression  $M_{Tu}$  :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left( 0,216 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 0,0723 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,02110 \text{ MN.m} \Rightarrow$  Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,02110}{14,2 \times 0,65 \times 0,216^2} = 0,048 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc  $A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047}] = 0,062$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,216(1 - 0,4 \times 0,060) = 0,210 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,02110}{0,21 \times 348} = 2,87 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,87 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,27 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,99 \text{ cm}^2 < A_t = 2,87 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ( $b_0 \times h$ ).

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{11,22 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,216^2} = 0,169 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,169 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,233 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,195 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 1,64 \text{ cm}^2$$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{3,16 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,216^2} = 0,047 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,061 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,210 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{3,16 \times 10^{-3}}{0,215 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_a^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Choix des barres**

$$\text{En travée :} \dots\dots\dots A = 2,87 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui intermédiaire :} \dots\dots A = 1,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui de rive :} \dots\dots\dots A = 0,43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage transversal**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm}; 6,85 \text{ mm}; 10\text{mm})$$

$$\text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{D'où, } A_t = 2\phi_8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

**Vérifications nécessaires****Vérifications à l'ELU****✓ Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 18,75 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,216) = 0,86 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc,  $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

**✓ Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 19,4 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 101 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 146,90 \text{ cm}$$

D'où,  $St = 15 \text{ cm}$

**✓ Vérification des armatures longitudinales  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant  $V_u$** **❖ Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \quad \Rightarrow \quad A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 18,75 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,539 \text{ cm}^2$$

Or  $A_l = 2HA12 + 2HA10 = 3,84 \text{ cm}^2 > 0,539 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

**❖ Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d} \right) \quad \Rightarrow \quad A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 18,75 \times 10^{-3} - \frac{11,22 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,216} \right)$$

$A_l = -1,120 < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

**✓ Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 19,4 \text{ cm}$$

Ce qui donne :  $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 18,75 \text{ KN} < 129,495 \text{ KN}$  .....vérifiée

**✓ Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1,020 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

### Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes ;
- ✓ Vérification de la flèche.

#### ✓ Vérification des contraintes

#### ❖ En travée

- ✓ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -285,2 \text{ cm}^3 < 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en té.

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0$$

$$5y^2 + 265,75y - 1446,5 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne  $y = 4,85 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,85^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (4,85 - 4)^3 + 15 \times 3,05 \times (21,6 - 4,85)^2 \Rightarrow I = 15308,58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15,27 \times 10^{-3}}{15308,58 \times 10^{-8}} \times 4,85 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 4,83 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### ❖ En appui intermédiaire

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 13,12 \text{ cm}^3 > 0$$

⇒ calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ )

- ✓ Calcul de y et I

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 32,5 y^2 + 28,8 y - 633,6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 288,439 \quad \Rightarrow \quad y = 3,95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (3,95)^3}{3} + 15 \times 1,92(21,6 - 3,95)^2$$

$$I = 10307,30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,07 \times 10^{-3}}{10307,30 \times 10^{-8}} \times 3,95 \times 10^{-2}$$

Donc  $\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,09 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Vérification de la flèche**

❖ **Conditions de la vérification de la flèche**

**Données :**

$$l = 5,1 \text{ m} ; M_{0s} = 15,27 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 15,27 \text{ KN.m} ; M_{ts} = M_{0s}$$

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

1)  $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 24 \text{ cm} < 34 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,94 \text{ cm}^2$

3)  $L < 8 \text{ m}$

or  $A = 3,05 \text{ cm}^2 > 1,94 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{510}{1000} + 0,5 = 1,01 \text{ cm}$$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 révisé 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 12,11 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 9,09 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 15,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

avec:  $j = G - G^{revêtement} = 5,73 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,27) = 4,3 \text{ KN.m}$

✓ **Modules de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Coefficients  $\lambda, \mu$**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 3,03 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,212 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,05}{10 \times 22} = 1,41 \%$$

✓ **Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 198,75 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 149,19 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 250,62 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 15308,58 \text{ cm}^4 \\ y = 4,85 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,72 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,65 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,77 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$v = 0,0852 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2$$

$$D'où, I_0 = 31899,32 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 11028,81 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 11816,55 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 10527,51 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 18737,85 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 15,5 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 6,2 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 11,6 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 8,8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 12,01 \text{ mm} < \bar{f} = 10,1 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit augmenter la section d'acier et du béton.

Soit

$$\begin{cases} h = 24 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases} \quad A = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**Tableau III.9** .Evaluation de la flèche dans le plancher Sous-sol, RDC et l'étage 1 à 6

L (m)	M jser (KN.m)	M gser (KN. m)	M pser (KN.m)	Δf (cm)	f adm (cm)	As (cm <sup>2</sup> )
5,1	9,09	12,11	15,27	0,98	1,01	3,39

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 1 de Sous-sol + RDC et l'étage 1 à 6), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.10.** Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol + RDC et l'étage 1 à 6	Travée	21,10	0,045	0,058	0,220	2,76	1,77	3HA12=3,39
	Appui Inter	11,22	0,130	0,175	0,210	1,54	0,33	1HA12+1HA10 =1,92
	appui de rive	3,16	0,037	0,047	0,221	0,41	0,33	1HA10 = 0,79
Etage 7 (duplexe niveau 2)	Travée	21,10	0,045	0,058	0,220	2,76	1,77	3HA12 =3.39
	Appui Inter	12,55	0,145	0,197	0,207	1,74	0,33	1HA12+1HA10 =1,92
	appui de rive	3,16	0,037	0,047	0,221	0,41	0,33	1HA10 = 0,79
Terrasse accessible	Travée	21,10	0,045	0,058	0,220	2,76	1,77	3HA12=3,39
	Appui Inter	13,03	0,151	0,206	0,206	1,78	0,33	1HA12+1HA10 =1,92
	appui de rive	3,25	0,038	0,048	0,221	0,42	0,33	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	22,27	0,048	0,062	0,219	2.92	1,77	3HA14+1HA12 =5,75
	Appui Inter	11,38	0,132	0,178	0,209	1,56	0,33	1HA12+1HA10 =1,92
	appui de rive	3,24	0,038	0,048	0,221	0,42	0,33	1HA10 = 0,79

**Remarque**

- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

**Tableau III.11.** Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(\text{cm}^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Sous-sol+ RDC et l'étage 1 à 6	0,694 < 3,33	4,18 > 0,53	5,31 > -1,12	18,75 < 162,202	0,7549 < 3,33

<b>Etage 7 (duplexe niveau 2)</b>	0,803 < 3,33	4,18 > 0,62	5,31 > -1,23	21,69 < 162,202	0,8758 < 3,33
<b>Terrasse accessible</b>	0,806 < 3,33	4,18 > 0,62	5,31 > -1,30	21,75 < 162,202	0,8757 < 3,33
<b>Terrasse inaccessible</b>	0,729 < 3,33	6,54 > 0,50	7,67 > 0,50	19,69 < 162,202	0,7928 < 3,33
<b>Observation</b>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>

**Tableau III.12.** Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	$M^s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contrainte s $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observatio n
<b>Sous-sol+ RDC et l'étage 1 à 6</b>	Travée	15,27	3,39	5,21	18265,25	4,35 < 15	<i>Vérifiée</i>
	appui	- 8,07	1,92	8,27	8094,24	8,24 < 15	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage 7 (duplexe niveau 2)</b>	Travée	15,27	3,39	5,21	18265,25	4,35 < 15	<i>Vérifiée</i>
	appui	- 9,06	1,92	8,27	8094,24	9,25 < 15	<i>Vérifiée</i>
<b>Terrasse accessible</b>	Travée	15,27	3,39	5,21	18265,25	4,35 < 15	<i>Vérifiée</i>
	appui	- 9,45	1,92	8,27	8094,23	9,65 < 15	<i>Vérifiée</i>
<b>Terrasse inaccessible</b>	Travée	16,28	5,75	6,65	27960,3	3,87 < 15	<i>Vérifiée</i>
	appui	-8,28	1,92	8,27	8094,23	8,46 < 15	<i>Vérifiée</i>

**Tableau III.13.** Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Sous-sol+ RDC et l'étage 1 à 6	Etage 7 (duplexe niveau 2)	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible
<b>L (m)</b>	5,10	5,10	5,10	5,10
<b><math>q_{j\ ser}</math> (KN/m)</b>	2,795	2,795	2,795	2,145
<b><math>q_{g\ ser}</math> (KN/m)</b>	3,725	3,725	3,725	4,355
<b><math>q_{p\ ser}</math> (KN/m)</b>	4,7	4,7	4,7	5,005
<b><math>M_{j\ ser}</math> (KN.m)</b>	9,09	9,09	9,09	6,97
<b><math>M_{g\ ser}</math> (KN.m)</b>	12,11	12,11	12,11	14,16
<b><math>M_{p\ ser}</math> (KN.m)</b>	15,27	15,27	15,27	16,28
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	18265,25	18265,25	18265,25	27960,3
<b>I<sub>0</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	40315,43	40315,43	40315,43	46395,89
<b><math>\lambda_i</math></b>	3,26	3,26	3,26	1,93
<b><math>\lambda_v</math></b>	1,304	1,304	1,304	0,772
<b><math>\sigma_{st}^j</math> (MPa)</b>	128,93	128,93	128,93	59,27
<b><math>\sigma_{st}^g</math> (MPa)</b>	171,95	171,95	171,95	120,4
<b><math>\sigma_{st}^p</math> (MPa)</b>	216,82	216,82	216,82	138,43

$\mu_j$	0,57	0,57	0,57	0,49
$\mu_g$	0,66	0,66	0,66	0,70
$\mu_p$	0,72	0,72	0,72	0,74
$I_{fji} (cm^4)$	15515,7	15515,7	15515,7	26229,88
$I_{fgi} (cm^4)$	14071,26	14071,26	14071,26	21707,99
$I_{fpi} (cm^4)$	13248,98	13248,98	13248,98	21017,82
$I_{fgv} (cm^4)$	23834,26	23834,26	23834,26	33131,32
$f_{ji} (mm)$	4,7	4,7	4,7	2,1
$f_{gi} (mm)$	6,9	6,9	6,9	5,2
$f_{pi} (mm)$	9,2	9,2	9,2	6,2
$f_{gv} (mm)$	12,2	12,2	12,2	10,3
$\Delta f (mm)$	9,8	9,8	9,8	9,2
$f_{adm} (mm)$	10,1	10,1	10,1	10,1
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.III.14. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Sous-sol + RDC et l'étage 1 à 7 + Terrasse accessible			
Terrasse inaccessible			

✓ Etude de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Soit  $\begin{cases} A_{\perp}: 7\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel}: 7\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (150 × 150) mm<sup>2</sup>

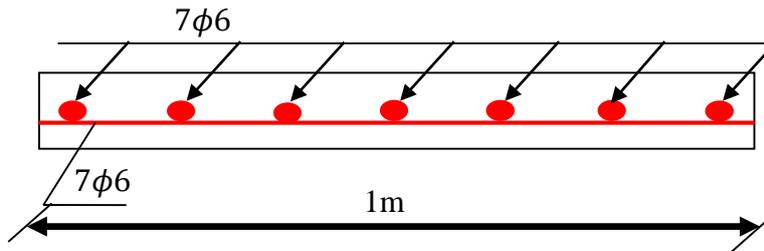


Figure III.5. Ferrailage de la dalle de compression

2.2. Calcul des dalles pleines

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

2.2.1. Données de différentes dalles (Annexe 1 et 5)

Tableau III.15. Données des différents types de dalle pleine

Types			L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	ρ	E L U		E L S	
						μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>
Terrasse inaccessible	D1	3 appuis	1,50	4,80	/	/	/	/	/
	D2		1,50	3,60	/	/	/	/	/
	D3		1,50	4,50	/	/	/	/	/
	D5		1,50	6,10	/	/	/	/	/
	D4	2 appuis	1,50	1,50	1,00	0,0368	1,000	0,0441	1,00
Terrasse accessible	D1	3 appuis	1,50	4,80	/	/	/	/	/
	D2		1,50	3,60	/	/	/	/	/
	D3		1,50	4,50	/	/	/	/	/
	D7		2,40	3,40	/	/	/	/	/
	D11		0,8	4,80	/	/	/	/	/
	D12	0,8	3,60	/	/	/	/	/	
D6	2 appuis	1,50	2,40	0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	
Sous-sol +	D10	4 appuis	1,50	1,80	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
	D14	3 appuis	1,80	3,40	/	/	/	/	/
	D16		2,10	3,40	/	/	/	/	/
RDC et l'étage 1 a 7	D8	2 appuis	2,90	4,80	0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
	D9		2,90	4,50	0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5235
	D15		2,40	4,00	0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
Balcons	D1	3 appuis	1,50	4,80	/	/	/	/	/
	D2		1,50	3,60	/	/	/	/	/

	D3	1,50	4,50	/	/	/	/	/
	D11	0,80	4,80	/	/	/	/	/
	D12	0,80	3,60	/	/	/	/	/
	D13	0,80	4,50	/	/	/	/	/

**2.2.2. Calcul des sollicitations**

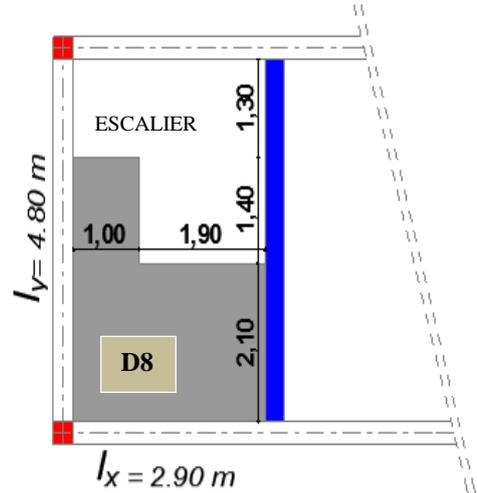
❖ **Dalle sur deux appuis D8** (duplexe niveau 2))

$$\rho = \frac{2,90}{4,80} = 0,60 \Rightarrow \rho > 0,4$$

Donc la dalle travaille selon les deux sens.

**Calcul du chargement :**

$$\begin{cases} P_u = (1,35 \times 6,18) + (1,5 \times 1,5) = 10,59 \text{ KN.ml} \\ P_s = 6,18 + 1,5 = 7,68 \text{ KN.ml} \end{cases}$$



**Figure III.6.** Dalle pleine sur deux appuis. **D8**

**Calcul de  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0822 \times 10,59 \times 2,90^2 = 7,32 \text{ KN.ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,2948 \times 7,32 = 2,15 \text{ KN.ml} \\ M_{0s}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,087 \times 7,68 \times 2,90^2 = 5,61 \text{ KN.ml} \\ M_{0s}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,4672 \times 5,14 = 2,62 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

**En travée :**

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 0,75M_{0s}^x = 5,49 \text{ KN.ml} \\ M_t^y = 0,75M_{0s}^y = 1,61 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_t^x = 0,75M_{0s}^x = 4,21 \text{ KN.ml} \\ M_t^y = 0,75M_{0s}^y = 1,96 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

**Aux appuis :**

$$\begin{cases} ELU & M_a^x = -0,5M_{0u}^x = -3,66 \text{ KN.ml} \\ ELS & M_a^x = -0,5M_{0s}^x = -2,80 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = \frac{10,59 \times 2,90}{2} \times \frac{4,80^4}{2,90^4 + 4,80^4} = 13,55 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_y = \frac{10,59 \times 4,80}{2} \times \frac{2,90^4}{2,90^4 + 4,80^4} = 2,98 \text{ KN}$$

**2.2.3. Calcul du ferrailage**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m, on a : b=100cm ; h=15cm ; c=3cm ; fc28=25 MPa; fe=400MPa; d= 12 cm.

**En travée :**

**Sens x-x :**

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,49 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,0269 \\ \mu_{bu} &< 0,186 \Rightarrow \text{Donc On est dans le pivot A} \Rightarrow \epsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \\ \mu_{bu} &\leq 0,392 \Rightarrow A' = 0, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,034 \quad Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \\ Z &= 0,123 \times (1 - 0,4 \times 0,034) = 0,11 \text{ m} \\ A_x^t &= \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{5,49 \times 10^{-3}}{348 \times 0,11} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ &\Rightarrow A_x^t = 1,33 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

D’une manière identique, on fait les calculs selon **Ly** et au niveau des appuis.

On trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16.** Le tableau résume le calcul des armatures en travées et en appuis D8 (duplexe niveau 2)

Sens		M (KN.m/ml)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal (cm2/ml)
Travée	X-X	5,49	0,026	0,0341	0,118	1,33
	Y-Y	1,61	0,079	0,0099	0,119	0,38
Appuis	X-X	-3,66	0,017	0,022	0,118	0,88
	Y-Y					

❖ **Condition non fragilité:**

$$e \geq 15 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$\rho_0$  : Coefficient dépend du type d’acier utilisé.

- { 0.0006 ... .. pour acier feE 500
- { 0.0008 ... .. pour acier feE 400
- { 0.0012 ... .. pour acier feE 215et235

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0008 \times \frac{(3 - 0,60)}{2} \times 100 \times 15 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_x^{min} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**Tableau III.17.** Ferrailage de dalle sur deux appuis. D8 (duplexe niveau 2)

En travée					
		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)
Sens X		1,33	1,44	4HA8 = 2,01	25
Sens Y		0,38	1,20	4HA8 = 2,01	25
En appuis					
Sens	X-X	0,88	1,15	4HA8 = 2,01	25
	Y-Y				

❖ **L'espacement**

$$\text{Sens X} \quad S_t \leq \begin{cases} \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\text{Sens y} \quad S_t \leq \begin{cases} \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \\ 100/4 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{13,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} \leq \frac{0,07}{1,5} \times 25 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} \leq 1,170 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes**

$$Y = \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s y - 15 A_s d \Rightarrow 0,5y^2 + 3,015 \times 10^{-3}y - 2,71 \times 10^{-4} = 0$$

$$Y = 2,40 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 A_s (d - y) \Rightarrow 0,33 \times 0,0240^3 + 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,12 - 0,024)^2$$

$$I = 3239,41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times 3 f_{c28} \Rightarrow \frac{4,21 \times 10^{-3}}{3239,41 \times 10^{-8}} \times 0,0240 \leq 0,6 \times 25$$

$$3,12 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$15 \times \frac{4,21 \times 10^{-3}}{3239,41 \times 10^{-8}} (0,12 - 0,0240) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$\sigma_{st} = 187,41 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Verifiée}$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.18.** Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Types			Sollicitations							
			E L U				E L S			
			M <sub>x</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>y</sub> <sup>traveé</sup> (KN.m)	M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN.m)
Terrasse inaccessible	D1	3 appuis	23,10	4,12	-13,58	6,40	0,19	16,81	3,00	-9,89
	D2		13,20	4,12	-7,76	6,28	0,45	9,60	3,00	-5,65
	D3		20,62	4,12	-12,13	6,39	0,23	15,01	3,00	-8,83
	D5		33,82	4,12	-19,89	6,44	0,09	24,62	3,00	-14,48
	D4	2 appuis	0,60	0,60	-0,35	3,23	3,23	0,52	0,52	-0,31
<b>MAX</b>	<b>3 appuis</b>	<b>33,82</b>	<b>4,12</b>	<b>-19,89</b>	<b>6,44</b>	<b>0,45</b>	<b>24,62</b>	<b>3,00</b>	<b>-14,48</b>	
<b>MAX</b>	<b>2 appuis</b>	<b>0,60</b>	<b>0,60</b>	<b>-0,35</b>	<b>3,23</b>	<b>3,23</b>	<b>0,52</b>	<b>0,52</b>	<b>-0,31</b>	
Terrasse Accessible	D1	3 appuis	25,94	4,63	-15,25	7,19	0,21	18,76	3,35	-11,04
	D2		14,82	4,63	-8,71	7,05	0,51	10,72	3,35	-6,30
	D3		23,16	4,63	-13,62	7,17	0,26	16,75	3,35	-9,85
	D7		13,48	15,07	-7,93	9,31	3,27	9,75	10,90	-5,74
	D11		9,83	0,70	-5,78	3,87	0,02	7,11	0,50	-4,18
	D12		6,65	0,70	-3,92	3,86	0,04	4,83	0,50	-2,84
	D6	2 appuis	1,47	0,47	-0,86	6,30	1,53	1,13	0,55	-0,66
<b>MAX</b>	<b>3 appuis</b>	<b>25,94</b>	<b>15,07</b>	<b>-15,25</b>	<b>9,31</b>	<b>3,27</b>	<b>18,76</b>	<b>10,90</b>	<b>-11,04</b>	
<b>MAX</b>	<b>2 appuis</b>	<b>1,47</b>	<b>0,47</b>	<b>-0,86</b>	<b>6,30</b>	<b>1,53</b>	<b>1,13</b>	<b>0,55</b>	<b>-0,66</b>	
Sous-sol + RDC et l'étage 1 à 7	D10	4 appuis	1,06	0,69	-0,62	5,35	2,10	0,87	0,65	-0,51
	D14	3 appuis	14,74	8,67	-8,67	8,83	1,31	10,69	6,28	-6,28
	D16		14,74	12,57	-8,67	9,70	2,28	10,69	9,11	-6,28
	D9	2 appuis	5,11	1,77	-3,40	13,10	3,50	3,76	2,03	-2,64
	D8		5,49	1,61	-3,66	13,55	2,98	4,81	1,96	-2,80
	D15		4,26	1,25	-2,50	11,25	2,43	3,27	1,52	-1,92
<b>MAX</b>	<b>4 appuis</b>	<b>1,06</b>	<b>0,69</b>	<b>-0,62</b>	<b>5,35</b>	<b>2,10</b>	<b>0,87</b>	<b>0,65</b>	<b>-0,51</b>	
<b>MAX</b>	<b>3 appuis</b>	<b>14,74</b>	<b>12,57</b>	<b>-8,67</b>	<b>9,70</b>	<b>2,28</b>	<b>10,69</b>	<b>9,11</b>	<b>-6,28</b>	
<b>MAX</b>	<b>2 appuis</b>	<b>5,49</b>	<b>1,77</b>	<b>-3,66</b>	<b>13,55</b>	<b>3,50</b>	<b>4,81</b>	<b>2,03</b>	<b>-2,80</b>	
Balcons	D1	3 appuis	32,78	5,85	-19,28	9,09	0,27	23,24	4,15	-13,67
	D2		18,73	5,85	-11,01	8,91	0,64	13,28	4,15	-7,81
	D3		29,26	5,85	-17,21	9,07	0,33	20,75	4,15	-12,20
	D11		12,43	0,88	-7,31	4,89	0,022	8,81	0,62	-5,18
	D12		8,43	0,88	-4,96	4,88	0,053	5,98	0,62	-3,51
	D13		11,43	0,88	-6,72	4,89	0,027	8,10	0,62	-4,76
<b>MAX</b>	<b>3 appuis</b>	<b>32,78</b>	<b>5,85</b>	<b>-19,28</b>	<b>9,09</b>	<b>0,64</b>	<b>23,24</b>	<b>4,15</b>	<b>-13,67</b>	

Tableau III.19. Vérification de l'effort tranchant.

Types de La Dalle		$V_{ux}$ (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.	$V_{uy}$ (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)	Obs.
Terrasse inaccessible	3 appuis	6,44	0,053 < 1,17	Vérifiée	0,45	0,003 < 1,17	Vérifiée
	2 appuis	3,23	0,026 < 1,17	Vérifiée	3,23	0,026 < 1,17	Vérifiée
Terrasse accessible	3 appuis	9,31	0,077 < 1,17	Vérifiée	3,27	0,027 < 1,17	Vérifiée
	2 appuis	6,30	0,052 < 1,17	Vérifiée	1,53	0,012 < 1,17	Vérifiée
Sous-sol +RDC et l'étage 1 à 7	4 appuis	5,35	0,044 < 1,17	Vérifiée	2,10	0,017 < 1,17	Vérifiée
	3 appuis	9,70	0,080 < 1,17	Vérifiée	2,28	0,019 < 1,17	Vérifiée
	2 appuis	13,55	0,112 < 1,17	Vérifiée	3,50	0,029 < 1,17	Vérifiée
Balcons	3 appuis	9,09	0,075 < 1,17	Vérifiée	0,64	0,005 < 1,17	Vérifiée

Tableau III.20. Calcul du ferrailage à l'ELU

Types de La Dalle		Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Terrasse Inaccessible	3Appui	X-X	33,82	0,165	0,227	10,10	8,90	1,44	8HA12 = 9,05
		Y-Y	4,12	0,020	0,025	11,87	0,99	1,44	4HA10 = 3,14
		Appui	19,89	0,097	0,128	11,38	5,02	1,44	6HA12 = 6,79
	2Appui	X-X	0,60	0,002	0,004	11,98	0,14	1,44	4HA10 = 3,14
		Y-Y	0,60	0,002	0,004	11,98	0,14	1,44	4HA10 = 3,14
		Appui	0,35	0,001	0,002	11,98	0,08	1,44	4HA10 = 3,14
Terrasse accessible	3Appui	X-X	25,94	0,126	0,170	11,18	6,60	1,44	8HA12 = 9,05
		Y-Y	15,07	0,073	0,095	11,53	3,75	1,44	5HA12 = 5,65
		Appui	15,25	0,074	0,096	11,53	3,79	1,44	5HA12 = 5,65
	2Appuis	X-X	1,47	0,007	0,009	11,95	0,35	1,44	4HA10 = 3,14
		Y-Y	0,47	0,002	0,002	11,98	0,11	1,44	4HA10 = 3,14
		Appui	0,86	0,004	0,005	11,97	0,20	1,44	4HA10 = 3,14
Sous-sol +RDC et l'étage 1 à 7	4Appuis	X-X	1,06	0,005	0,006	11,96	0,25	1,44	4HA10 = 3,14
		Y-Y	0,69	0,003	0,004	11,97	0,16	1,44	4HA10 = 3,14
		Appui	0,62	0,003	0,003	11,98	0,14	1,44	4HA10 = 3,14
	3Appui	X-X	14,74	0,072	0,093	11,55	3,66	1,44	7HA12 = 7,92
		Y-Y	12,57	0,061	0,079	11,61	3,10	1,44	6HA12=6,79
		Appui	8,67	0,042	0,054	11,73	2,12	1,44	4HA12=4,52
	2Appui	X-X	4,49	0,021	0,027	11,86	1,08	1,44	4HA10=3,14
		Y-Y	1,77	0,008	0,010	11,94	0,42	1,44	4HA10=3,14
		Appui	3,66	0,017	0,022	11,89	0,88	1,44	4HA10=3,14
Balcons	3Appui	X-X	32,78	0,160	0,219	10,94	8,60	1,44	8HA14 = 12,32
		Y-Y	5,85	0,028	0,036	11,82	1,42	1,44	4HA10=3,14
		Appui	19,28	0,094	0,124	11,40	4,85	1,44	6HA12 = 6,79

Tableau III.21. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Types de La Dalle		Sens	$M^s$ KN.m	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Terrasse inaccessible	3Appui	X-X	<b>24,62</b>	4,50	10673,38	10,40 < 15	Vérifiée	259,16 > 201,63	N.Vérifiée
		Y-Y	<b>3,00</b>	2,92	4713,12	1,86 < 15	Vérifiée	86,65 < 201,63	Vérifiée
		Appui	<b>14,48</b>	4,02	8651,29	6,74 < 15	Vérifiée	200,11 < 201,63	Vérifiée
	2Appui	X-X	<b>0,52</b>	2,92	4713,12	0,32 < 15	Vérifiée	15,02 < 201,63	Vérifiée
		Y-Y	<b>0,52</b>	2,92	4713,12	0,32 < 15	Vérifiée	15,02 < 201,63	Vérifiée
		Appui	<b>0,31</b>	2,92	4713,12	0,19 < 15	Vérifiée	8,95 < 201,63	Vérifiée
Terrasse accessible	3Appui	X-X	<b>18,76</b>	4,50	10673,38	7,92 < 15	Vérifiée	197,48 < 201,63	Vérifiée
		Y-Y	<b>10,90</b>	3,74	7526,07	5,41 < 15	Vérifiée	179,41 < 201,63	Vérifiée
		Appui	<b>11,04</b>	3,74	7526,07	5,48 < 15	Vérifiée	181,71 < 201,63	Vérifiée
	2Appui	X-X	<b>1,13</b>	2,92	4713,12	0,70 < 15	Vérifiée	32,64 < 201,63	Vérifiée
		Y-Y	<b>0,55</b>	2,92	4713,12	0,34 < 15	Vérifiée	15,88 < 201,63	Vérifiée
		Appui	<b>0,66</b>	2,92	4713,12	0,40 < 15	Vérifiée	19,06 < 201,63	Vérifiée
Sous-sol +RDC et l'étage 1 a 7	4Appui	X-X	<b>0,87</b>	2,92	4713,12	0,53 < 15	Vérifiée	25,13 < 201,63	Vérifiée
		Y-Y	<b>0,65</b>	2,92	4713,12	0,40 < 15	Vérifiée	18,77 < 201,63	Vérifiée
		Appui	<b>0,51</b>	2,92	4713,12	0,31 < 15	Vérifiée	14,73 < 201,63	Vérifiée
	3Appui	X-X	<b>10,69</b>	3,74	7526,06	5,31 < 15	Vérifiée	175,95 < 201,63	Vérifiée
		Y-Y	<b>9,11</b>	3,41	6324,55	4,91 < 15	Vérifiée	185,54 < 201,63	Vérifiée
		Appui	<b>6,28</b>	3,41	6324,55	3,38 < 15	Vérifiée	127,90 < 201,63	Vérifiée
	2Appui	X-X	<b>4,81</b>	2,92	4713,12	2,98 < 15	Vérifiée	138,93 < 201,63	Vérifiée
		Y-Y	<b>2,03</b>	2,92	4713,12	1,25 < 15	Vérifiée	58,63 < 201,63	Vérifiée
		Appui	<b>2,80</b>	2,92	4713,12	1,73 < 15	Vérifiée	80,87 < 201,63	Vérifiée
Balcons	3Appui	X-X	<b>23,24</b>	5,06	13219,1	8,90 < 15	Vérifiée	182,92 < 201,63	Vérifiée
		Y-Y	<b>4,15</b>	2,92	4713,12	2,57 < 15	Vérifiée	119,87 < 201,63	Vérifiée
		Appui	<b>13,67</b>	4,02	8651,29	6,36 < 15	Vérifiée	188,91 < 201,63	Vérifiée

**Remarque :** la condition de la contrainte  $\sigma_{st}$  n'est pas vérifiée dans la dalle sur trois appuis terrasse accessible au sens X-X, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{24,62 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 201,63} = 8,47 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

D'après les itérations qu'on a effectuées, on trouve  $\alpha = 0,415$

$$A_s = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}} = \frac{24,62 \times 10^{-3}}{0,12 \left(1 - \frac{0,415}{3}\right) 201,63} = 11,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 8HA14 = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec } S_t = 12 \text{ cm}$$

#### ❖ Evaluation de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right.$$

#### ✓ Dalle sur trois appuis de la Terrasse inaccessible

$$15 \text{ cm} > 6,37 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$12,32 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Non vérifiée}$$

On doit vérifier la flèche

#### ✓ Dalle sur deux appuis de la Terrasse inaccessible

$$15 \text{ cm} \geq 6,37 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$3,14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

#### ✓ Dalle sur trois appuis de la Terrasse accessible

$$15 \text{ cm} > 6,37 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$9,05 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Non vérifiée}$$

On doit vérifier la flèche

#### ✓ Dalle sur deux appuis de la Terrasse accessible

$$15 \text{ cm} > 6,37 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$3,14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

#### ✓ Dalle sur quatre appuis de l'étage courant

$$15 \text{ cm} > 6,37 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$3,14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

#### ✓ Dalle sur trois appuis de l'étage courant

$$15 \text{ cm} > 7,65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

$$5,65 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Dalle sur deux appuis de l'étage courant**

15 cm > 12,32 cm ..... Vérifiée

3,14 cm<sup>2</sup> < 6 cm<sup>2</sup> ..... Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

✓ **Balcon (dalle sur trois appuis)**

15 cm > 6,37 cm ..... Vérifiée

12,32 cm<sup>2</sup> > 6 cm<sup>2</sup> ..... Non Vérifiée

On doit vérifier la flèche

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

**Tableau III.22.** Vérifications de la flèche à l'ELS

Localisation			$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$ (mm)	Observation
Terrasse inaccessible	3appuis	X-X	1,203	0,566	1,119	0,566	1,189 ≤ 3	Vérifiée
		Y-Y	1,927	0,642	1,076	0,642	1,718 ≤ 11,1	Vérifiée
Terrasse accessible	3appuis	X-X	0,823	0,379	0,963	0,379	1,029 ≤ 3	Vérifiée
		Y-Y	1,163	0,387	0,724	0,387	1,112 ≤ 9,6	Vérifiée
Balcon	3appuis	X-X	0,748	0,325	1,040	0,325	1,137 ≤ 3	Vérifiée
		Y-Y	1,193	0,397	0,921	0,397	1,318 ≤ 9,6	Vérifiée

**Remarque**

La longueur des chapeaux aux appuis est calculée comme suit :

$$L_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left( l_a; \frac{l}{4} \right) \dots \text{travée de rive} \\ \left( l_a; \frac{l}{5} \right) \dots \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec,  $l \parallel L_1$

$$L = \max (l_g ; l_d )$$

$$l_a = \begin{cases} 0,4 l_s & \text{si barres HA} \\ 0,6 l_s & \text{si barres RL} \end{cases}$$

$l_s$ : Longueur de scellement = 40Ø (acier HA)

Donc,  $L_1 = 1,55$  m pour les travées de rives et  $L_1 = 1,25$  m pour les travées intermédiaires

❖ Schémas de ferrillages

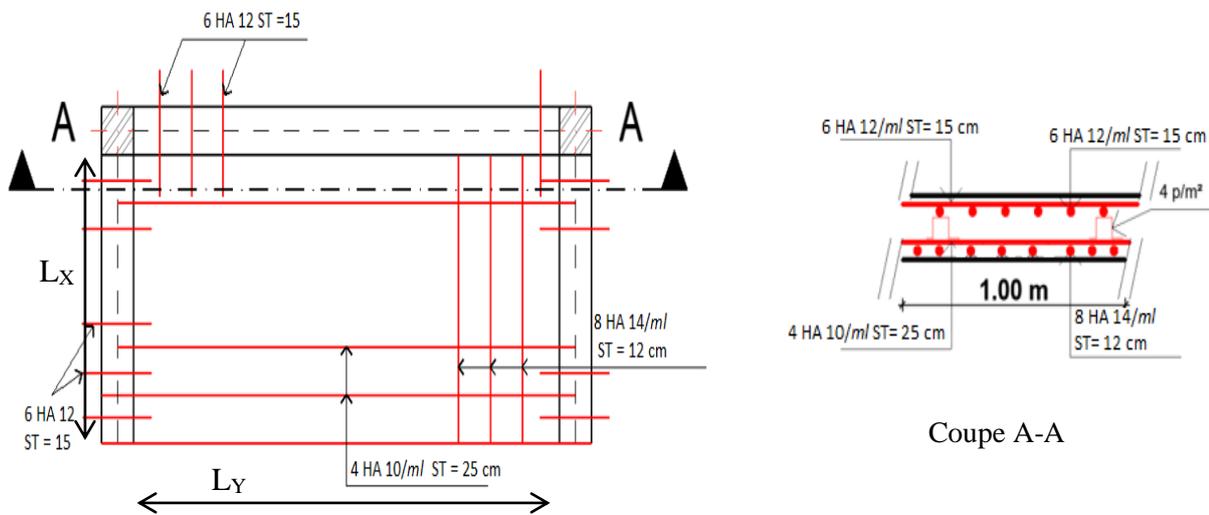


Figure. III.7. Schéma de ferrillage de la dalle terrasse inaccessible (D1, D2, D3 et D5)

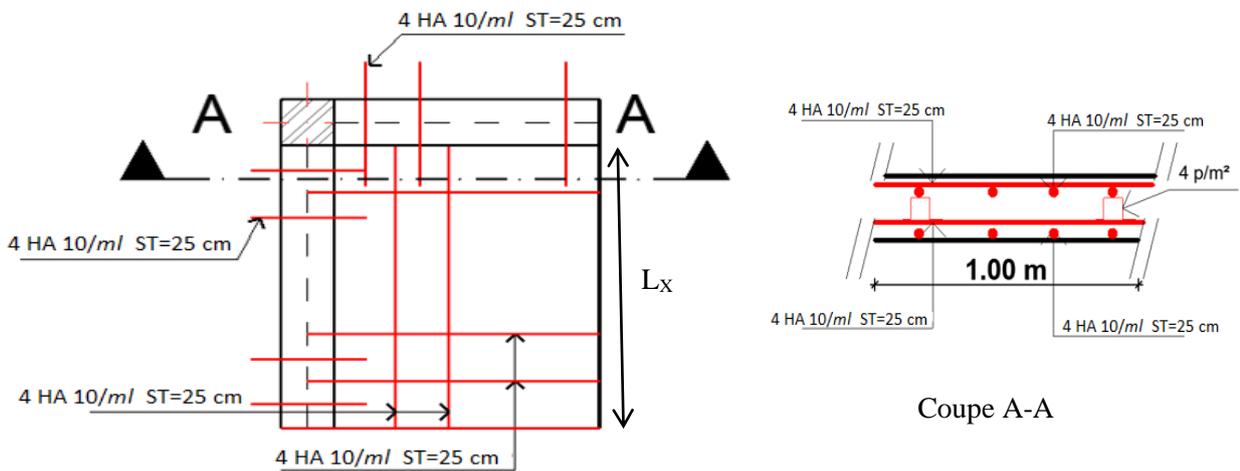


Figure. III.8. Schéma de ferrillage de la dalle terrasse inaccessible (D4)

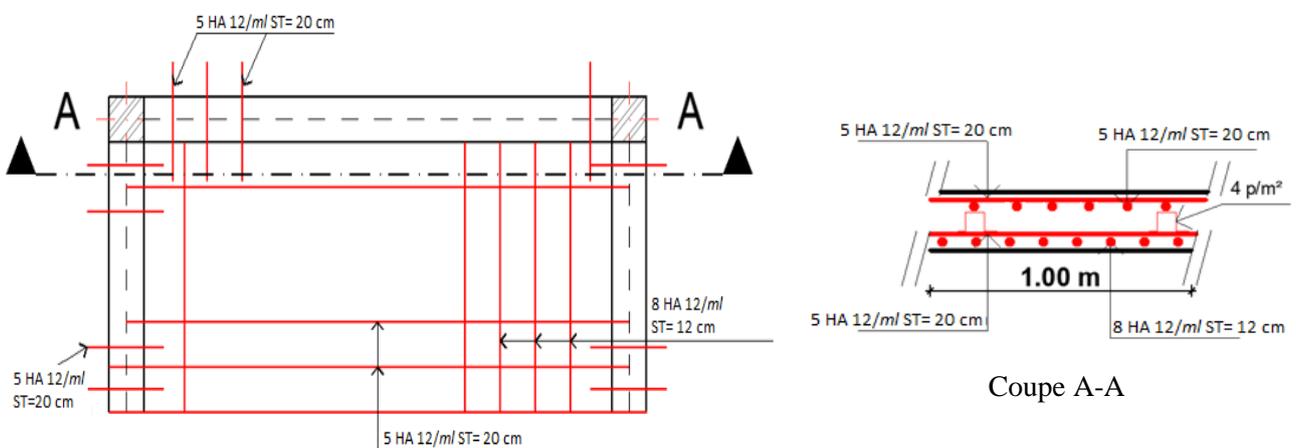


Figure. III.9. Schéma de ferrillage de la dalle terrasse accessible (D1, D2, D3, D7, D11 et D12)

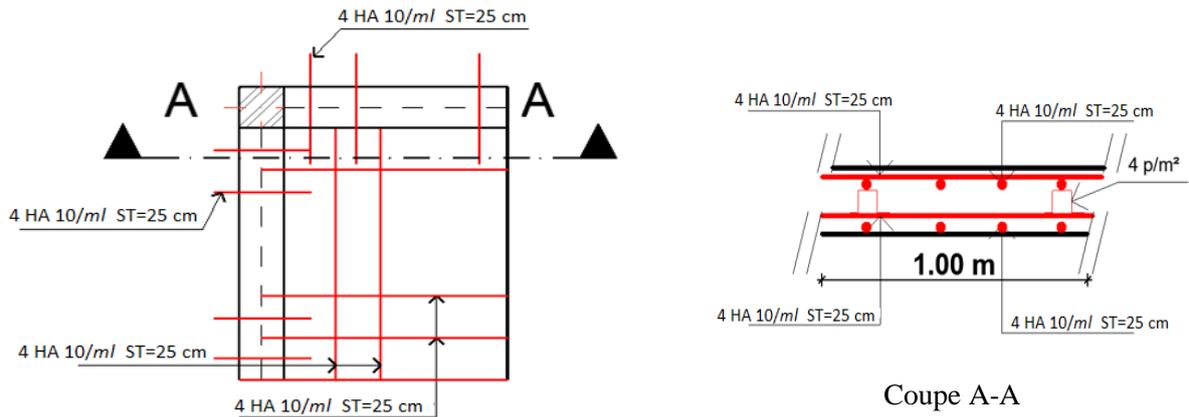


Figure. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle terrasse accessible (D6)

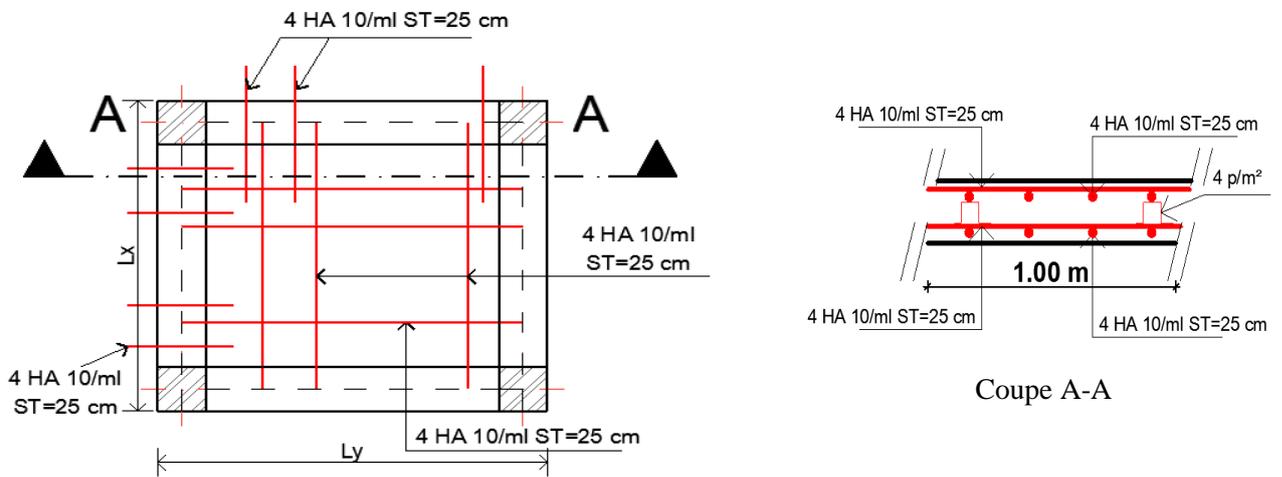


Figure. III.11. Schéma de ferrailage de la dalle étage courant (D10)

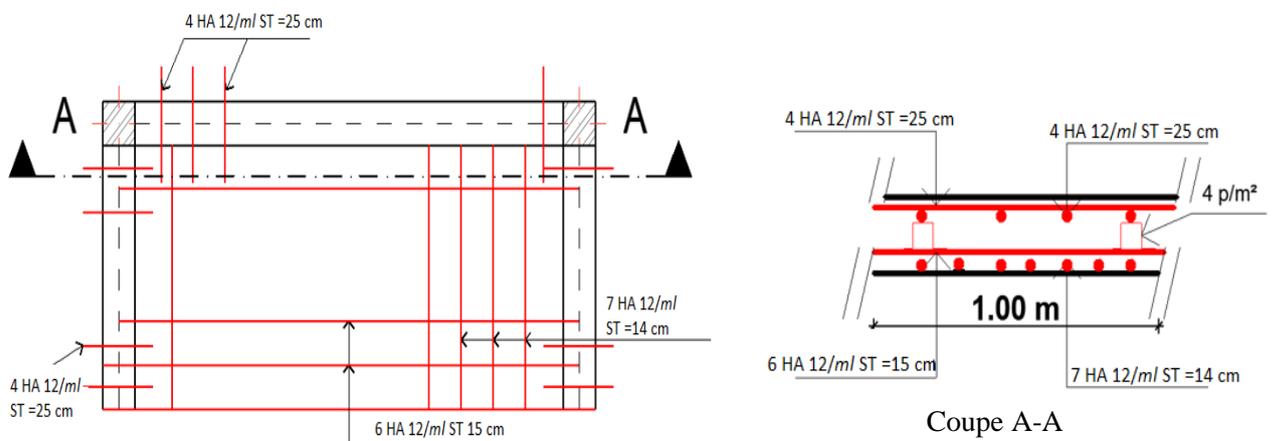


Figure. III.12. Schéma de ferrailage de la dalle d'étage courant (D14 et D16)

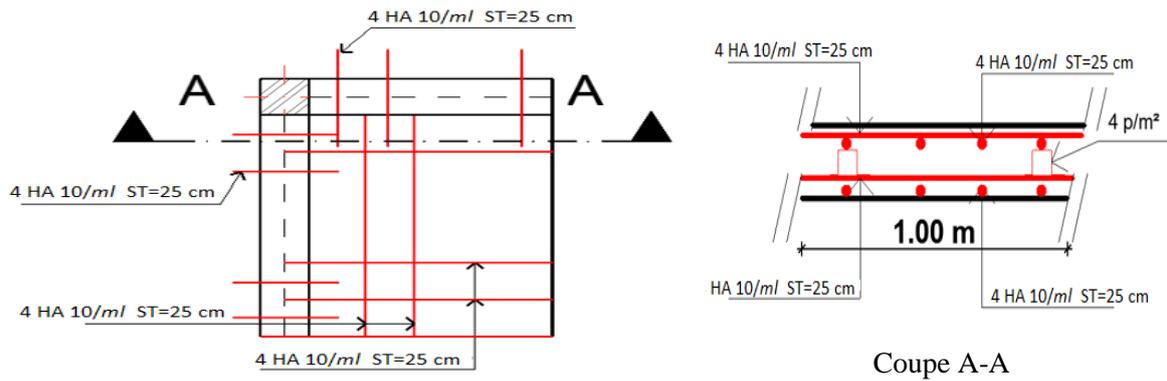


Figure. III.13. Schéma de ferrailage de la dalle l'étage courant (D15)

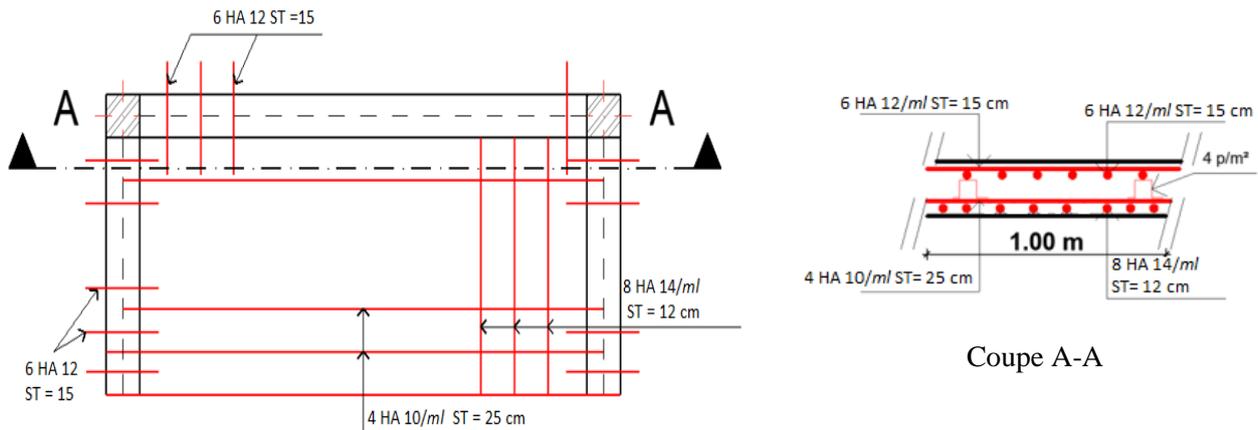


Figure. III.14. Schéma de ferrailage des dalles des balcons (D1, D2, D3, D11, D12 et D13)

**Remarque**

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'escalier (duplexe) seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente défini comme suit :

$$A'_x = 2,90 \times 3,14 = 9,10 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_x = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A'_y = 1,30 \times 3,14 = 4,08 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_y = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A'_{x1} = 2,90 \times 3,14 = 9,10 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_{x1} = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A'_{y1} = 2,70 \times 3,14 = 8,478 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A'_{y1} = 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

La longueur de ces barres est définie par la relation suivante :

$$L_a = a + b + 2l_s ; L_b = a + b + 2l_s$$

$$L_a = 2,90 + 1,30 + 2 \times 40 \times 0,014 = 5,32 \text{ m}$$

$$L_b = 2,90 + 1,30 + 2 \times 40 \times 0,012 = 4,14 \text{ m}$$

$$L_{a1} = a_1 + b_1 + 2l_s ; L_b = a_1 + b_1 + 2l_s$$

$$L_{a1} = 2,90 + 2,70 + 2 \times 40 \times 0,014 = 6,72 \text{ m}$$

$$L_{b1} = 2,90 + 2,70 + 2 \times 40 \times 0,014 = 6,72 \text{ m}$$

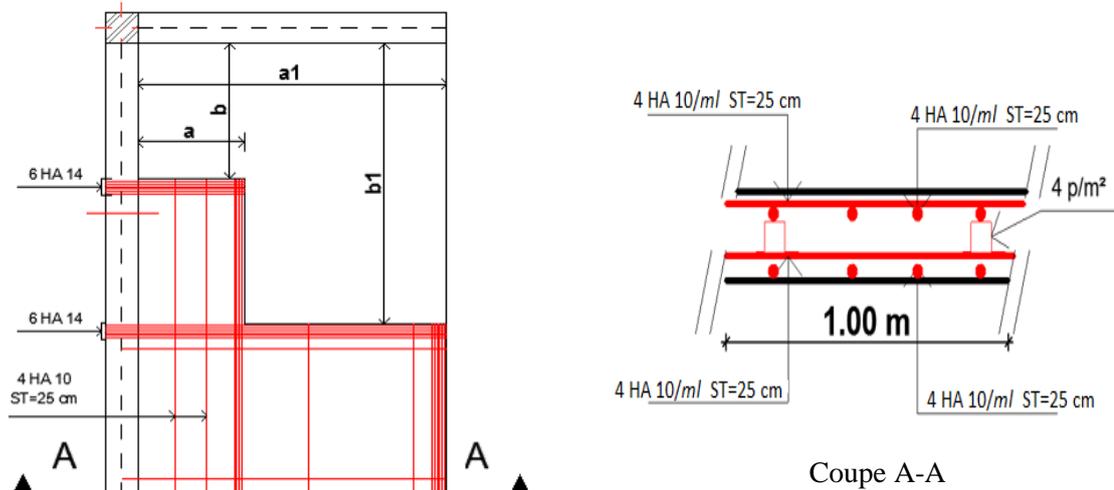


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle d'étage courant (D8 et D9)

### 3. Etude de l'ascenseur

#### 3.1. Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

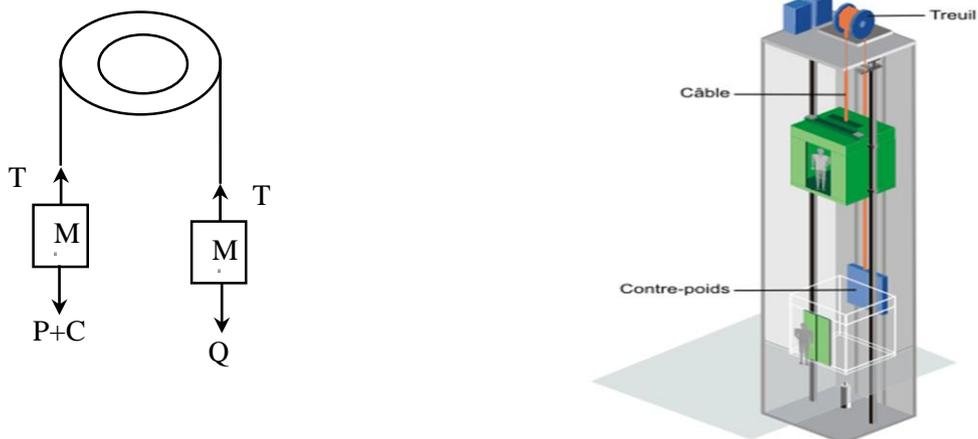


Figure III.16. Schéma statique et concept d'ascenseur

#### 3.2. Les caractéristiques

- $V = 0,63 \text{ m/s}$  : Vitesse de levage.
- $P_m = 15 \text{ KN}$  : Charge due à la salle de machine.
- $D_m = 43 \text{ KN}$  : Charge due au poids propre de l'ascenseur.

- $F_c = 50 \text{ KN}$  : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 50 m.
- $B_s \times T_s = 1,80 \times 1,80 \text{ m}^2$  dimensions de la gaine.
- le poids propre de l'ascenseur est de 500 Kg

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 5 + 43 = 63 \text{ KN}$$

**3.3. Dalle de salle machine (locale).**

- $h_0$ : épaisseur de la dalle
- $h$ : épaisseur de revêtement
- $a_0$  et  $U$  sont  $\parallel$  à  $l_x$
- $b_0$  et  $V$  sont  $\parallel$  à  $l_y$

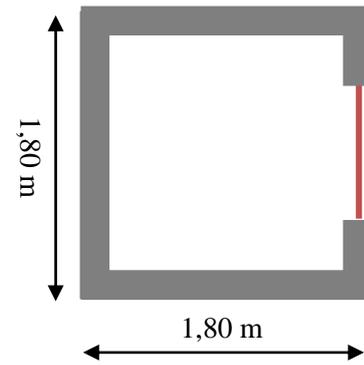


Figure III.17. Coupe transversale d'ascenseur

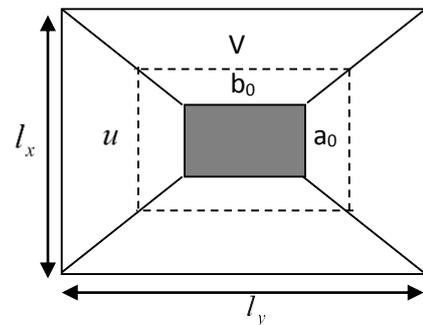
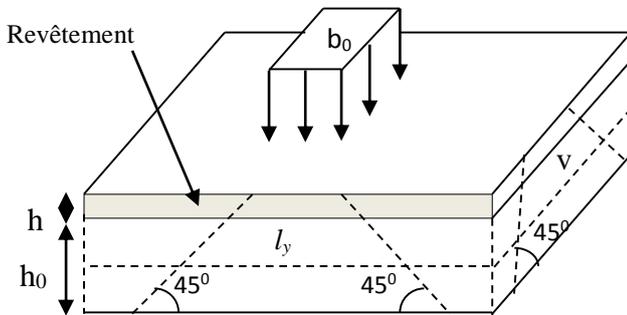


Figure III.18. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

Avec

- $\xi = 0,75$  le revêtement est moins résistant ;

$$\begin{cases} U = 80 + 15 + 2 * 0,75 * 5 = 102,5 \text{ cm} \\ V = 80 + 15 + 2 * 0,75 * 5 = 102,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments**

❖  $M_1^x$  et  $M_1^y$  Du système de levage :

On a un chargement concentré centré :

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v * M_2) q(U * V) \\ M_1^y = (M_2 + v * M_1) q(U * V) \end{cases}$$

En utilisant les tables BAEL (Annexe 2), on tire les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de

$U/l_x, V/l_y$  et  $\rho$ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 ; U/l_x = 102,5/180 = 0,57 ; V/l_y = 102,5/180 = 0,57$$

Soit  $M_1 = M_2 = 0,076$

Avec  $\nu = 0$  à l'ELU et  $\nu = 0,2$  à l'ELS

$$q_u = 1,35 P = 1,35 \times 63 = 85,05 \text{ KN}$$

$$M_1^x = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^x = 6,79 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = 0,076 \times 85,05 \times (1,025 \times 1,025) \Rightarrow M_0^y = 6,79 \text{ KN.m}$$

❖  $M_2^x$  et  $M_2^y$  dû aux poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q \times l_x \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \end{cases}$$

$\rho = l_x / l_y = 1 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1$$

Le poids propre de la dalle et du revêtement (pour un revêtement de 5 cm)

$$G = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,911 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0368 \times 7,91 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,94 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donnés :

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6,79 + 0,94 = 7,73 \text{ KN.m}$$

### ➤ Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 6,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -3,09 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.23.** Ferrailage de la dalle D'ascenseur

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{min}$ ( $cm^2$ )	$A^{adop}$ ( $cm^2$ )
Travée	6,57	0,032	0,041	0,118	1,05	1,2	4HA10 = 3,14
Appui	- 3,09	0,015	0,018	0,119	0,75	1,2	3HA10 = 2,36

### ➤ Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec  $U_c$  Périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (102,5 + 102,5) = 410 \text{ cm}$$

$$85,05 \leq \frac{0,045 \times 4,10 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$85,05 \leq 461,25$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T_U = T_v = \frac{q_u}{3 \times U} = \frac{85,05}{3 \times 1,02} = 28,917 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{28,917 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Moment engendré par le système de levage :

$$q_{ser} = 63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + v \times M_2) q(U \times V) \\ M_1^y = (M_2 + v \times M_1) q(U \times V) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \\ M_1^y = (0,076 + 0,2 \times 0,76) \times 63 \times 1,02 \times 1,02 \end{cases}$$

$$M_1^x = 5,98$$

$$M_1^y = 5,98$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0441 \times 5,75 \times 1,8^2$$

$$M_2^y = M_2^x = 0,82 M_2^y = M_2^x = 0,82$$

La Superposition des Moments :

$$M_x = M_y = M_1^x + M_2^x = 5,98 + 0,82 = 6,80 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 5,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,4 M_x = -2,72 \text{ KN.m}$$

**Tableau III.24.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	$M_x$ (KN.m)	$A_s$ $cm^2$	$y$ (cm)	$I$ $cm^4$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	5,78	3,14	2,92	4713,12	3,59 < 15	167,03 < 201,63	Vérifiée
Appui	- 2,72	2,36	2,72	4713,12	2,58 < 15	103,49 < 201,63	Vérifiée

➤ La flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_0^x}\right)l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} > 7,67 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ Schémas de ferrailage

3HA10/ml ; S<sub>t</sub>=33 cm

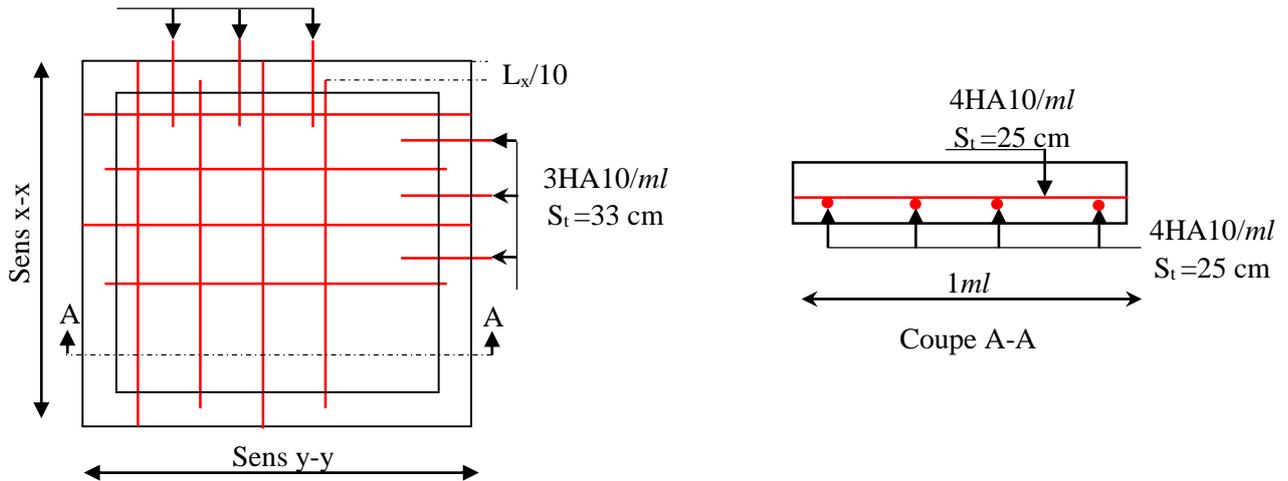


Figure III.19. Schéma de ferrailage du local machine

4. Etude de la poutre de chaînage

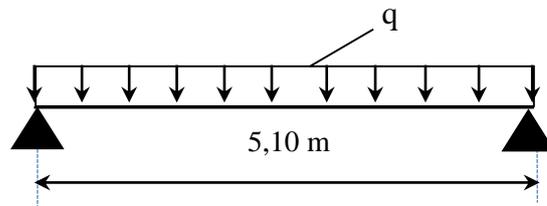


Figure III.20. Schéma statique de la poutre de chaînage

4.1. Dimensionnement

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.

❖ Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA 99/2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

### ➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ **Poids propre** :  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/ml}$

❖ **Poids du plancher à corps creux** :  $q_{cc} = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2)$

Avec :  $l_g = 0 \text{ m}$  ;  $l_d = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ m}$  ;  $G = 5,73 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

❖ **Poids du mur**  $G_{\text{mur}} = 1,1 \times (2,89 - 0,40) = 2,74 \text{ KN/ml}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 \times (G_p + G_{\text{mur}}) = 10,99 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + G_{\text{mur}} = 8,09 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Moments isostatiques  $\begin{cases} \text{ELU: } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 35,73 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 26,30 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en travée  $\begin{cases} \text{ELU: } M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 30,37 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 22,35 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui :  $M_a = -0,4 M_0 \begin{cases} \text{ELU: } M_{au} = -14,29 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_{as} = -10,52 \text{ KN.m} \end{cases}$

### ➤ Ferrailage à l'ELU

**Tableau III.25.** Moments et ferrillages correspondant

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	30,37	0,052	0,066	0,36	2,42	1,34	3HA12 = 3,39
Appui	-14,29	0,024	0,031	0,36	1,14	1,34	3HA12 = 3,39

### ➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 28,02 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,252 \text{ MPa}$$

F.P.N  $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

### ➤ Armatures transversales

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  puis on calcul  $A_{\text{trans}}$

a)  $A_{\text{trans}} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{\text{trans}} \geq 0,57 \text{ cm}^2$

b)  $A_{\text{trans}} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$

Soit un cadre  $\phi 8$  + un étrier  $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent

**Tableau III.26.** Vérification des contraintes

Position	$M_{ser}$ (KN.m <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	22,35	9,63	47023,16	$4,57 \leq 15$
En appui	10,52	9,63	47023,16	$2,15 \leq 15$

➤ **Vérification de la flèche**

- 1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=40 \text{ cm} < 43,34\text{cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- 2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,39 \text{ cm}^2 < 11,97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- 3)  $L = 5,10 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

$$j = G_{pch} + G_{cc-rev} \times l_0 = 3 + 4,30 \times 0,65 = 5,79 \text{ KN/ml}$$

$$g = G_{pch} + G_{cc} \times l_0 + G_{mur} = 3 + 5,73 \times 0,65 + 2,74 = 9,46 \text{ KN/ml}$$

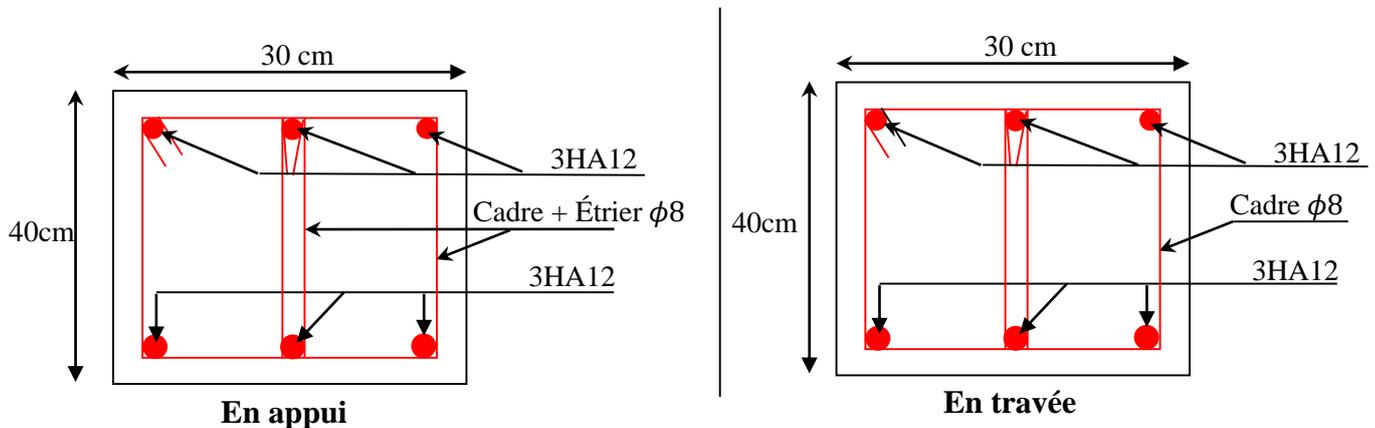
$$p = G_{pch} + (G_{cc} + Q_{cc}) \times l_0 + G_{mur} = 3 + (5,73 + 1,5) \times 0,65 + 2,74 = 10,43 \text{ KN/ml}$$

$$f_{adm} = 0,5 + \left(\frac{l}{1000}\right) = \frac{510}{1000} + 0,5 = 10,10 \text{ mm}$$

**Tableau III.27.** Vérification de la flèche

$f_{gv}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gi}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$f_{adm}$ (mm)	observation
5,50	8,00	3,50	2,90	5,30	10,10	<i>vérifiée</i>

➤ **Schémas de ferrailage**



**Figure III.21.** Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

5. Etude de l'acrotère

5.1 Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

5.2 Evaluation des charges et surcharges

❖ poids propre :

la charge totale est  $G = W_p = 2,94 \text{ KN}$

❖ charge d'exploitation

$Q = 1 \text{ KN}$

❖ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = 2,94 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{array} \right.$

Donc,  $F_p = 1,41 \text{ KN}$

➤ Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité :  $\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 0,085 \text{ m} \\ Y_G = 0,32 \text{ m} \end{array} \right.$

L'acrotère est soumis à :

$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 2,94 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,60 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,451 \text{ KNm} \end{array} \right.$

Tableau III.28. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,94	3,97	2,94
M (KN.m)	1,05	0,90	0,60

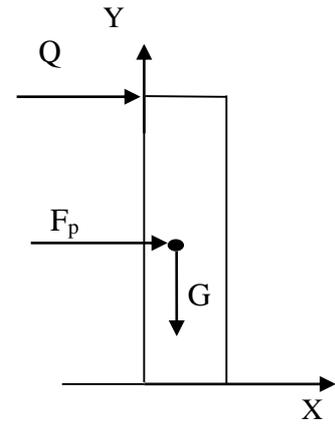


Figure III.22. Modèle de calcul de l'acrotère

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,94} \times 10^2 = 35,71 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \times e$ .

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer ( $e_0$ ) par ( $e$ ) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

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

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,20 \text{ m}$  : Longueur de flambement (  $h = 15 \text{ cm}$  : hauteur de la section)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{10^4 \times 0,15} = 0,00576 \text{ m}$$

D'où :  $e = 35,71 + 2 + 0,57 = 38,28 \text{ cm}$

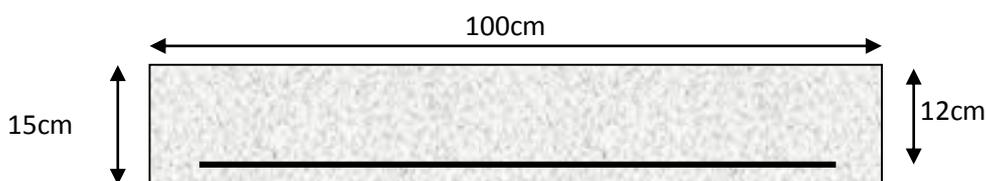
Les sollicitations de calcul deviennent :

$N_u = 3,97 \text{ KN.}$

$$M_u = N_u \times e = 3,97 \times 0,3828 = 1,51 \text{ KN.m}$$

### 5.3. Ferrailage de l'acrotère

➤ **Calcul à l'ELU :**



**Figure III.23.** Section de l'acrotère à ferrailier

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

( $h/6 < e_0$ )  $\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et  $e_0$  en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$  :

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 1,68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{3,68 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,12^2} = 0,0082 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0103 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,1195 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,40 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Remarque :**

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable. Car l'ELU accidentelle a donné les résultats suivants :

$$A_1 = 0,25 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0,16 \text{ cm}^2.$$

#### ❖ Vérification à l'ELU

##### ✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 > A = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Donc on prend  $A_t^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

#### ❖ Armatures de répartition

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

#### ❖ Choix des armatures

Sens principal :  $A = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$  On prend  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens secondaire :  $A_r = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$  On prend  $4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

#### ❖ Calcul des espacements

Sens principal :  $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm}$

Sens secondaire :  $S_t \leq 60/4 = 15\text{cm}$

##### ✓ Vérification au cisaillement

On doit vérifier si  $\tau_u < \bar{\tau}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,0125 \text{ MPa} ; \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

**Situation accidentelle :**  $V_u = Q + F_p = 1 + 1,41 = 2,41\text{KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,0200\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérifications à l'ELS

❖ Vérification des contraintes

$$F.N \Rightarrow \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \text{ avec } \eta=1,6 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y$$

Calcul de y

$$(y = y_c + C)$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = 0,204 - 0,075 = 0,129 \text{ m (avec } C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$\begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,045 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 0,0032 \text{ m}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation (1) dépend  $\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -88,02 \times 10^{-6} < 0$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h - C \Leftrightarrow 0,129 \leq y_c \leq 0,279$$

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos(\phi/3) = 0,236 \\ y_{c2} = a \cos(\phi/3 + 120^\circ) = -0,153 \\ y_{c3} = a \cos(\phi/3 + 240^\circ) = -0,082 \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} a = 2 \cdot \sqrt{-p/3} = 0,24 \\ \phi = \cos^{-1}\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{-3/p}\right) = 29,43^\circ \end{cases}$$

Donc, on prend  $y_c = 0,236 \Rightarrow y = 0,107 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 5,72 \times 10^{-3}$$

$$\text{d'où } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,94 \times 10^{-3}}{5,72 \times 10^{-3}} \times 0,107 = 54,99 \times 10^{-3} \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée}$$

➤ Schémas de ferrailage

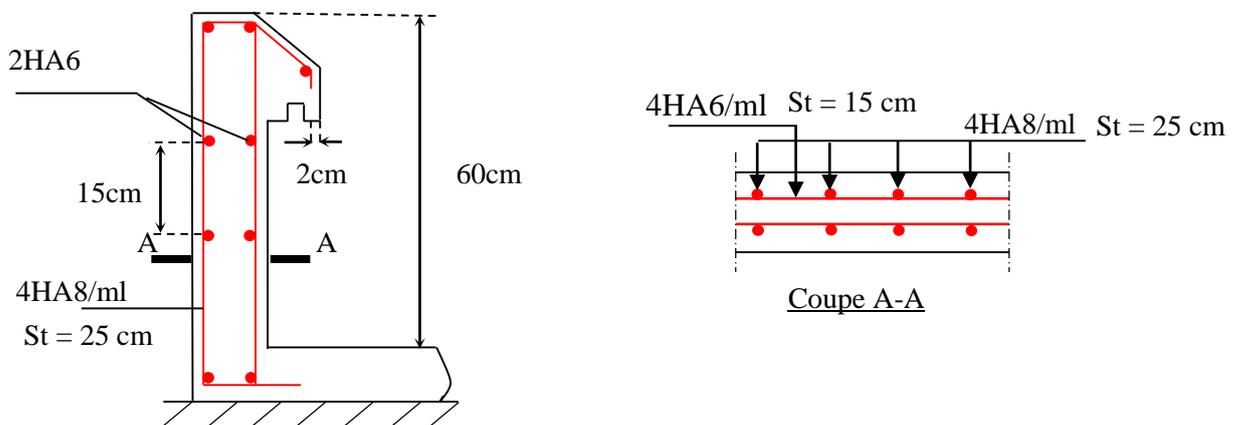


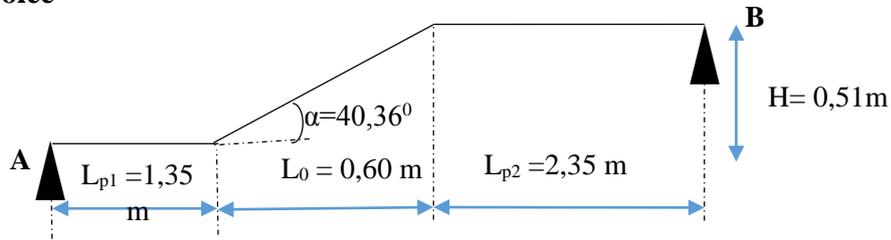
Figure III.24. Schéma de ferrailage de l'acrotère

**6. Etude des escaliers**

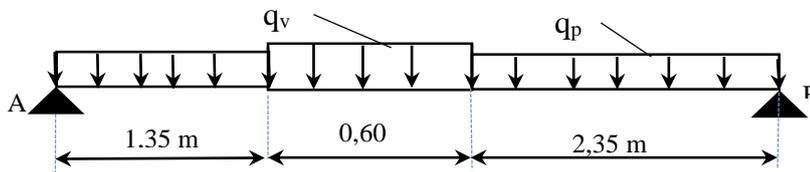
L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers

**6.1. Escalier Type 1 (de niveaux -051 à +00,00)**

**6.1.1. Etude de la volée**



**Figure III.25.** Coupe en élévation de l'escalier (type 1)



**Figure III.26.** Schéma statique de l'escalier type 1 (volée)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 9,98 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,93 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul du chargement qui revient sur l'escalier**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 17,22 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,75 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 12,48 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,43 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F_V = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \cdot 0,60 + q_p \cdot 3,70 = 53,81 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 26,52 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 19,05 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 27,29 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 19,63 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **calcul des sollicitations**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM)

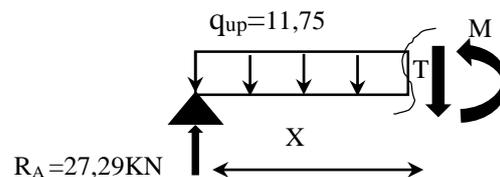
✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 1,35\text{m}$$

$$T(x) = R_A - 11,75x = 27,29 - 11,75x$$

$$T(0) = 27,29 \text{ KN}$$

$$T(1,35) = 11,43 \text{ KN}$$



$$M(x) = 27,29x - 11,75 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \Rightarrow ELU \begin{cases} T(max) = 27,29 \text{ KN} \\ M(max) = 26,13 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow ELS \begin{cases} T(max) = 19,63 \text{ KN} \\ M(max) = 18,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(1,35) = 26,13 \text{ KN.m}$$

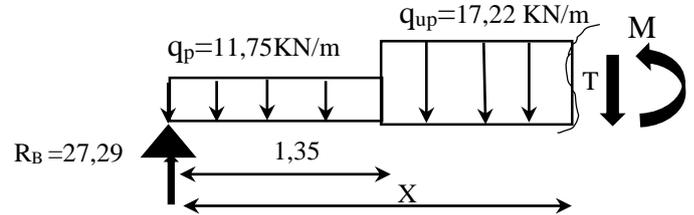
✓ **Tronçon 2 :**

$$1,35 \leq x \leq 1,95 \text{ m}$$

$$T(x) = 27,29 - 11,75 \times 1,35 - 17,22(x - 1,35)$$

$$T(1,35) = 11,43 \text{ KN}$$

$$T(1,95) = 1,10 \text{ KN}$$



$$M(x) = 27,29x - 11,75 \times 1,35 \left(x - \frac{1,35}{2}\right) - 17,22 \times \frac{(x - 1,35)^2}{2}$$

$$M(x) = -8,61x^2 + 34,67x - 4,98$$

$$M(1,35) = 26,13 \text{ KN.m} \Rightarrow ELU \begin{cases} T(max) = 11,43 \text{ KN} \\ M(max) = 29,89 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow ELS \begin{cases} T(max) = 8,25 \text{ KN} \\ M(max) = 21,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(1,95) = 29,89 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,01 \text{ m}$$

On trouve : ELU  $\Rightarrow M^{max}(2,01) = 29,93 \text{ KN.m}$  ;  $V^{max} = R_A = 27,29 \text{ KN}$ .

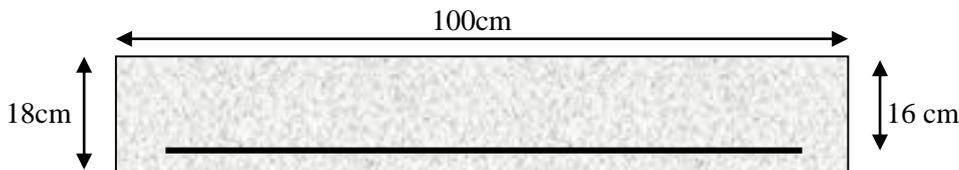
ELS  $\Rightarrow M^{max}(2,01) = 21,55 \text{ KN.m}$  ;  $V^{max} = R_A = 19,63 \text{ KN}$ .

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$ELU \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 25,44 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0,5 M_{0u} = -14,96 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \Rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 18,31 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0,5 M_{0s} = -10,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{max}$  pour une section  $(b \times h) = (1 \text{ ml} \times e)$  ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec  $M_a^{max}$ .



**Figure III.27.** Section d'escalier à ferrailer

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant : soit FPN;  $e = 18 \text{ cm}$  ;  $C = 2 \text{ cm}$ .  $d = 16 \text{ cm}$ .

**Tableau III.29.** Ferraillage de l'escalier Type 1

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A$ calculé ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A$ min ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A$ adopté ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
Travée	25,44	0,0699	0,0907	0,1541	4,74	1,93	5HA12 = 5,65	20
appui	-14,96	0,0411	0,0525	0,1566	2,75	1,93	4HA10 = 3,14	25

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

**En travée :**  $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

**En appui :**  $A_{rep} = 0,78 \text{ cm}^2/ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 29,10 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,170 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.30.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
<b>En travée</b>	18,31	4,42	14242,99	5,69	15	Vérifiée
<b>En appui</b>	-10,77	3,43	8787,11	4,21	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1)  $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 18 \text{ cm} < 18,26 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 16,18 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2)  $L = 4,30 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

$$f_{adm} = L/500$$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

**g** : l'ensemble des charges permanentes.

**J** : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

**P** : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous g :  $\begin{cases} q_v^g = 9,98 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,93 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 14,68 = 12,47 \text{ KN.m}$

Sous j :  $\begin{cases} q_v^j = 7,77 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 4,50 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 12,07 = 10,25 \text{ KN.m}$

Sous p :  $\begin{cases} q_v^p = 12,48 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 8,43 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 21,55 = 18,31 \text{ KN.m}$

$\rho = 0,3531\%$  ;  $\begin{cases} \lambda_i = 6 \\ \lambda_v = 2,4 \end{cases}$  ;  $I_0 = 52795,88 \text{ cm}^4$  ;  $\begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$

✓ Calcul des  $\sigma_{st}$

$\sigma_{st}^g = 154,7 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st}^j = 127,16 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st}^p = 227,16 \text{ MPa}$

✓ Calcul des  $\mu$

$\mu_g = 0,14$  ;  $\mu_j = 0,05$  ;  $\mu_p = 0,30$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 31562,76 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 44673,44 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 20741,24 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 43469,66 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = 1,6 \text{ mm} \\ f_{ji} = 1,3 \text{ mm} \\ f_{pi} = 5,00 \text{ mm} \\ f_{gi} = 2,3 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 3,00 < \bar{f} = \frac{4300}{500} = 8,6 \text{ mm} \dots \dots \dots$  la flèche est vérifié

➤ Schéma de ferrailage

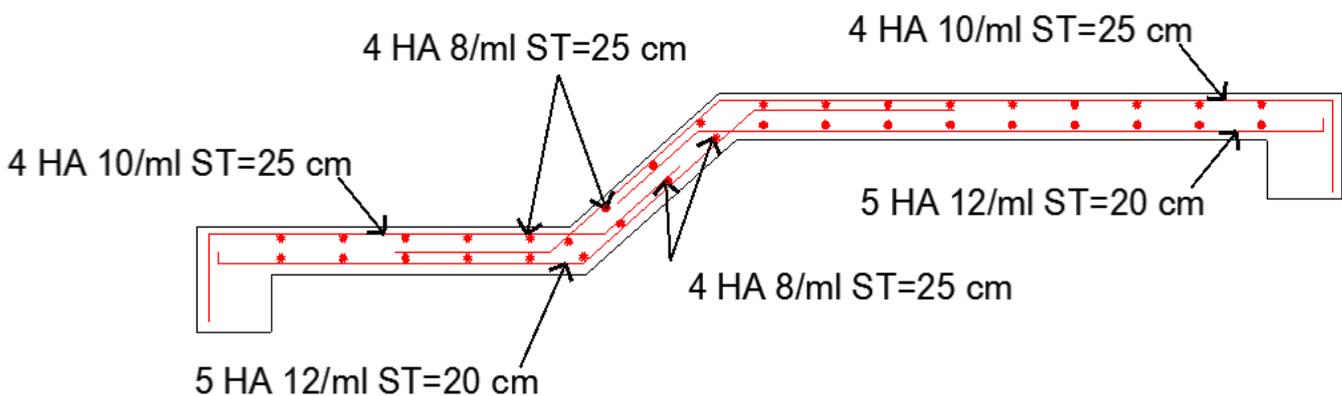
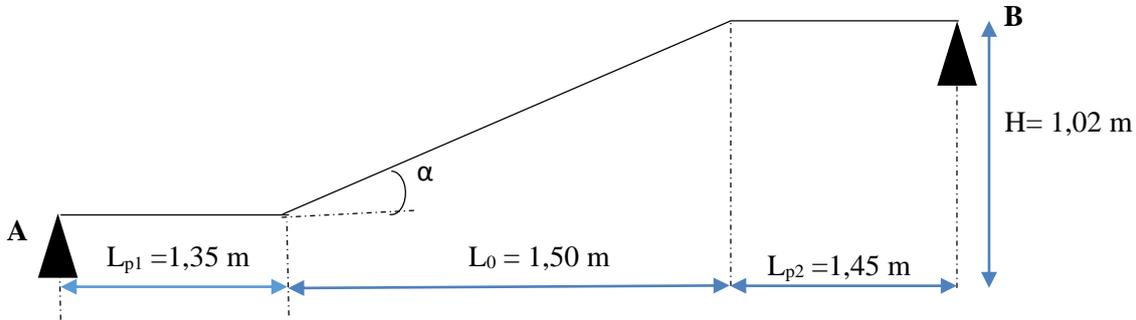


Figure III.28. Schéma de ferrailage de l'escalier type (1)

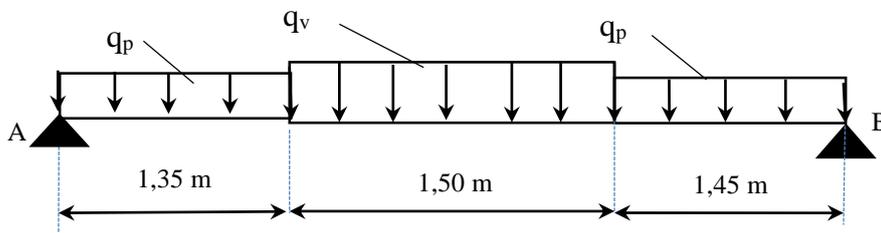
**6.1. Escalier Type 2 (reliant sous-sol avec le reste des étages)**

**6.1.1. Etude des volées 1et 3**

Les volées 1et 3sont identiques, donc on va étudier uniquement la volée 1 et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre volée.



**Figure III.29.** Coupe en élévation de l'escalier (type 2 volées 1et 3)



**Figure III.30.** Schéma statique de l'escalier type 2(volées 1et 3)

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 9,62 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{palier} \begin{cases} G_p = 5,93 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul du chargement qui revient sur l'escalier**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 16,74 \text{ KN/m} \\ q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 11,75 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 12,12 \text{ KN/m} \\ q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,43 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F_V = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = q_v \times 1,50 + q_p \times 2,80 = 58,01 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 28,91 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 20,82 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 29,10 \text{ KN} \\ \text{ELS: } 20,96 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **calcul des sollicitations**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM)

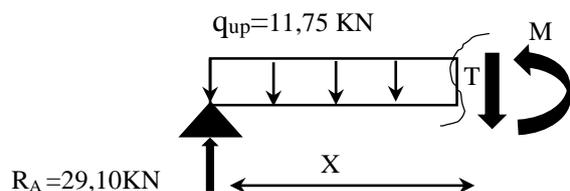
✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 1,35\text{m}$$

$$T(x) = R_A - 11,75x = 29,10 - 11,75x$$

$$T(0) = 29,10 \text{ KN}$$

$$T(1,35) = 13,24 \text{ KN}$$



$$M(x) = 29,10x - 11,75 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} T(\text{max}) = 29,10 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 28,58 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} T(\text{max}) = 20,96 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 20,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(1,35) = 28,58 \text{ KN.m}$$

✓ **Tronçon 2 :**

$$1,35 \leq x \leq 2,85 \text{ m}$$

$$T(x) = 29,10 - 11,75 \times 1,35 - 16,74(x - 1,35)$$

$$T(1,35) = 13,23 \text{ KN}$$

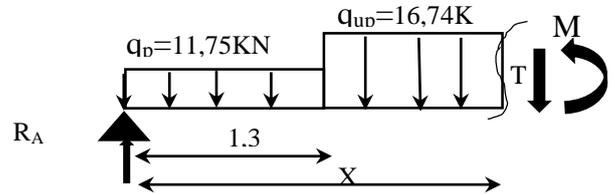
$$T(2,85) = -11,88 \text{ KN}$$

$$M(x) = 29,10x - 11,75 \times 1,35 \left(x - \frac{1,35}{2}\right) - 16,74 \times \frac{(x - 1,35)^2}{2}$$

$$M(x) = 8,37x^2 - 35,84x + 4,53$$

$$M(1,35) = -28,57 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} T(\text{max}) = 13,23 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 29,60 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} T(\text{max}) = 9,58 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 21,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(2,85) = 29,60 \text{ KN.m}$$



$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,14 \text{ m}$$

On trouve : ELU  $\Rightarrow M^{\text{max}}(2,14) = 33,83 \text{ KN.m}$  ;  $V^{\text{max}} = R_A = 29,10 \text{ KN}$ .

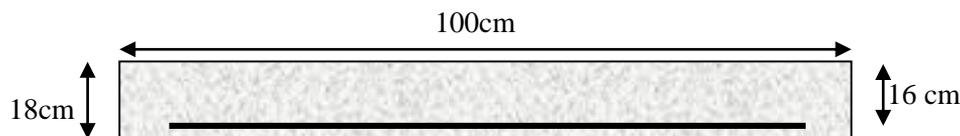
ELS  $\Rightarrow M^{\text{max}}(2,14) = 24,40 \text{ KN.m}$  ;  $V^{\text{max}} = R_A = 20,96 \text{ KN}$ .

Puisque les appuis sont partiellement encastrés, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\text{ELU} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{tu}} = 0,85 M_{0\text{u}} = 28,75 \text{ KN.m} \\ M_{\text{au}} = -0,5 M_{0\text{u}} = -16,91 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ts}} = 0,85 M_{0\text{s}} = 20,74 \text{ KN.m} \\ M_{\text{as}} = -0,5 M_{0\text{s}} = -12,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{\text{max}}$  pour une section  $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$  ; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec  $M_a^{\text{max}}$ .



**Figure III.31.** Section d'escalier à ferrailler

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant : soit FPN ;  $e = 18\text{cm}$  ;  $C = 2\text{cm}$ .  $d = 16\text{cm}$ .

**Tableau III.31.** Ferraillage de l'escalier Type 2

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{\text{bu}}$	$\alpha$	Z(m)	$A^{\text{calculé}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A^{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A^{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
Travée	28,75	0,0790	0,1031	0,1534	5,39	1,93	5HA12 = 5,65	20
appui	-16,91	0,0465	0,0595	0,1561	3,11	1,93	5HA10 = 3,93	20

➤ **Armature de répartition**

On a des charges réparties  $\Rightarrow A_{repartition} = \frac{A_{principales}}{4}$

**En travée :**  $A_{rep} = 1,41 \text{ cm}^2/ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

**En appui :**  $A_{rep} = 0,98 \text{ cm}^2/ml$  Soit :  $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$  ;  $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 29,10 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,181 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Calcul à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.32.** Vérification des contraintes à l'ELS

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
<b>En travée</b>	20,74	4,42	14242,98	6,44	15	Vérifiée
<b>En appui</b>	-12,20	3,79	10603,17	4,36	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1)  $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 18 \text{ cm} < 18,27 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < 16,80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2)  $L = 4,30 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La première condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit :

$$f_{adm} = L/500$$

➤ **Calcul des moments maximaux en travées sous les chargements g, j et p**

**g** : l'ensemble des charges permanentes.

**J** : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

**P** : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

En appliquant la méthode des sections pour chaque chargement, on obtient :

Sous g :  $\begin{cases} q_v^g = 9,62 \text{ KN/m} \\ q_p^g = 5,93 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^g = 0,85 \times 18,61 = 15,81 \text{ KN.m}$

Sous j :  $\begin{cases} q_v^j = 7,42 \text{ KN/m} \\ q_p^j = 4,50 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^j = 0,85 \times 14,27 = 12,12 \text{ KN.m}$

Sous p :  $\begin{cases} q_v^p = 12,12 \text{ KN/m} \\ q_p^p = 8,43 \text{ KN/m} \end{cases} \Rightarrow M_{st}^p = 0,85 \times 24,40 = 20,74 \text{ KN.m}$

$\rho = 0,3531\%$  ;  $\begin{cases} \lambda_i = 6 \\ \lambda_v = 2,4 \end{cases}$  ;  $I_0 = 52795,88 \text{ cm}^4$  ;  $\begin{cases} E_v = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$

✓ Calcul des  $\sigma_{st}$

$\sigma_{st}^g = 196,14 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st}^j = 150,36 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st}^p = 257,30 \text{ MPa}$

✓ Calcul des  $\mu$

$\mu_g = 0,24$  ;  $\mu_j = 0,13$  ;  $\mu_p = 0,36$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = 23801,42 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = 32626,67 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = 18378,31 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = 36849,92 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{gv} = 2,4 \text{ mm} \\ f_{ji} = 2,1 \text{ mm} \\ f_{pi} = 6,4 \text{ mm} \\ f_{gi} = 3,8 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 2,9 < \bar{f} = \frac{4300}{500} = 8,6 \text{ mm} \dots \dots \dots$  la flèche est vérifiée

➤ Schéma de ferrailage

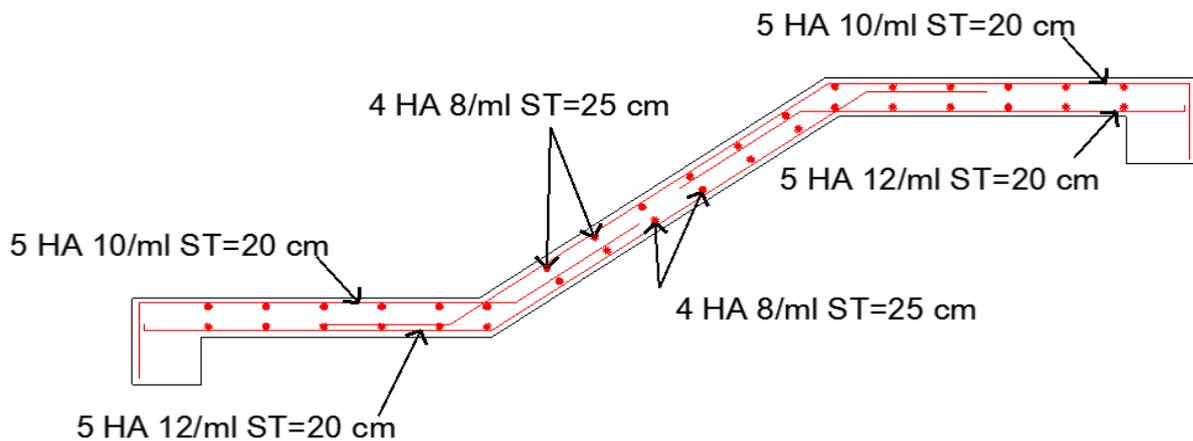


Figure III.32. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2)

6.1.2 Etude de volée 2:

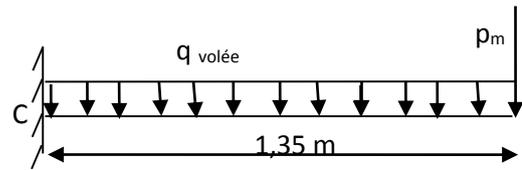
leur études sa serra comme une console.

**a) Les charges**Volée 2:  $G_v = 9,70 \text{ KN/m}^2$ 

$$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

 $P_m$ : Poids du garde corps en acier:

$$P_m = 0,60 \text{ KN}$$

**Figure III. 33** Schéma d'une volée 2 (type 2).**b) Combinaison de charges**

$$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 9,70 + 1,5 \times 2,5 = 16,84 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_v + Q_v = 9,70 + 2,5 = 12,20 \text{ KN/ml}$$

$$P_m^u = 1,35 \times 0,60 = 0,81 \text{ KN}$$

$$P_m^s = 0,60 = 0,60 \text{ KN}$$

Par la méthode de RDM on trouve :

**1. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :**

$$M_u = - \left[ \frac{16,84 \times 1,35^2}{2} + 0,81 \times 1,35 \right] = -16,44 \text{ kN.m}$$

$$M_s = - \left[ \frac{12,20 \times 1,35^2}{2} + 0,60 \times 1,35 \right] = -11,93 \text{ KN.m}$$

**2. Calcul l'effort tranchant**

$$V_u = R_C^U = 16,84 \times 1,35 + 0,81 = 23,54 \text{ KN}$$

$$V_s = R_C^S = 12,20 \times 1,45 + 0,60 = 18,29 \text{ KN}$$

**c) Ferrailage****➤ Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.33.** Résultats des ferrillages de volées 2 des l'étages courants.

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A$ min (cm <sup>2</sup> /ml)	$A$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	16,44	0,0452	0,0578	0,1562	3,06	1,93	4HA12 = 4,52	25

**➤ Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } A_r = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 25 \text{ cm.}$$

**➤ Vérification de l'effort tranchant (T=22,45 KN)**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,147 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armateurs transversales.  
 ➤ **Espacement des armatures**

Armatures principales :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .....condition vérifiée.

Armatures secondaires :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .....condition vérifiée.

**d) Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$A_s = 4,52\text{cm}^2$ ;  $M_{ser} = 11,93\text{ KN.m}$ ;  $y = 4,02\text{ cm}$ ;  $I = 227720,30\text{ cm}^4$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{11,93 \times 4,02}{227720,30} \times 10^3 = 0,211\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

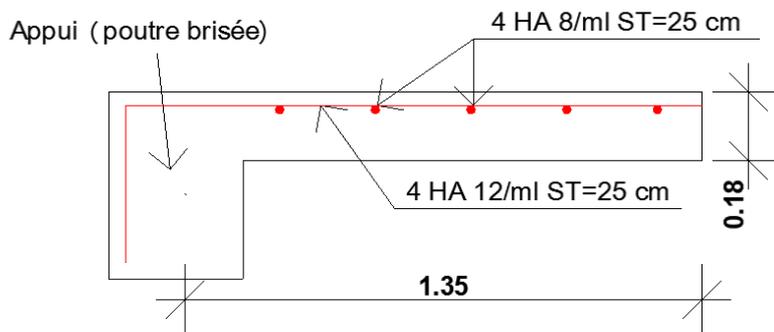
1)  $e \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow e = 18\text{ cm} < 13,5\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5,65\text{ cm}^2 < 16,80\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

2)  $L = 1,35\text{ m} < 8\text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

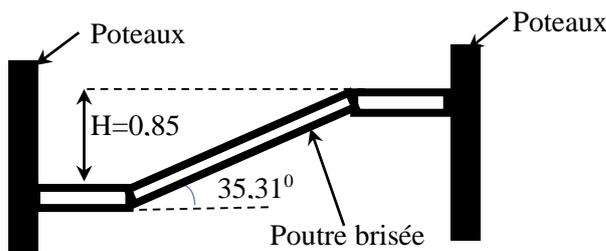
Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

**e) Schéma de ferrailage**

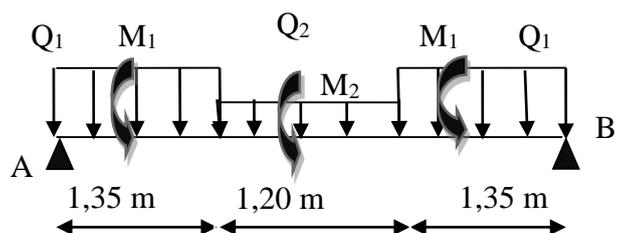


**Figure III.34** Schéma de ferrailage de la volée 2 (type 2)

**6.4. Etude de la poutre brisée**



**Figure III.35.** Vue en élévation de la poutre brisée



**Figure III.36** Schéma statique de la poutre brisée.

### 6.4.1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

#### Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend } b = h = 30 \text{ cm}$$

#### ➤ Définition des charges

##### 1. Calcul des charges

La poutre est soumise à son :

-Poids propre :

$$\text{Partie horizontale : } P_h = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Partie incliné : } P_{inc} = \frac{2,25}{\cos 35,31} = 2,75 \text{ KN / m}$$

$$\text{-Poids du mur : } P_m = G_{mur} \times (H_{étage} / 2 - h_{ps}) = 2,2 \times 1,14 = 2,50 \text{ KN / ml}$$

**ELU :**

$$Q_1 = 1,35(P_h + P_m) + R_A^U ; \quad Q_2 = 1,35(P_{inc} + P_m) + R_C^U.$$

**ELS :**

$$Q_1 = (P_h + P_m) + R_A^S ; \quad Q_2 = (P_{inc} + P_m) + R_C^S.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} R_A^U = 29,10 \text{ KN/ml : la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELU.} \\ R_C^U = 23,34 \text{ KN/ml : la réaction d'appui du consol à l'ELU.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_A^S = 20,96 \text{ KN/ml : la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELS.} \\ R_C^S = 18,29 \text{ KN/ml : la réaction d'appui du consol à l'ELS.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_1^U = 35,51 \text{ KN/m} & Q_1^S = 25,71 \text{ KN/m} \\ Q_2^U = 30,42 \text{ KN/m} & Q_2^S = 23,54 \text{ KN/m} \end{cases}$$

On utilise la méthode de RDM on trouve :

##### 2. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

$$\text{ELU : } R_A^U = R_B^U = (2 \times Q_1^U \times 1,35 + Q_2^U \times 1,20) / 2 = 66,19 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_A^S = R_B^S = (2 \times Q_1^S \times 1,35 + Q_2^S \times 1,20) / 2 = 48,83 \text{ KN}$$

D'après le 2<sup>ème</sup> tronçon  $1,5 \text{ m} \leq x \leq 1,95 \text{ m}$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,95 \text{ m}$$

On trouve :  $M_0^u(1,95)=62,47 \text{ KN.m}$  ;  $M_0^s(1,95)=46,73 \text{ KN.m}$

### 3. Calcul des sollicitations

ELU : En travée :  $M_t^U = 0,85 \times M_0^U = 53,09 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_a^U = -0,5M_0^U = -31,23 \text{ KN.m}$

ELS : En travée :  $M_t^S = 0,85 \times M_0^S = 39,72 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_a^S = -0,5 \times M_0^S = -23,36 \text{ KN.m}$

### 4. Le ferrailage

Tableau III.34. Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	$M_u(\text{KNm})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
Travée	53,09	0,170	0,235	0,244	0,97	6,25
Appui	-31,33	0,100	0,133	0,255	0,97	3,53

#### ➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_f = \frac{66,19 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,817 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### Calcul à la torsion :

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule  $\tau_t = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e}$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$  ; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

$e$  : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{tor}}^{\text{max}} = \frac{M_{\text{tor}}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis).}$$

Avec :  $M_{\text{tor}}^a = \max(M_1 ; M_2) = \max(16,91 ; 16,44) = 16,91 \text{ KN.m}$

$M_1$ : le moment de torsion en appui provoque sur la poutre brisée et transmis par la volée (1ou3)

$M_2$ : le moment de torsion en appui provoque sur la poutre brisée et transmis par la volée (2)

$$M_{\text{tor}}^{\text{max}} = \frac{16,91 \times 3,90}{2} = 32,97 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{32,97 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 5,27 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa. condition n'est pas vérifiée.}$$

**Remarque :**

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est :  $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

En recalculons :  $e$  et  $\Omega$ .

$\emptyset = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section  $(b \times h)$ .

$$e = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (35 - 5,83) \times (40 - 5,83) = 996,74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{32,97 \times 10^{-3}}{2 \times 996,74 \times 10^{-4} \times 5,83 \times 10^{-2}} = 2,83 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f = \frac{66,19 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,37} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(2,83)^2 + (0,51)^2} = 2,87 \text{ MPa.}$$

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 2,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Armatures transversales à la flexion simple :

Soit  $St = 20 \text{ cm}$

$St = 20 \text{ cm} < \min(0,9 d; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

$$A_t \leq \frac{0,4 \cdot b \cdot St}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,35 \times 0,20}{400} = 0,70 \text{ cm}^2$$

$$A_t \leq \frac{(\tau_f - 0,3 f_{t28}) \times b \times St}{0,8 f_e} = \frac{(0,51 - 0,3 \times 2,1) \times 0,35 \times 0,20}{0,8 \times 400} = -0,26 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc  $A_t = 1 \text{ cm}^2$

➤ **Le ferrailage**

**1. Armatures longitudinales**

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec: } \mu : \text{ périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [b + h] = 150 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{32,97 \times 10^{-3} \times 1,5 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,099674} = 7,13 \text{ cm}^2$$

**2. Armatures transversales**

On opte  $St = 20 \text{ cm}$  en travée et  $St = 10 \text{ cm}$  en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 0,95 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{En travée} \\ A_{tor}^a = 0,47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{En appui} \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité** : sachant que b = 35 cm, d = 38 cm.

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1,56 \text{ cm}^2 < A_t^{cal} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage final de la poutre brisée**

**En travée :**

$$A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 6,25 + 7,13 / 2 = 9,81 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3\text{HA16} + 3\text{HA14} = 10,65 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

$$A_u = A_u^f + A_u^T / 2 = 3,53 + 7,13 / 2 = 7,09 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3\text{HA16} + 1\text{HA12} = 7,16 \text{ cm}^2$$

❖ **Section d'armature transversale à prendre**

$$A = 1 + 0,95 = 1,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On choisit : } 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

**Tableau III.35.** Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée

Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)
<b>En travée</b>	39,72	14,37	116429,9	4,90	15
<b>En appuis</b>	-23,36	12,30	87233,78	3,29	15

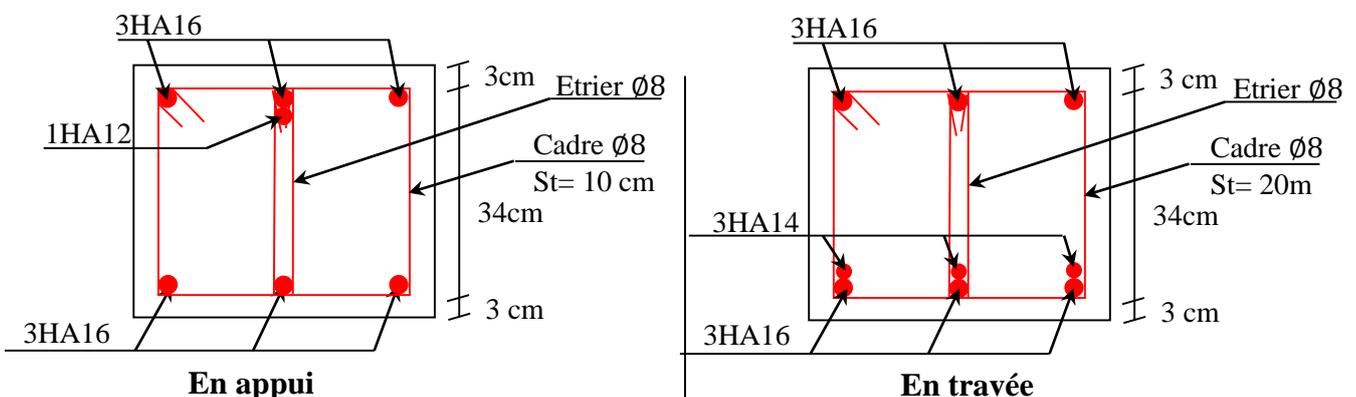
➤ **Vérification de la flèche**

1.  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{390} = 0,102 > 0,085 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$

2.  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{10,65}{35 \times 37} = 0,008 < 0,0105 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$

3. L = 3,90 m < 8 m ..... la condition est vérifiée.

➤ **Schéma de ferraillage**



**Figure III.37.** Schéma de ferraillage de la poutre brisée

# Chapitre IV

**Chapitre IV :**

# Etude dynamique

## 1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts. Ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

## 2. Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (DDL) à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible. Autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les méthodes de modélisation qui existe, on trouve la modélisation en éléments finis. Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaye tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel SAP 2000V14 afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (SAP 2000V14) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encastré à la base. Il ne comporte que les éléments (Poteaux, Poutres, escalier et voiles), le reste des éléments est introduit comme un chargement.

Les poteaux et les poutres sont modélisés à l'aide des éléments linéaires de type « Frame » (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres), les volées, les paliers ainsi que les voiles périphériques et de contreventement sont modélisés par des éléments surfaciques de type « Shell » avec un maillage de (0,5m\*0,5m).

La notion des planchers rigides est prise en compte par une déclaration de diaphragmes rigides. Cette option qui existe sur le menu SAP permet de réduire le nombre de degré de liberté et d'avoir le même déplacement pour tous les nœuds du même niveau dans une direction donnée.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q), et le chargement horizontal est obtenu par l'application d'un spectre de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ( $V_{x_{dyn}}$  et  $V_{y_{dyn}}$ ).

### 3. Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

#### 3.1. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

#### 3.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale .
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

### 4. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de  $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec,  $V_{dyn}$ : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

A: Coefficient d'accélération de zone ;

D: Facteur d'amplification dynamique moyen ;

W : Poids total de la structure ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

Q: Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

- ✓  $\begin{cases} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{cases} \Rightarrow A=0,15$
- ✓ Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc :  $R = 5$
- ✓  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	NonVérifié	0,05
02	Redondance en plan	vérifié	0
03	Régularité en plan	Non vérifié	0.05
04	Régularité en élévation	NonVérifié	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0
06	Contrôles d'exécution	Vérifié	0

**Remarque :**

La première condition est vérifiée pour le sens y-y, ce que n'est pas le cas pour le sens x-x,

$$\text{Donc, } \begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,10 \end{cases}$$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

- ✓  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓  $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.
- ✓  $\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas :  $W = 23455,928 \text{ KN}$

$$\checkmark D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \text{ RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\checkmark \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \text{ RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8,5\%$$

D'où,  $\eta = 0,816$

$$\checkmark \text{ On a un site meuble S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \text{ RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

#### ✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 26,01 \text{ m}$  : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (Tableau 4.6 du RPA99/2003)

$L$  : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 14,30 \text{ m} \\ L_y = 14,10 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc, } \begin{cases} T_x = \min(0,58 \text{ s}, 0,61 \text{ s}) = 0,58 \text{ s} \\ T_y = \min(0,58 \text{ s}, 0,62 \text{ s}) = 0,58 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,85 \\ D_y = 1,85 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 1493,13 \text{ KN} \\ V_{yst} = 1364,392 \text{ KN} \end{cases}$$

### 4.1. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

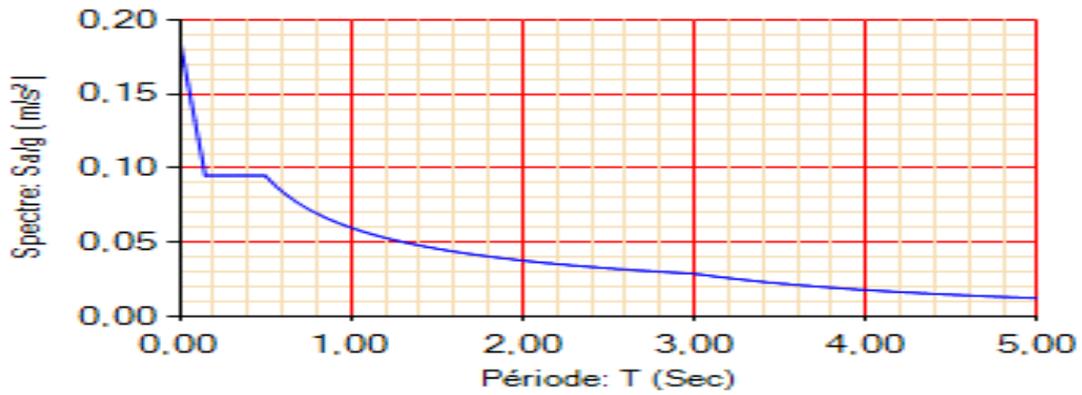


Figure IV.1. Spectre de réponse

4.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel SAP2000 V14, nous avons obtenu les résultats suivants :

4.3. Disposition des voiles de contreventement :

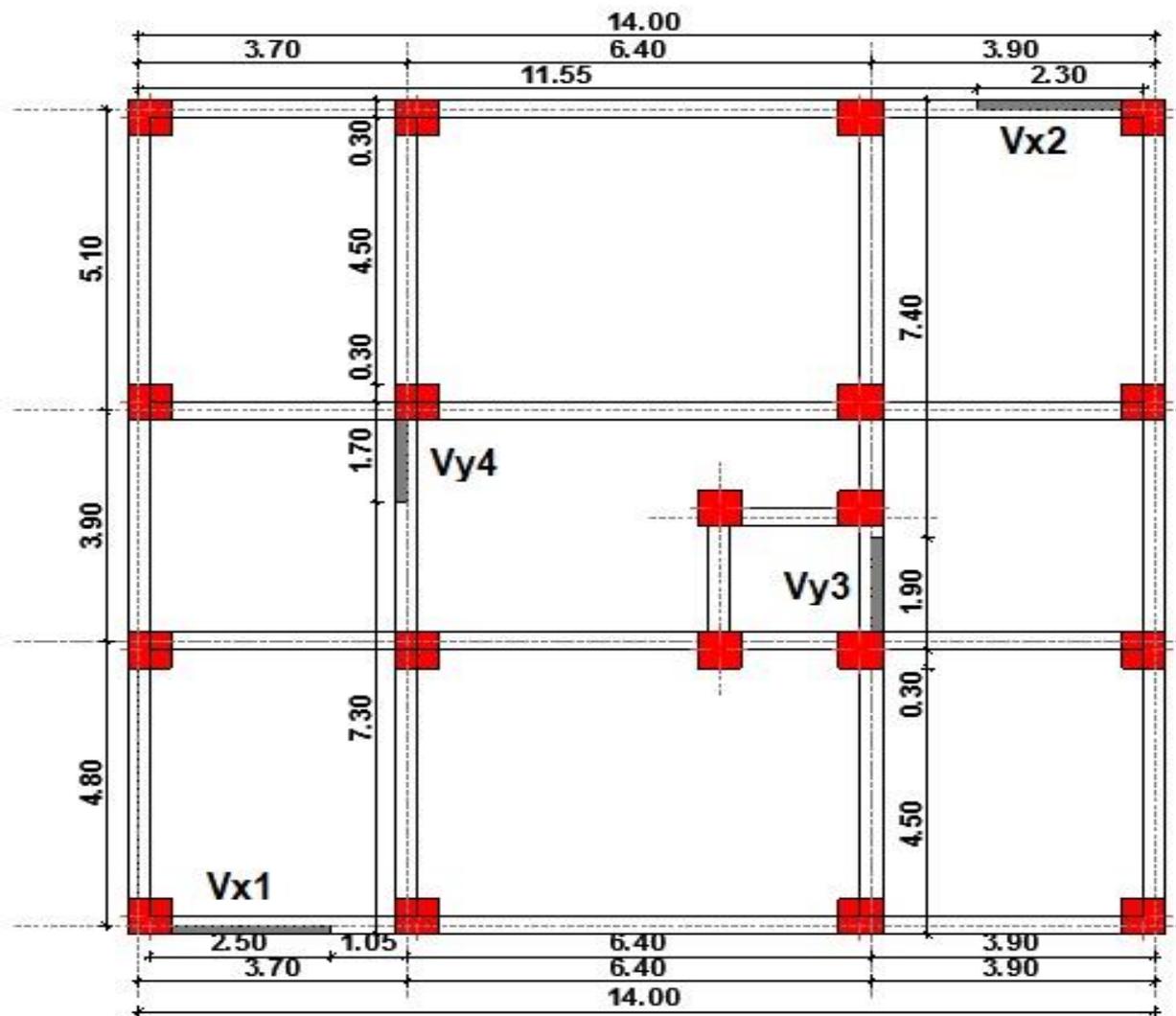
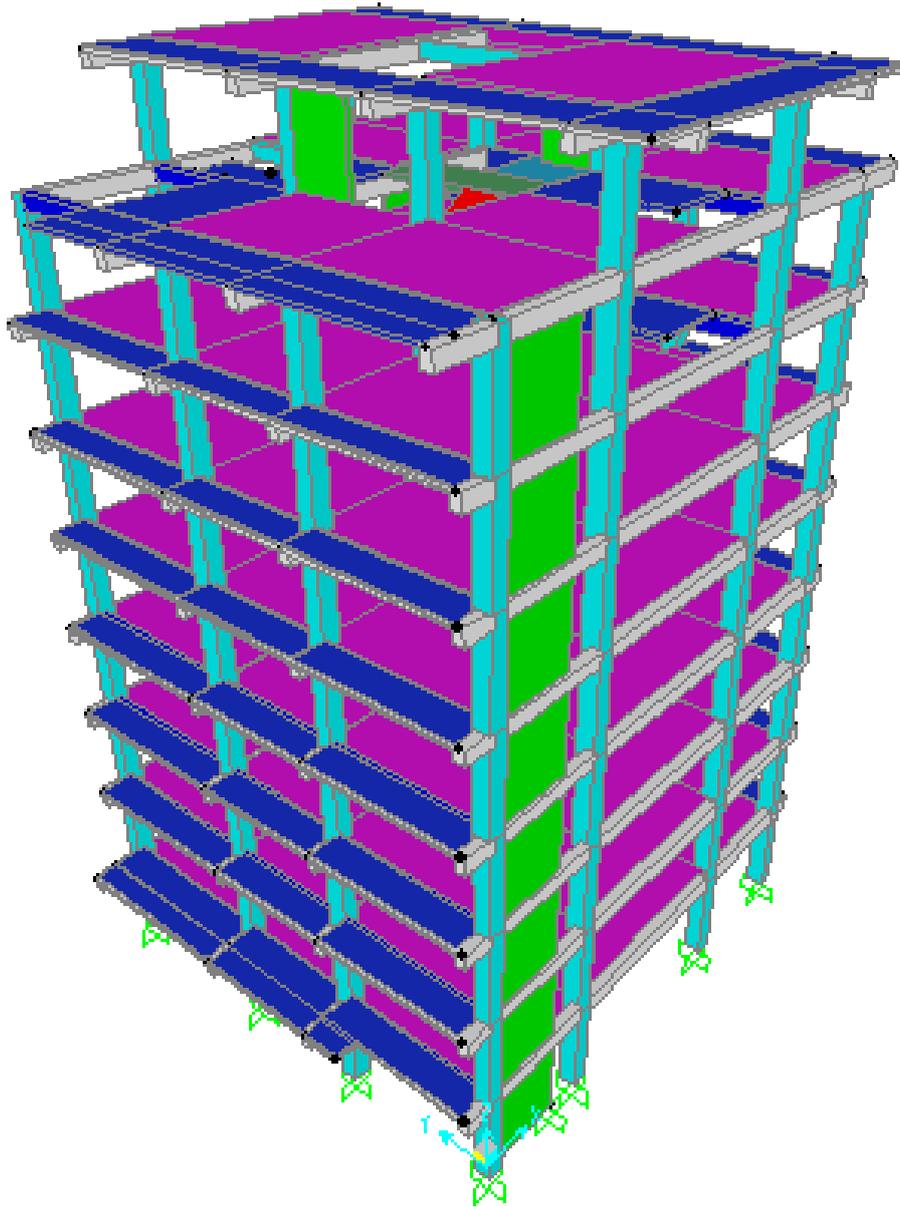


Figure IV.2. Disposition des voiles de contreventement



**Figure IV.3.** Vue en 3D du model obtenu par le logicielSAP2000V14

#### **4.4. Période de vibration et participation massique :**

Le coefficient de participation massique correspond au  $i^{\text{ème}}$  mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2.** Périodes et taux de participation massique de la structure

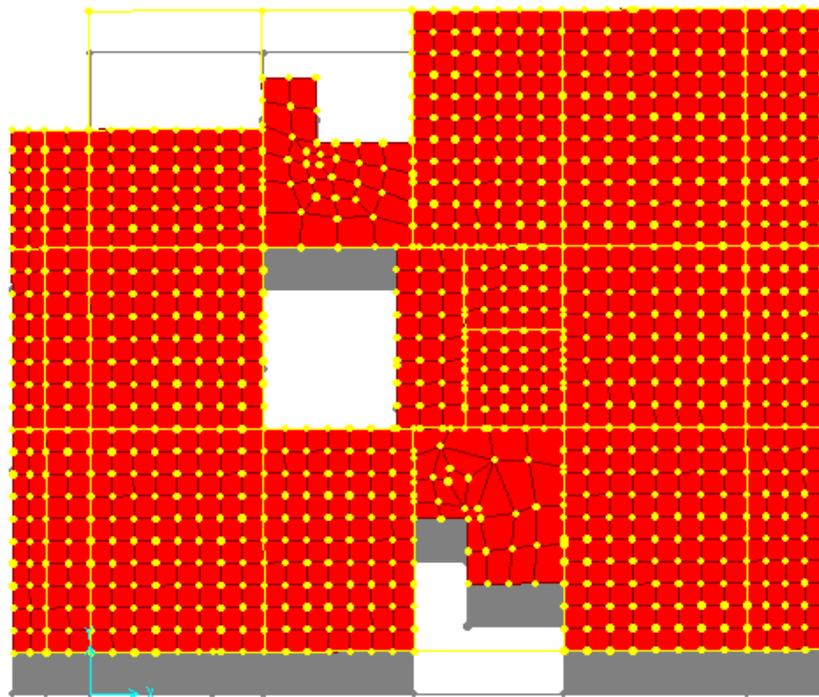
Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.59562	0.00031	0.74576	0.00031	0.74576
2	0.547053	0.73587	0.00022	0.73618	0.74598
3	0.540036	0.00022	0.00028	0.7364	0.74626
4	0.192451	9.894E-07	0.13256	0.7364	0.87882
5	0.179659	0.12068	0.000006752	0.85708	0.87882
6	0.171828	0.00445	0.00101	0.86153	0.87984
7	0.119926	0.03577	0.000004119	0.8973	0.87984
8	0.107103	0.00014	0.03586	0.89744	0.9157
9	0.100929	0.00045	0.01217	0.89789	0.92786
10	0.08916	0.00017	0.00034	0.89806	0.92821
11	0.080431	0.03794	0.00002842	0.936	0.92824
12	0.078196	0.00005585	0.00059	0.93606	0.92882

### Interprétation des résultats obtenus

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP2000V14 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

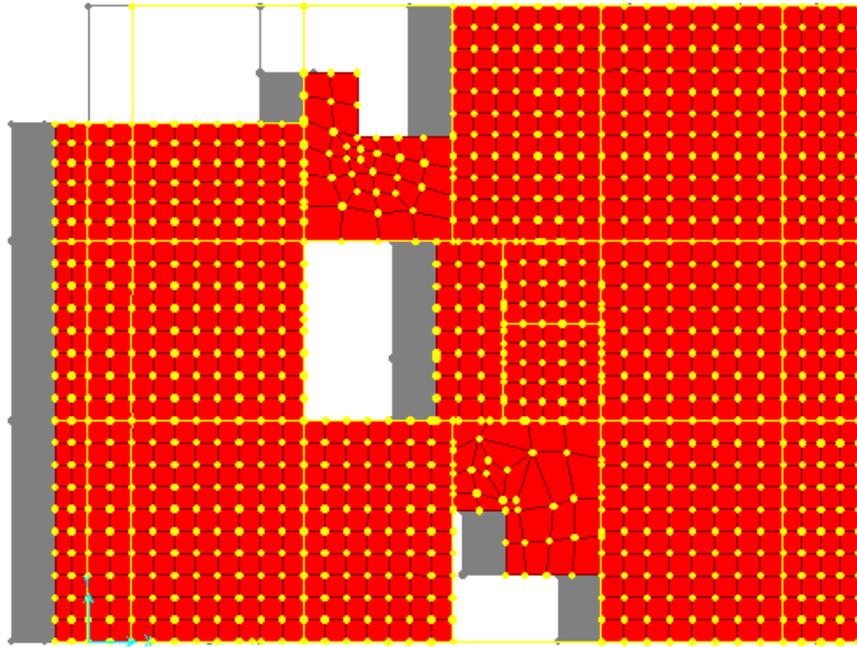
$$\text{Période majorées de 30\%} \begin{cases} T_x = 0,754 \text{ s} \\ T_y = 0,754 \text{ s} \end{cases}$$

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.



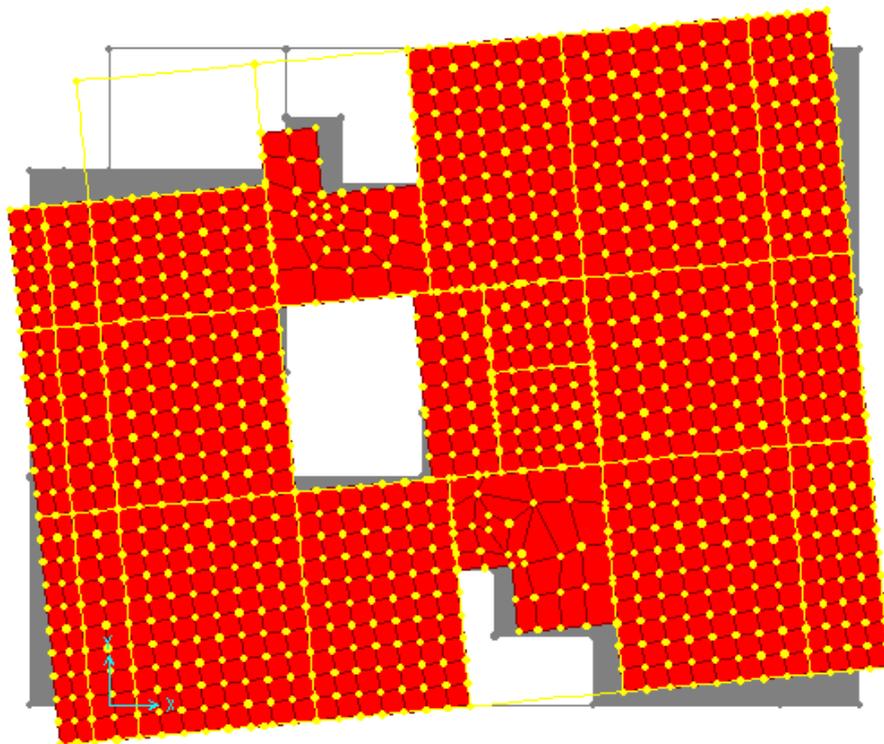
**Figure IV.4.** Mode 1 (Translation suivant l'axe Y-Y)

- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.



**Figure IV.5.**Mode 2 (Translation suivant l'axe X-X)

- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.



**Figure IV.6.**Mode 3 (Rotation selon l'axe Z-Z)

## 5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

### 5.1. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

✓ **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

✓ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>RDC</b>	23546.17	2393.036	90.774444	9.225556
<b>1</b>	19308.397	3310.081	85.365589	14.63441
<b>2</b>	16479.464	3064.481	84.320049	15.67995
<b>3</b>	13795.242	2674.823	83.759487	16.24051
<b>4</b>	11023.82	2370.885	82.299834	17.70017
<b>5</b>	8479.09	1914.316	81.581437	18.41856
<b>6</b>	5998.217	1393.013	81.153164	18.84684
<b>7</b>	3626.435	850.504	81.002556	18.99744
<b>8</b>	1157.885	318.844	78.408767	21.59123

**Tableau IV.4.** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
<b>RDC</b>	871.599	559.351	60.91051	39.08949	981.88	327.592	74.98289	25.01711
<b>1</b>	726.907	634.269	53.40287	46.59713	750.761	528.304	58.69608	41.30392
<b>2</b>	784.65	485.436	61.77928	38.22072	793.563	415.771	65.61984	34.38016
<b>3</b>	794.743	362.05	68.70227	31.29773	790.795	321.038	71.12534	28.87466
<b>4</b>	650.849	360.48	64.35581	35.64419	668.368	316.523	67.86213	32.13787
<b>5</b>	591.86	246.776	70.57412	29.42588	600.359	228.609	72.42246	27.57754
<b>6</b>	490.502	149.88	76.59522	23.40478	489.162	152.771	76.20141	23.79859
<b>7</b>	411.985	75.205	84.56352	15.43648	377.113	58.904	86.49044	13.50956
<b>8</b>	184.925	12.682	93.58221	6.417789	154.205	44.025	77.79095	22.20905

D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

**5.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base**

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5.** Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	$V_{dyn}$ (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation
Suivant X-X	1497,075	1197,660	Vérifiée
Suivant Y-Y	1431,984	1145,587	Vérifiée

**Remarque :**

Dans le cas où l’effort tranchant à la base n’est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ .

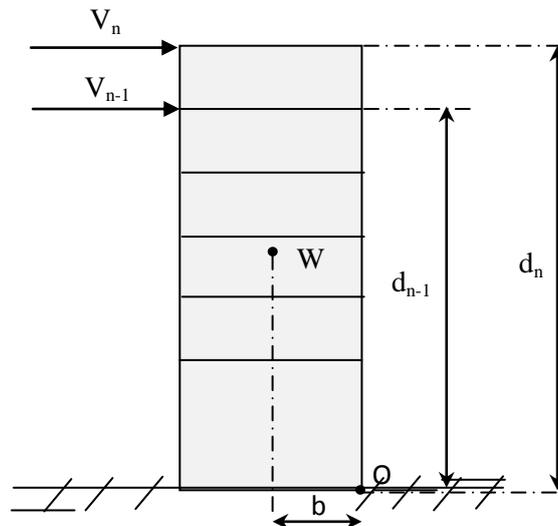
**6.3. Justification vis-à-vis de l’équilibre d’ensemble**

Cette condition d’équilibre se réfère à la stabilité d’ensemble du bâtiment ou de l’ouvrage, soumis à des effets de renversement, il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

$$M_{stabilisateur} = M_{W/o} = W \times b$$

$$M_{renversement} = M_{Fi/o} = \sum_{i=1}^n V_i \times d_i$$



**Figure IV.7.** Schéma montrant les moments stabilisants et renversants

Les résultats sont montrés dans le tableau ci- après :

**Tableau IV.6.** Justification vis-à-vis l’équilibre d’ensemble

Sens	W (KN)	b (m)	$M_{stab}$ (KN.m)	$M_{renv}$ (KN.m)	$M_{stab} / M_{renv}$
Suivant X-X	23455,928	7,15	167709,885	94901,39	1,767202
Suivant Y-Y	23455,928	7,05	1665364,292	91344,05	1,810346

Face aux différentes sollicitations résultant des différentes combinaisons d’action, le bâtiment reste toujours stable, autrement dit, l’équilibre d’ensemble est justifié.

### 5.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

$\delta_K$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003(Art4.43).

$\delta_{eK}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : coefficient de comportement dynamique ( $R=5$ ).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7.** Vérifications des déplacements de niveaux

Niveau	$h_k$ (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)
<b>RDC</b>	2.89	0.0006	0.003	0	0.003	0.001	0.0007	0.0035	0	0.0035	0.0012
<b>01</b>	2.89	0.0016	0.008	0.003	0.005	0.0017	0.0018	0.009	0.0035	0.0055	0.0019
<b>02</b>	2.89	0.0028	0.014	0.008	0.006	0.0021	0.0031	0.0155	0.009	0.0065	0.0022
<b>03</b>	2.89	0.004	0.02	0.014	0.006	0.0021	0.0045	0.0225	0.0155	0.007	0.0024
<b>04</b>	2.89	0.0053	0.0265	0.02	0.0065	0.0022	0.0058	0.029	0.0225	0.0065	0.0022
<b>05</b>	2.89	0.0065	0.0325	0.0265	0.006	0.0021	0.0069	0.0345	0.029	0.0055	0.0019
<b>06</b>	2.89	0.0075	0.0375	0.0325	0.005	0.0017	0.008	0.04	0.0345	0.0055	0.0019
<b>07</b>	2.89	0.0083	0.0415	0.0375	0.004	0.0014	0.0088	0.044	0.04	0.004	0.0014
<b>08</b>	2.89	0.009	0.045	0.0415	0.0035	0.0012	0.0096	0.048	0.044	0.004	0.0014

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

### 5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet **P-Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_k$ : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .
- ✓ Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8.** Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$ (KN)	$\theta_k$
<b>RDC</b>	2,89	23977.51	0.003	1430.95	0,017	0.0035	1309.472	0,022
<b>01</b>	2,89	20964.07	0.005	1361.176	0,026	0.0055	1279.065	0,031
<b>02</b>	2,89	18097.98	0.006	1270.086	0,029	0.0065	1209.334	0,033
<b>03</b>	2,89	15257.13	0.006	1156.793	0,027	0.007	1111.833	0,033
<b>04</b>	2,89	12297.07	0.0065	1011.329	0,027	0.0065	984.891	0,028
<b>05</b>	2,89	9527.121	0.006	838.636	0,023	0.0055	828.968	0,021
<b>06</b>	2,89	6803.833	0.005	640.382	0,018	0.0055	641.933	0,020
<b>07</b>	2,89	4146.698	0.004	487.19	0,011	0.004	436.017	0,013
<b>08</b>	2,89	1369.343	0.0035	197.607	0,008	0.004	198.23	0,009

**Remarque :**

On voit bien que la condition (4.1) est largement satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

**5.6. Vérification de l'effort normal réduit**

On entend par effort normal réduit, le rapport :  $\gamma = N/(f_{c28} \times B)$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B : l'aire (section brute) de cette dernière ;

$f_{cj}$  : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le **RPA99/2003 (7.4.3.1)** nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section) la relation suivante :

$$\gamma = N/(f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

**Tableau IV.9.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B (m <sup>2</sup> )	N (KN)	Combinaisons	$\gamma$	Observation
RDC	0,36	2653,225	G+Q+Ey	0,295	Vérifiée
Etages 1, 2 et 3	0,3025	1790,531	G+Q+Ey	0,199	Vérifiée
Etages 4,5,6 et 7	0,25	866.436	G+Q+Ey	0,096	Vérifiée
Etages 8	0,2025	242,211	G+Q+Ex	0,026	Vérifiée

## 7. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**. Ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10.** Dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08
Poteaux (cm <sup>2</sup> )	60*60	55*55		50*50				45*45	
Voiles (cm)	15								
P.P (cm <sup>2</sup> )	30*45								
P.S (cm <sup>2</sup> )	30*40								

# Chapitre V



- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\Phi$ .
- La distance ou l'espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right) \end{cases}$$

$b_1$  et  $h_1$  : La section du poteau considéré

$h_e$  : Hauteur d'étage

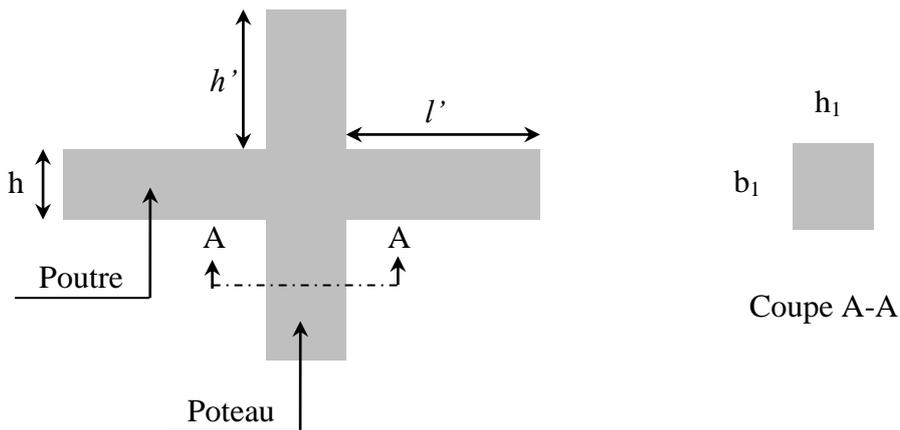


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous- Sol et RDC	60×60	28,8	144	216
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	55×55	24,20	121	181,5
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	50×50	20	100	150
8 <sup>ème</sup> étage	45×45	16,2	81	121,5

➤ **Armatures transversales**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- $V^{max}$  : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- $\rho$  : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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

Pour le calcul de  $A_t$ , il suffit de fixer l'espacement ( $t$ ) tout en respectant les conditions suivantes :

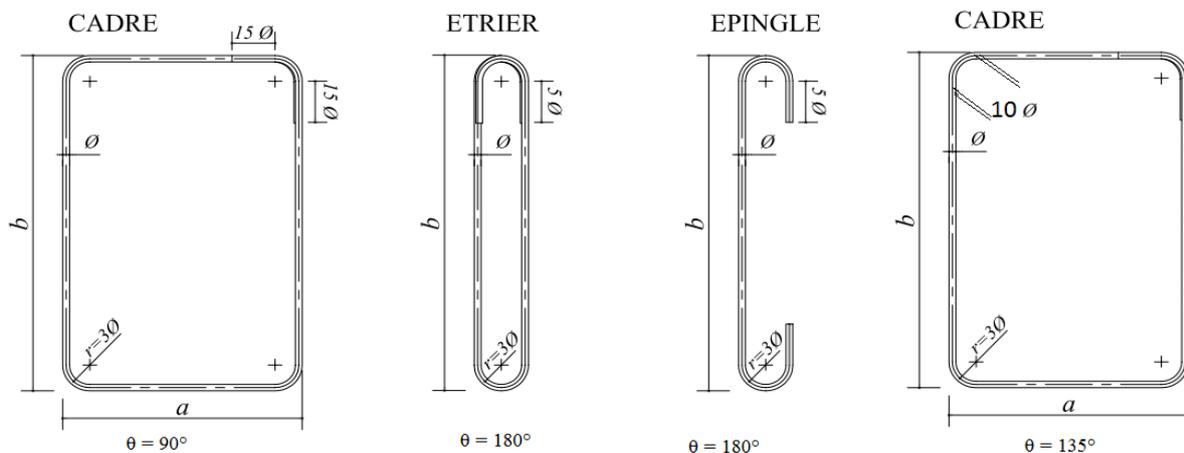
**En zone nodale :**  $t \leq \min(10 \phi_t^{min}, 15 \text{ cm})$ .....zone IIa

**En zone courante :**  $t \leq 15 \phi_t^{min}$  .....zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\% (h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

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

Donc il est nécessaire de respecter ce qui suit :



**Figure V.2.** Ancrage des armatures transversales

**2.2. Sollicitation de calcul**

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel SAP2000.V14, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.2.** Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
<b>Sous-sol et RDC</b>	2653,225	-133,282	-353,369	18,972	133,517	415,766	180,493
<b>Etages 1,2 et 3</b>	1790,531	-71,818	-147,525	15,378	141,684	822,356	223,191
<b>Etages 4, 5,6 et 7</b>	1028,419	16,884	-5,022	16,094	-119,961	141,049	178,729
<b>Etages 8</b>	305,039	-61,454	23,012	7,208	85,398	190,155	56,425

### 2.3. Calcul du ferrailage

#### ➤ Ferrailage longitudinal

##### Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ( $e = 3 \text{ cm}$ ) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

#### ➤ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

Soit :  $M_{max} = 133,517 \text{ KN.m}$  ;  $N_{corr} = 415,766 \text{ KN}$  ..... (0,8G - Ey)

$b = 60 \text{ cm}$ ;  $h = 60 \text{ cm}$ ;  $d = 57 \text{ cm}$ ;

Situation accidentelle :  $\gamma_b = 1,15$  et  $\gamma_s = 1$ ,

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,30 \Rightarrow \text{le centre de pression est en dehors de la section}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 245,774 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{245,774 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,6 \times 0,57^2} = 0,0682$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} ; A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,0884 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,549 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 11,17 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

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

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Sous-sol et RDC	60×60	S.P.C	0,78	28,8	32,17	16HA16
Etages 1,2 et 3	55×55	S.P.C	0	24,20	26,51	4HA16+12HA14
Etages 4, 5,6 et 7	50×50	S.P.C	0,79	20	20,36	4HA16+8HA14
Etages 8	45×45	S.P.C	2,86	16,2	18,47	12HA14

**Tableaux V.4.** Ferrailage transversales des poteaux

Niveaux	Sous-sol et RDC	Etages 1, 2 et 3	Etages 4, 5,6, 7et	Etages 8
Sections (cm <sup>2</sup> )	60×60	55×55	50×50	45×45
ϕ <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm)	1,6	1,4	1,4	1,4
l <sub>f</sub> (cm)	170,8	170,8	170,8	170,8
λ <sub>g</sub>	2,846	3,105	3,416	3,79
V(KN)	180,493	223,191	178,729	56,425
t <sub>zone nodal</sub> (cm)	10	10	10	10
t <sub>zone courante</sub> (cm)	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	4,23	5,70	5,02	1,76
A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	4,70	4,30	3,87	3,46
A <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10

Après le Code De Béton Armé (**CBA93. Art A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

## 2.4. Vérifications nécessaires

### ➤ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec : B<sub>r</sub> = (b - 2) × (h - 2) : section réduite du poteau

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 (6.3.2). Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5.** Vérification au flambement des différents poteaux

Niveaux	Nu (KN)	i (m)	$\lambda$	$\alpha$	$(Br \geq Br^{calc})$		Observation
					Br	$Br^{calc}$	
Sous-sol et RDC	2653,225	0,1732	9,861	0,837	0,3364	0,1441	Vérifiée
Etg 1,2 et 3	1790,531	0,1588	10,756	0,834	0,2809	0,0976	Vérifiée
Etg 4, 5,6 et 7	1028,419	0,1443	11,836	0,831	0,2304	0,0562	Vérifiée
Etg 8	305,039	0,1299	13,149	0,827	0,1849	0,0168	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc y a pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

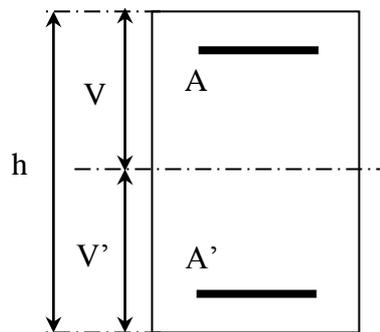
Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$  : section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$



**Figure V.3.** Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.6.** Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Sous-sol et RDC	Etages 1,2 et 3	Etages 4,5 6 et 7	Etages 8
Sections (cm <sup>2</sup> )	60×60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	57	52	47	42
A (cm <sup>2</sup> )	32,17	26,51	20,36	18,47
V (cm)	34,63	31,92	29,63	27,02
V' (cm)	25,37	23,08	20,37	17,98
I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	0,0153	0,0109	0,0078	0,0052
N <sub>ser</sub> (MN)	1,8053	1,2947	0,7514	0,2234
M <sub>ser</sub> (MN.m)	0,0363	0,0379	0,0532	0,0450
M <sub>serG</sub> (MN.m)	0,120	0,0952	0,0881	0,0551
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	5,29	4,56	3,34	1,39
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	7,00	6,30	5,31	3,01
σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7.** Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (Mpa)	Obs.
Sous-sol et RDC	60×60	1,708	2,846	0,040	0,57	180,493	0,528	1,00	Vérifiée
Etages 1,2 et 3	55×55	1,708	3,105	0,040	0,52	223,191	0,780	1,00	Vérifiée
Etages 4, 5,6 et 7	50×50	1,708	3,416	0,040	0,47	178,729	0,761	1,00	Vérifiée
Etages 8	45×45	1,708	3,79	0,040	0,42	56,425	0,299	1,00	Vérifiée

➤ **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans les zone nodales (zones critiques).

Tableau V.8. Dimensions de la zone nodale

Niveaux	Sous-sol et RDC	Etages 1,2 et 3	Etages 4, 5,6 et 7	Etages 8
Sections (cm <sup>2</sup> )	60×60	55×55	50×50	45×45
L'(cm)	P.P	90	90	90
	P.S	80	80	80
h'(cm)	60	60	60	60

➤ Dispositions constructives

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_1 = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$ .
- Longueur de recouvrement :  $lr \geq 40 \times \phi$  :

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50 \text{ cm}$ .

➤ Schémas de ferrailage

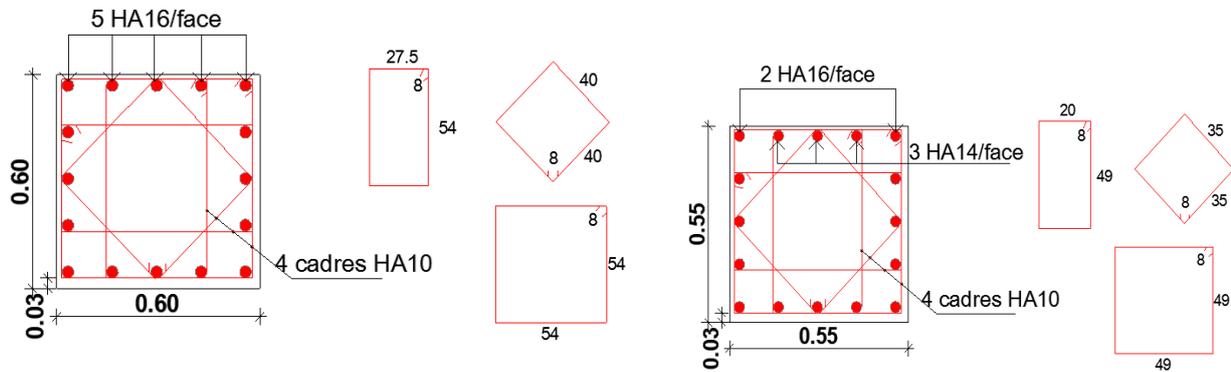


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux du Sous-sol et RDC, et des étages 1,2 et 3

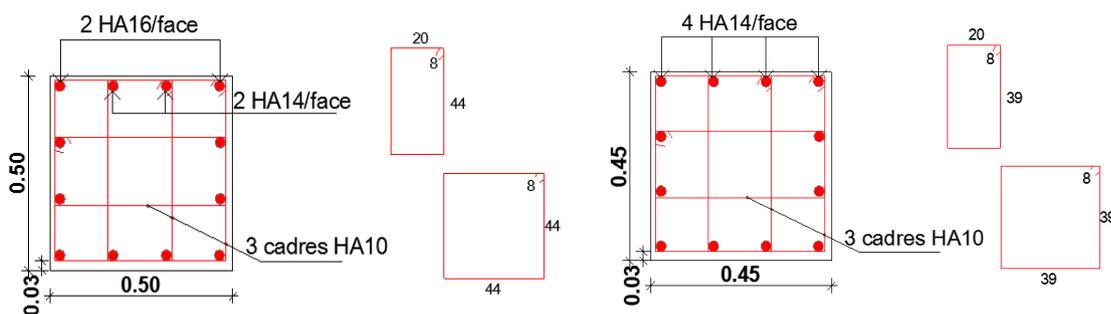


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux d'étages 4 à 8

### 3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

#### 3.1. Recommandations

##### ➤ Armatures longitudinales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section du béton en zone courante.
  - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

##### ➤ Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% st \times h$

Avec  $St$  : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

#### Remarque

La valeur du diamètre  $\Phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

#### 3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel SAP2000 V14.

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales (30×45) cm<sup>2</sup>

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Sous-sol et RDC	Travée	89,477	5,89	6,75	6,79	6HA12
	Appui	-82,731	5,30	6,75	6,79	6HA12
Etages 1	Travée	94,758	6,23	6,75	6,79	6HA12
	Appui	-105,550	6,94	6,75	8,01	3HA12+3HA14
Etages 2	Travée	85,953	5,65	6,75	6,79	6HA12
	Appui	-105,247	6,92	6,75	8,01	3HA12+3HA14
Etages 3	Travée	73,787	4,73	6,75	6,79	6HA12
	Appui	-98,396	6,47	6,75	6,79	6HA12
Etages 4	Travée	60,817	3,9	6,75	6,79	6HA12
	Appui	-88,744	5,84	6,75	6,79	6HA12
Etages 5	Travée	58,614	3,76	6,75	6,79	6HA12
	Appui	-83,411	5,35	6,75	6,79	6HA12
Etages 6	Travée	61,341	3,93	6,75	6,79	6HA12
	Appui	-87,218	5,74	6,75	6,79	6HA12
Etages 7	Travée	63,614	4,08	6,75	6,79	6HA12
	Appui	-84,445	5,41	6,75	6,79	6HA12
Niveau 8	Travée	28,034	1,75	6,75	6,79	6HA12
	Appui	-55,306	3,55	6,75	6,79	6HA12

Tableau V.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×40) cm<sup>2</sup>

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
sous-sol et RDC	Travée	57,206	4,09	6	6,16	4HA14
	appui	-70,326	5,17	6	6,16	4HA14
Etages 1	Travée	56,709	4,05	6	6,16	4HA14
	appui	-63,237	4,65	6	6,16	4HA14
Etages 2	Travée	53,463	3,82	6	6,16	4HA14
	appui	-69,688	5,12	6	6,16	4HA14
Etages 3	Travée	50,138	3,58	6	6,16	4HA14
	appui	-67,063	4,93	6	6,16	4HA14
Etages 4	Travée	43,791	3,13	6	6,16	4HA14
	appui	-60,569	4,45	6	6,16	4HA14
Etages 5	Travée	39,234	2,8	6	6,16	4HA14
	appui	-55,338	3,95	6	6,16	4HA14
Etages 6	Travée	34,117	2,44	6	6,16	4HA14
	appui	-50,105	3,58	6	6,16	4HA14
Etages 7	Travée	35,833	2,56	6	6,16	4HA14
	appui	-51,413	3,67	6	6,16	4HA14
Etages 8	Travée	10,577	0,73	6	6,16	4HA14
	appui	-29,549	2,11	6	6,16	4HA14

Tableau V.11. Ferrailage des poutres porteuses (30× 45) cm<sup>2</sup>

Niveaux	localisation	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
sous-sol et RDC	Travée	21,275	1,27	6,75	6,79	6HA12
	appui	-53,162	3,24	6,75	6,79	6HA12
Etages 1	Travée	36,760	2,24	6,75	6,79	6HA12
	appui	-57,840	3,53	6,75	6,79	6HA12
Etages 2	Travée	33,224	2,03	6,75	6,79	6HA12
	appui	-59,908	3,65	6,75	6,79	6HA12
Etages 3	Travée	27,360	1,67	6,75	6,79	6HA12
	appui	-58,548	3,57	6,75	6,79	6HA12
Etages 4	Travée	23,955	1,46	6,75	6,79	6HA12
	appui	-55,986	3,41	6,75	6,79	6HA12
Etages 5	Travée	24,709	1,51	6,75	6,79	6HA12
	appui	-55,355	3,38	6,75	6,79	6HA12
Etages 6	Travée	24,914	1,52	6,75	6,79	6HA12
	appui	-60,027	3,66	6,75	6,79	6HA12
Etages 7	Travée	21,275	1,27	6,75	6,79	6HA12
	appui	-53,162	3,24	6,75	6,79	6HA12

➤ **Armatures transversales**

❖ **Calcul de  $\phi_t$**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales et Poutres porteuses: } \phi_t \leq \min (12 ; 10,85 ; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (11,43 ; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales et Poutres porteuses : } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm} \text{ et } A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (1cadre + 1 étrier)}$$

❖ **Calcul des espacements St**

D'après le RPA99/2003 (Art7.5.2.2) :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales Poutres porteuses } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales Poutres porteuses } St = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$$\text{On a } A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,53 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérfiée}$$

❖ **Calcul des longueurs de recouvrement**

$$\text{Pour } \phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

Pour  $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50 \text{ cm}$ .

### ➤ Vérifications nécessaires

#### ❖ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres :

**En zone de recouvrement :**  $A_{max} = 4\%(b \times h)$

✓ Poutres principales *et* Poutres porteuses :  $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires :  $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

**En zone courante :**  $A_{max} = 6\%(b \times h)$

✓ Poutres principales *et* Poutres porteuses :  $A_{max} = 81 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires :  $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

#### ❖ Vérifications à l'ELU

##### Condition de non fragilité

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{\text{cal}}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales et Poutres porteuses: } A^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

##### Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12.** Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	$V^{\max}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
<b>Principale</b>	233,117	1,85	4,35	Vérifiée
<b>Secondaires</b>	207,644	1,87	4,35	Vérifiée
<b>Porteuses</b>	108,55	0,86	3,33	Vérifiée

##### Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives:  $A_l \geq A_l^{\text{rive}} = V^{\max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires:  $A_l \geq A_l^{\text{inter}} = \left(V^{\max} - \frac{M_a}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

**Tableau V.13.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$V^{max}$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{inter}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Principale</b>	233,117	105,550	8,01	6,70	-1,32	Vérifiée
<b>Secondaires</b>	207,644	70,320	6,16	5,96	-2,56	Vérifiée
<b>Porteuses</b>	108,55	60,027	6,79	3,12	1,44	Vérifiée

❖ **Vérification à l’ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l’état limite de compression du béton ;
- ✓ Vérification de l’état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

**Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau V.14.** Vérification de l’état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	$M^{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes		Observation
						$\sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
<b>Principales</b>	<b>Travée</b>	42,342	6,79	13,83	107275,12	5,43	15	Vérifiée
	<b>Appui</b>	-51,935	6,79	13,83	107275,12	6,72	15	Vérifiée
<b>Secondaires</b>	<b>Travée</b>	26,177	6,16	12,33	749831,32	5,32	15	Vérifiée
	<b>Appui</b>	-32,076	6,16	12,33	749831,32	5,43	15	Vérifiée
<b>Porteuses</b>	<b>Travée</b>	18,166	6,79	13,30	99635,33	2,4	15	Vérifiée
	<b>Appui</b>	-43,797	6,79	13,30	99635,33	5,8	15	Vérifiée

➤ **Vérification de l’état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas vérifiée :

1)  $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$

2)  $A \leq A_f = \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e}$

3)  $L < 8 \text{ m}$

Poutres principales et poutres porteuses :  $\begin{cases} h = 45 \text{ cm} > h_f = 33,15 \text{ cm} \\ A = 6,79 \text{ cm}^2 < A_f = 13,23 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Poutres secondaires :  $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > h_f = 33,15 \text{ cm} \\ A = 6,16 \text{ cm}^2 < A_f = 11,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$

Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

### 3.3. Schémas de ferrailage

#### ➤ Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

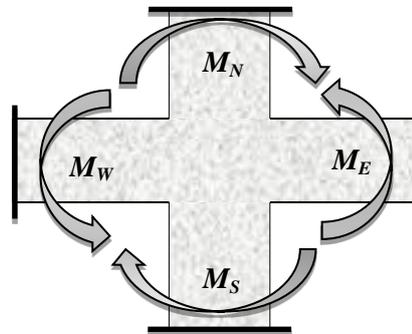


Figure VI.6. Répartition des moments dans les zones nodales

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

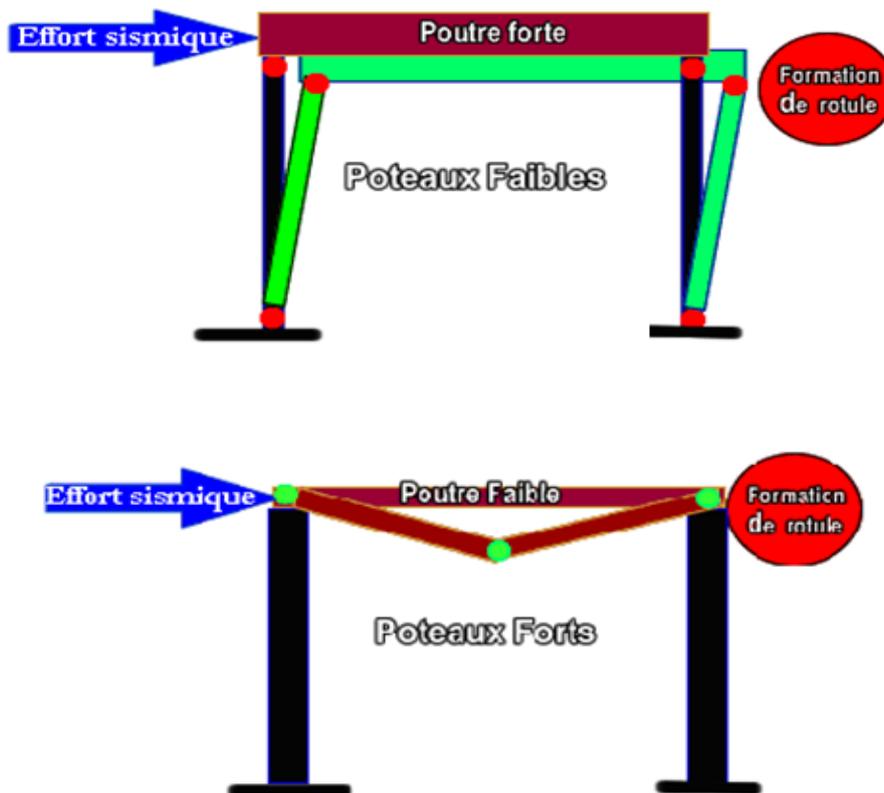


Figure VI.7. Formation de rotules plastique

#### ➤ Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton ;

- ✓ Quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \quad \text{Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**Tableau V.15.** Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
Sous-sol	0,60	0,54	32,17	348	604,538
RDC	0,60	0,54	32,17	348	604,538
Etages 1	0,55	0,495	26,51	348	456,661
Etages 2	0,55	0,495	26,51	348	456,661
Etages 3	0,55	0,495	26,51	348	456,661
Etages 4	0,50	0,45	20,36	348	318,837
Etages 5	0,50	0,45	20,36	348	318,837
Etages 6	0,50	0,45	20,36	348	318,837
Etages 7	0,50	0,45	20,36	348	318,837
Niveau 8	0,45	0,405	18,47	348	260,316

**Tableau V.16.** Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
Sous-sol	0,45	0,405	6,79	348	95,698
RDC	0,45	0,405	6,79	348	95,698
Etages 1	0,45	0,405	6,79	348	95,698
Etages 2	0,45	0,405	6,79	348	95,698
Etages 3	0,45	0,405	6,79	348	95,698
Etages 4	0,45	0,405	6,79	348	95,698
Etages 5	0,45	0,405	6,79	348	95,698
Etages 6	0,45	0,405	6,79	348	95,698
Etages 7	0,45	0,405	6,79	348	95,698
Niveau 8	0,45	0,405	6,79	348	95,698

**Tableau V.17.** Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	Mr (KN.m)
Sous-sol	0,40	0,36	6,16	348	77,172
RDC	0,40	0,36	6,16	348	77,172
Etages 1	0,40	0,36	6,16	348	77,172
Etages 2	0,40	0,36	6,16	348	77,172
Etages 3	0,40	0,36	6,16	348	77,172
Etages 4	0,40	0,36	6,16	348	77,172
Etages 5	0,40	0,36	6,16	348	77,172
Etages 6	0,40	0,36	6,16	348	77,172
Etages 7	0,40	0,36	6,16	348	77,172
Niveau 8	0,40	0,36	6,16	348	77,172

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

**Tableau V.18.** Vérification des zones nodales selon le sens principale

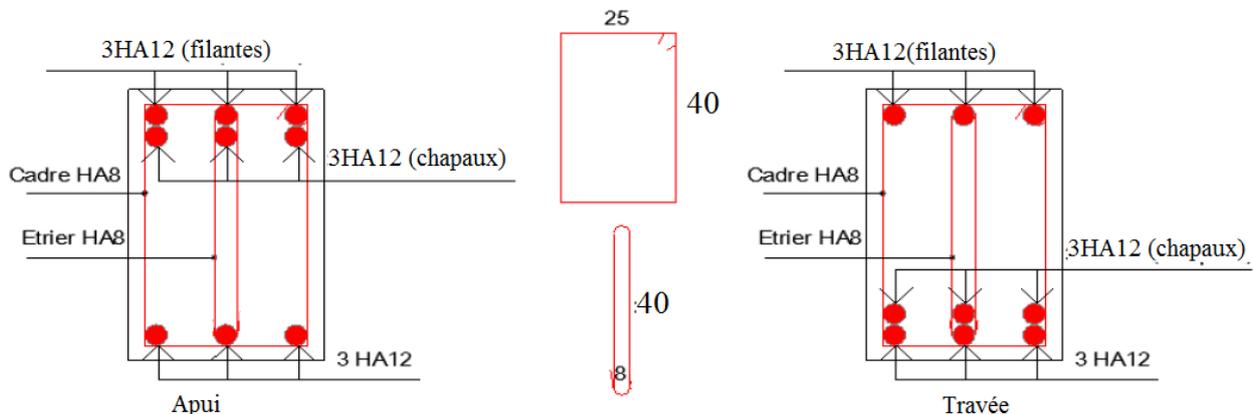
Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Sous-sol	604,538	604,538	1209,076	95,698	95,698	239,245	Vérifiée
R.D.C	456,661	604,538	1061,200	95,698	95,698	239,245	Vérifiée
Etage1	456,661	456,661	913,322	95,698	95,698	239,245	Vérifiée
Etage2	456,661	456,661	913,322	95,698	95,698	239,245	Vérifiée
Etage3	318,837	456,661	775,499	95,698	95,698	239,245	Vérifiée
Etage4	318,837	318,837	637,674	95,698	95,698	239,245	Vérifiée
Etage5	318,837	318,837	637,674	95,698	95,698	239,245	Vérifiée
Etage6	318,837	318,837	637,674	95,698	95,698	239,245	Vérifiée
Etage7	260,316	318,837	579,154	95,698	95,698	239,245	Vérifiée

**Tableau V.19.** Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	$M_N$	$M_S$	$M_N+M_S$	$M_W$	$M_E$	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Sous-sol	604,538	604,538	1209,076	77,172	77,172	192,93	Vérifiée
R.D.C	456,661	604,538	1061,200	77,172	77,172	192,93	Vérifiée
Etage1	456,661	456,661	913,322	77,172	77,172	192,93	Vérifiée
Etage2	456,661	456,661	913,322	77,172	77,172	192,93	Vérifiée
Etage3	318,837	456,661	775,499	77,172	77,172	192,93	Vérifiée
Etage4	318,837	318,837	637,674	77,172	77,172	192,93	Vérifiée
Etage5	318,837	318,837	637,674	77,172	77,172	192,93	Vérifiée
Etage6	318,837	318,837	637,674	77,172	77,172	192,93	Vérifiée
Etage7	260,316	318,837	579,154	77,172	77,172	192,93	Vérifiée

### ➤ Schémas de ferrailage des poutres

Nous exposerons ici un seul schéma de ferrailage des poutres principales du plancher RDC, et le reste des schémas vont être donnés en Annexes 6.

**Figure V.8.** Schéma de ferrailage de la poutre principale du plancher RDC

## 4. Étude des voiles

### 4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1).  $1.35G + 1.5Q$
- 2).  $G + Q \pm E$
- 3).  $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

### 4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

#### ➤ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### ➤ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

### ➤ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>.

### ➤ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - 1)  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - 2)  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### 4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V14, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.20.** Sollicitations maximales dans le voile  $V_{X1}$  // à X-X'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_u$ (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
<b>Etage 1</b>	1391,507	-22,241	-1032,866	818,089	527,53	1026,029	406,129

### 4.4. Ferrailages

#### ➤ Calcul du ferrailage sous $N_{max}$ et $M_{cor}$ (dans ce cas il est de même pour $M_{max}$ et $N_{cor}$ )

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2,30 \text{ m}, \quad d = 2,25 \text{ m}, \quad e = 0,15 \text{ m}.$$

$$M_{max} = -1032,866 \text{ KN} (\text{traction}), \quad N_{cor} = 818,089 \text{ KN. m}.$$

$$e_G = \left| \frac{M}{N} \right| = 1,262 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1,15 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = -1032,866 + 818,089 \times \left(2,25 - \frac{2,30}{2}\right) = 132,968 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{132,968 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,25^2 \times 18,48} = 0,0094$$

$$\mu_{bu} = 0,0094 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,0119$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,25 \times (1 - 0,4 \times 0,0119) = 2,239 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{2132,968 \times 10^{-3}}{2,239 \times 400} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1,48 \times 10^{-4} + \frac{818,089 \times 10^{-3}}{400} = 21,93 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 21,93 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a :  $A_{\min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 0,15 \times 2,30 = 5,17 \text{ cm}^2$

❖ **Longueur de la partie tendue  $L_t$**

$$A_{\min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

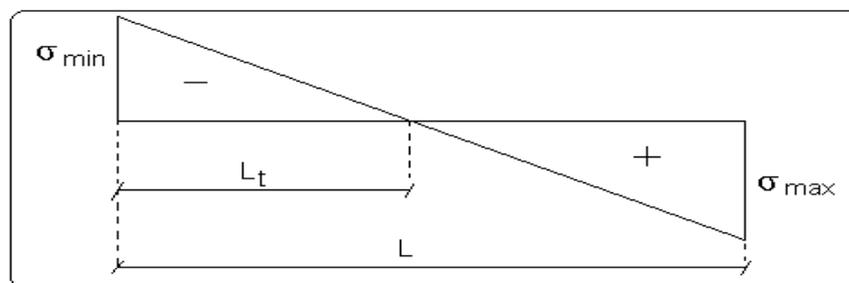


Figure V.9. Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{818,089 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,30} - \frac{1032,866 \times 10^{-3}}{0,1520} \times 1 = -10,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{818,089 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,30} + \frac{1032,866 \times 10^{-3}}{0,1520} \times 1 = 5,43 \text{ MPa}$$

$$l_t = \frac{5,43 \times 2,30}{5,43 + 10,18} = 0,80 \text{ m}$$

$$A_{\min}^{tendu} = 0,2\% \times 0,15 \times 0,8 = 2,40 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales dans la zone comprimée**

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 2,30 - 2 \times 0,80$$

$$l_c = 0,70 \text{ m}$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \times 0,15 \times 0,70 = 1,05 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Avec -  $S_t = 9 \text{ cm}$  sur une longueur de  $L/10$  du voile

-  $S_t = 18 \text{ cm}$  en dehors de  $L/10$  du voile

➤ **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 406,129 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 406,129 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,25} = 1,83 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{1,83 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul du ferrailage sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$**

$$N_{max} = 527,53 \text{ KN}, M_{cor} = 1026,029 \text{ KN. m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1,94 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1,15 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pressions est à l'extérieur de la section}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1026,029 - 527,53 \times \left(2,25 - \frac{2,30}{2}\right) = 445,746 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{445,746 \times 10^{-3}}{0,15 \times 2,25^2 \times 18,48} = 0,042$$

$$\mu_{bu} = 0,031 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}) = 0,0403$$

$$z = 2,25(1 - 0,4 \times 0,0403) = 2,21 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{445,746 \times 10^{-3}}{2,21 \times 400} = 5,04 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,04 \times 10^{-4} - \frac{-527,53 \times 10^{-3}}{400} = 18,22 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_s = 18,22 \text{ cm}^2$

✓ **Choix des barres**

**Armatures verticales**

En zone tendu  $A^{ZT} = 16HA14 = 24,63 \text{ cm}^2$

En zone comprimée  $A^{Zc} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

**Choix des armatures horizontales**

$A_h = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

**Tableau V.21.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Etage	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> Etage	7 <sup>eme</sup> Etage
Section (m)	0,15×2,50	0,15×2, 50	0,15×2,50	0,15×2,50	0,15×2,50
N(KN)	1132,958	500,008	776,303	557,498	228,928
M(KN.m)	869,495	842,516	336,291	117,993	122,179
V(KN)	435,619	315,422	192,068	149,608	98,212
$\tau$ (MPa)	1,81	1,31	0,8	0,62	0,41
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	23,25	14,99	13,22	8,22	4,16
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,63	5,63	5,63	5,63	5,63
$L_t$	0,57	0,94	0,05	0,62	0,27
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	1,71	2,82	0,14	1,85	0,82
$N^{barre}/face$	16HA14	16HA12	6HA12+10HA10	4HA10+12HA8	16HA8
$A_{z,tendu}$ (cm2)	24,63	18,10	14,64	9,17	8,04
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	2,04	0,93	3,61	1,9	2,93
$A_{z,compr}$	4,62	4,62	4,62	4,62	4,62
$N^{barre}/face$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,69	1,23	0,75	0,58	0,38
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,57	1.01	1.01	1.01
$N^{barre}$	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.22.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Etage	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> Etage	7 <sup>eme</sup> Etage
Section (m)	0,15×2,30	0,15×2,30	0,15×2,30	0,15×2,30	0,15×2,30
N(KN)	818,089	662,102	891,228	594,088	205,686
M(KN.m)	-1032,866	-747,369	-37,823	-60,457	-97,940
V(KN)	406,129	329,649	203,393	153,353	100,793
$\tau$ (MPa)	1,83	1,49	0,92	0,69	0,45
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	21,94	16,76	11,43	8,12	3,71
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	5,18	5,18	5,18	5,18	5,18
$L_t$	0,8	0,76	1,02	0,84	0,22
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	2,4	2,28	3,07	2,53	0,67
$A_{z.tendu}$	24,63	18,10	14,64	9,17	8,04
$N^{barre}/face$	16HA14	16HA12	6HA12+10HA10	4HA10+12HA8	16HA8
$S_t$ (cm)	14	14	14	14	14
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	1,05	0,17	0,38	0,92	1,78
$A_{z.compr}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,72	1,39	0,86	0,65	0,43
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}$	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,57	1,01	1,01	1,01
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.23.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux

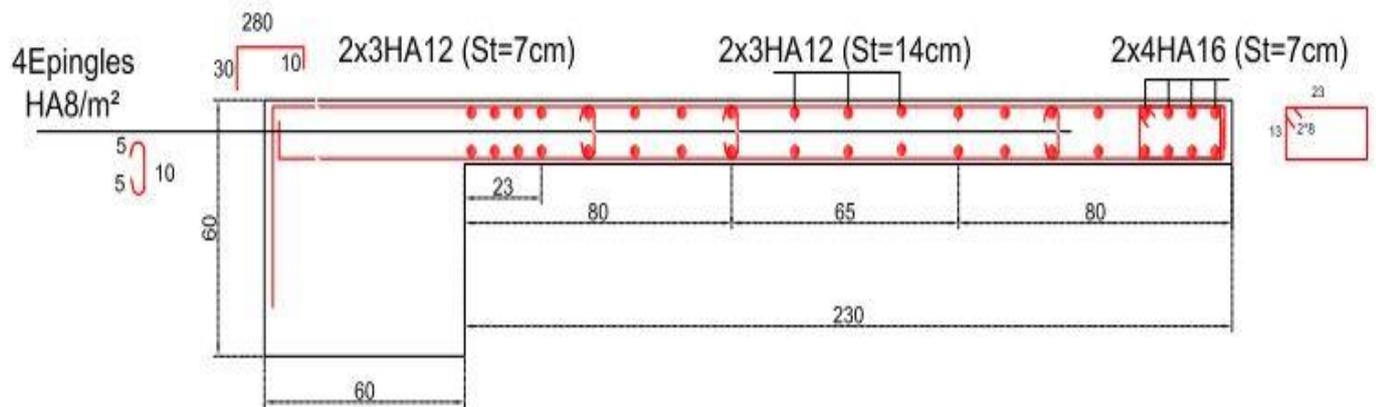
Niveau	Sous-sol et RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Etage	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> Etage	7 <sup>eme</sup> Etage
Section (m)	0,15×1,90	0,15×1,90	0,15×1,90	0,15×1,90	0,15×1,90
N(KN)	5,891	961,197	815,854	639,880	371,456
M(KN.m)	900,160	-30,886	-35,448	25,671	-27,418
V(KN)	301,265	319,269	196,910	133,119	71,119
$\tau$ (MPa)	1,64	1,74	1,07	0,73	0,39
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	12,87	12,21	10,58	8,33	5,07
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4,28	4,28	4,28	4,28	4,28
$L_t$	0,95	0,85	0,82	0,83	0,73
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	2,84	2,56	2,46	2,49	2,19
$A_{z.tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	13,07	13,07	13,07	8,73	7,04
$N^{barre}/face$	6HA12+8HA10	6HA12+8HA10	6HA12+8HA10	6HA10+8HA8	14HA8

$S_t$ (cm)	14	14	14	14	14
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	0,01	0,29	0,39	0,36	0,66
$A_{z.compr}$ (cm <sup>2</sup> )	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{barre}/face$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,54	1,63	1,01	0,68	0,36
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	2,26	1,57	1,01	1,01
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau V.24.** Sollicitations et ferrailage du voile  $V_{y4}$  dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> Etage	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> Etage	7 <sup>eme</sup> Etage
Section (m)	0,15×1,70	0,15×1,70	0,15×1,70	0,15×1,40	0,15×1,70
N(KN)	1498,305	1283,711	1037,504	758,865	347,187
M(KN.m)	81,851	-24,799	12,277	7,178	2,454
V(KN)	314,142	219,896	162,225	130,098	53,955
$\tau$ (MPa)	1,92	1,34	0,99	0,79	0,33
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	19,06	15,74	12,79	9,49	4,43
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83
$L_t$	0,69	0,79	0,81	0,82	0,83
$A_{min}^{tendu}$ (cm <sup>2</sup> )	2,06	2,38	2,44	2,46	2,49
$A_{z.tendu}$	21,55	15,83	13,07	11,00	7,04
$N^{barre}/face$	14HA14	14HA12	6HA12+8HA10	14HA10	14HA8
$S_t$ (cm)	16	16	16	16	16
$A_{min}^{comp}$ (cm <sup>2</sup> )	0,49	0,17	0,11	0,09	0,06
$A_{z.compr}$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
$N^{barre}/face$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,18	1,26	0,93	0,74	0,31
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$N^{barre}/face$	2HA12	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	2,26	1,57	1,57	1,01	1,01
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20

➤ Schémas de ferrailage



**Figure V.10.** Schéma de ferrailage du Voile V<sub>x2</sub> (niveau R.D.C)

# Chapitre VI

**Chapitre VI :**

# L'infrastructure

## 1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

## 2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$
$$0,8G \pm E$$

## 3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,6 bar pour une profondeur d'ancrage de 1,5 m.

## 4. Choix du type de fondation

### 4.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

$N$  : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V14.  $N = 1652,794 \text{ KN}$

$S$  : Surface d'appuis de la semelle.  $S = B^2$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bar}$

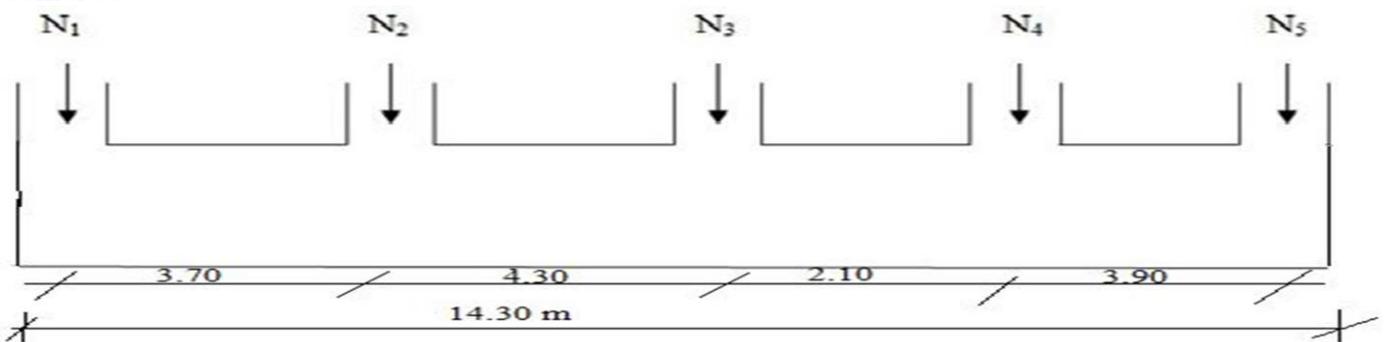
On a une semelle carré, donc :

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1652,794}{160}} \Rightarrow B \geq 3,21 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.10 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

**4.2. Vérification de la semelle filante.**

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble être la plus sollicitée.



**Figure VI.1.** Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1502.780 \text{ KN}$  ;  $N_4 = 1018.285 \text{ KN}$

$N_2 = 1652.794 \text{ KN}$  ;  $N_5 = 1439.368 \text{ KN}$

$N_3 = 1228.462 \text{ KN}$  ;

$$\sum_{i=1}^5 N_i = 6841,689 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{6841,689}{160 \times 14.30} = 2,99 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2.10 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

### 4.3. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

#### 4.3.1. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

##### ➤ Condition de coffrage :

$h_t$  : hauteur des nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 6,40$  m)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{640}{20} = 32 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{640}{10} = 64 \text{ cm}$$

##### ➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$K$  : coefficient de raideur du sol  $K=4 \times 10^4$  KN/m<sup>3</sup> (sol moyen);

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E=3,216 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup> ;

$b$  : largeur de la radier ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle ;}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 6,40^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 101 \text{ cm}$$

Donc,  $h_t \geq 110$  cm

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{1 \cdot 10^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4,34 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6,40 \leq \frac{\pi}{2} 4,34 = 6,81 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{29008,357}{160} = 181,3 \text{ m}^2$$

On peut prendre  $S_{rad} = S_{bat} = 201,63 \text{ m}^2$

Donc le radier sans débord.

➤ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure  $h_t = 110 \text{ cm}$  ;

Hauteur de la table du radier  $h_r = 35 \text{ cm}$  ;

Enrobage  $d' = 5 \text{ cm}$ .

La surface du radier  $S_{rad} = 201,63 \text{ m}^2$

### 4.3.2. Vérifications nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 3066,08 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 7,00 \text{ m} \quad ; \quad I_y = 3155,60 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 6,90 \text{ m}$$

**Remarque :**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 29,008357 \text{ MN} ; M_x = 2,239002 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 3066,08 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{29,008357}{201,63} + \frac{2,239002}{3066,08} 6,90 = 0,1489 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{29,008357}{201,63} - \frac{2,239002}{3066,08} 6,90 = 0,1388 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,1489 + 0,1388}{4} = 0,1463 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

Données :

$$N = 29,008357 \text{ MN} ; M_y = 40,583 \text{ MN.m} ; I_{xG} = 3155,60 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{29.008357}{201.63} + \frac{0.0146609}{3155.60} \times 7 = 0,1439 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{29.008357}{201.63} - \frac{0.0146609}{3155.60} \times 7 = 0,1438 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,1439 + 0,1438}{4} = 0,1438 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

### ➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ mpa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

$N_d$ : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 29008,357 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{29008,357 \times 6,40}{2 \times 201,63} = 460,381 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{460.381 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,18 \text{ m}, \text{ Soit } d = 30 \text{ cm}$$

### ➤ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

### ❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,60 + 1,10 = 1,70 \\ B = b + h_t = 0,60 + 1,10 = 1,70 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6,80 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,463644 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6,80 \times 1,10 \times \frac{25}{1,5} = 5,61 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

### ➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,5$  (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 201,63 \text{ m}^2$  (surface du radier).
- $H = 2,89 \text{ m}$ , (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 29008,357 \text{ KN} > 1,5 \times 2,89 \times 201,63 \times 10 = 8770,905 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

### 5. Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

#### ➤ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = 2381,754 \text{ KN}$$

$$N_{ner} = 1725,3 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 39688,554 + 2381,754 + 1725,3 = 43795,608 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{43795,608}{201,63} = 217,20 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_y = 6,40 - 0,60 = 5,8 \text{ m} ; L_x = 5,10 - 0,60 = 4,50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,77 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,5440 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0596 \times 217,20 \times 4,5^2 \\ M_{0y} = 0,5440 \times 262,14 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 262,14 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 142,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ❖ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 222,81 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 121,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -131,07 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section ( $b \times h$ ) =  $(1 \times 0,35) \text{ m}^2$

**Tableau VI.1.** Section d'armateur du radier

Localisation	M(KN.m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)	
travée	X-X	222,81	23,62	3,12	25,13	8HA20	12
	Y-Y	121,21	12,22	2,8	14,07	7HA16	15
Appui	-131,07	13,27	3,1	14,07	7HA16	15	

❖ **Condition de non fragilité**

On a  $e = 35 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,77 > 0,4$

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left( \frac{3 - 0,77}{2} \right) \times 0,35 = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,35 = 2,80 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$N_s$  : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 32050,619 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{32647,037}{201,63} = 158,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0661 \\ \mu_y = 0,6710 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 212,75 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 142,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 180,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 121,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -106,37 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

**Tableau VI.2.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	Y (cm)	I ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	180,83	11,73	179622	11,81 < 15	Vérifiée	275,82 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	121,33	9,33	117243	9,66 < 15	Vérifiée	320,72 > 201,63	N. Vérifiée
appui		-106,37	9,33	117243	8,47 < 15	Vérifiée	281,17 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau VI.3.** Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		$M_s$ KN.m	$\beta$ ( $10^{-2}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml}$ )	N <sup>bre</sup> de barres	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	180,83	0,99	0,44	35,03	39,27	8HA25	12
	y-y	121,33	0,66	0,37	22,88	25,13	8HA20	12
appui		-106,37	0,58	0,35	19,90	21,99	7HA20	15

❖ **Vérification des espacements**

$$\text{Selon x-x: } S_t \leq \begin{cases} \min(3 h_r, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ 100/8 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon y-y:  $S_t = 12 \text{ cm} < \min(4 h_r ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

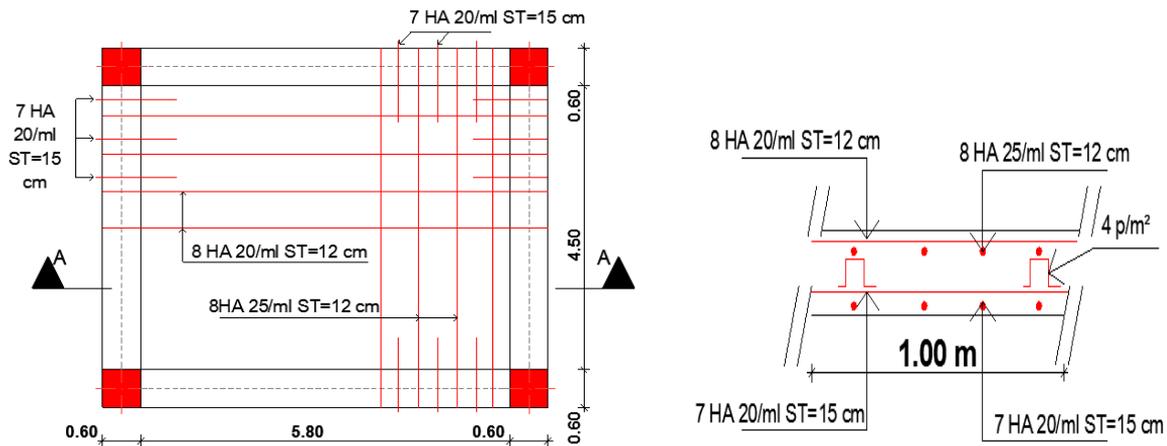


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier

6. Etude des nervures

➤ Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

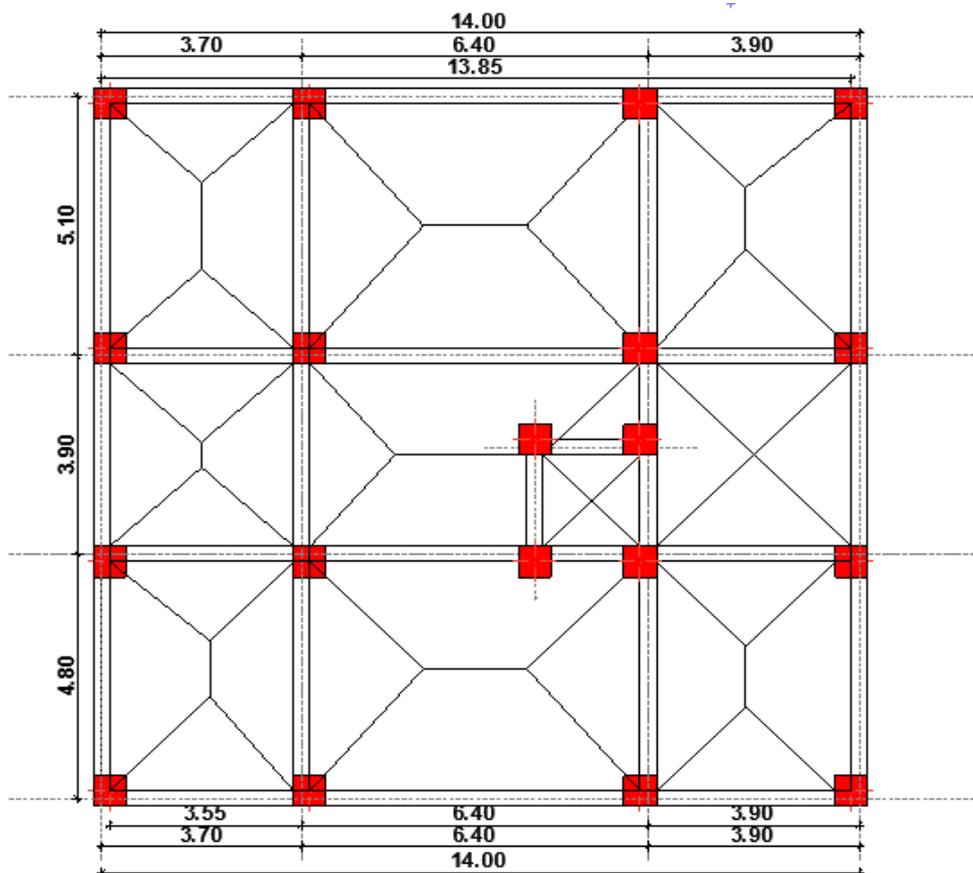


Figure VI.3. Schéma des lignes de rupture du radier

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

❖ **Charges triangulaires**

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} : \text{ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

**Remarque :**

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ **Charges trapézoïdales**

$$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

Avec :

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

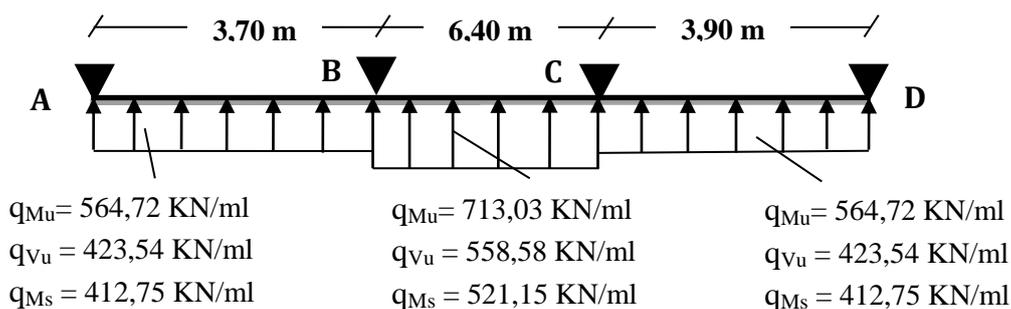
P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ **Calcul des sollicitations**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

✓ **Sens X-X**



**Figure VI.4.** Schéma statique de la nervure selon X-X

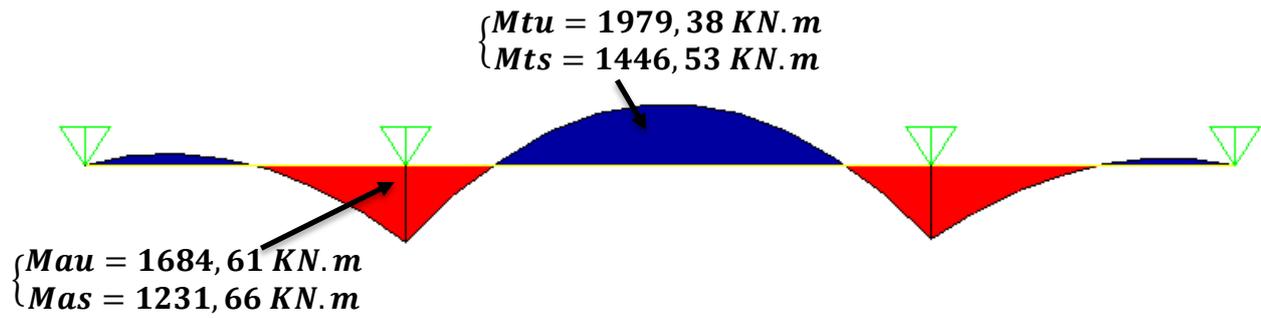
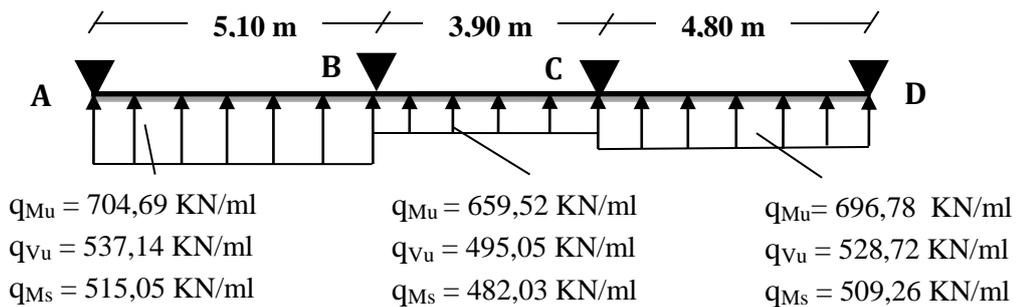


Figure VI.5. Diagramme des moments fléchissant selon X-X



Figure VI.6. Diagramme des efforts tranchants selon X-X

✓ Sens Y-Y



$\{Mtu = 1550,84 \text{ KN.m}$   
 $\{Mts = 1371,81 \text{ KN.m}$  Figure VI.7. Schéma statique de la nervure selon Y-Y

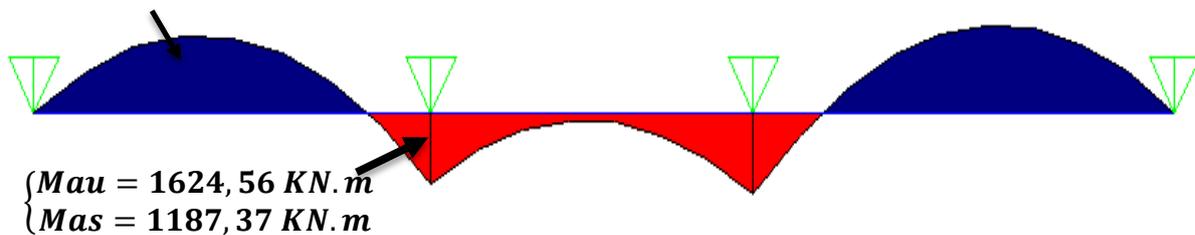


Figure VI.8. Diagramme des moments fléchissant selon Y-Y

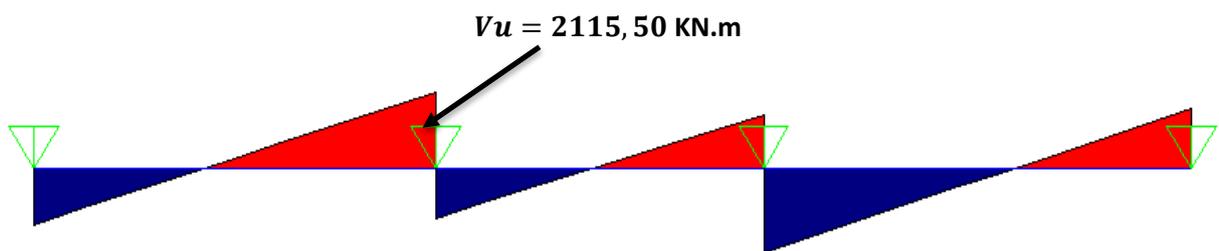


Figure VI.9. Diagramme des efforts tranchants selon Y-Y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableaux VI.4.** Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
X-X	AB	3,70	564,72	0	-1658,08	1,05	788,37	315,15	596,6	-1492,86
	BC	6,40	713,03	-1658,08	-1684,61	3,19	3650,7	1979,38	2277,5	-2285,85
	CD	3,90	564,72	-1684,61	0	2,71	908,43	396,57	1533,1	-669,25
Y-Y	AB	5,10	704,69	0	-1624,56	2,09	2219,14	1550,84	1624,4	-2115,50
	BC	3,90	659,52	-1624,56	-1442,2	2,02	1252,25	-277,81	1332,8	-1239,30
	CD	4,80	696,78	-1442,2	0	2,83	1942,01	1350,41	1972,7	-1371,81

**Tableaux VI.5.** Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L (m)	q <sub>m</sub> (KN)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
X-X	AB	3,70	412,75	0	-1211,88	1,05	576,21	230,33
	BC	6,40	521,15	-1211,88	-1231,66	3,19	2668,28	1446,53
	CD	3,90	412,75	-1231,66	0	2,71	663,97	289,73
Y-Y	AB	5,10	515,05	0	-1187,37	2,09	1621,94	1133,49
	BC	3,90	482,03	-1187,37	-1054,07	2,02	915,54	-203,05
	CD	4,80	509,26	-1054,07	0	2,83	1419,37	-1371,81

➤ **Ferraillage des nervures**

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

✓ **Détermination de la largeur b**

✓ **Sens X-X**

On a :

$$h = 1,10 \text{ m} ; h_0 = 0,35 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,60 \text{ m} ; d = 1,05 \text{ m}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{(CBA. Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min(2,90 \text{ m} ; 0,330 \text{ m})$$

Donc, b = 1,30 m.

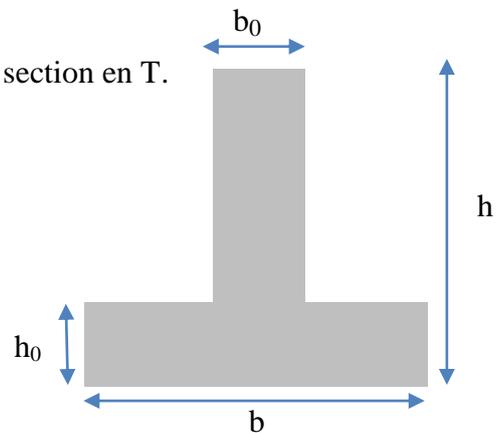
✓ **Sens Y-Y**

On a :

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min(2,25 \text{ m} ; 0,310 \text{ m})$$

Donc, b = 1,25 m.

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :



**Figure VI.10.** Schéma des nervures

Tableau VI.6. Résultats de ferrailage des nervures

Localisation		$M$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	Travée	1979,38	57,11	16,48	58,91	12HA25
	Appui	-1684,61	51,17	7,61	51,84	8HA25+4HA20
Y-Y	Travée	1550,84	44,25	15,87	48,30	6HA25+6HA20
	Appui	-1624,56	49,14	7,61	51,84	8HA25+4HA20

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 41,42; 60) \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  et  $A_{trans} = 6\phi_{10} = 4,71 \text{ cm}^2$  (3 cadres  $\phi_{10}$ )

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

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

F.N  $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x):  $\tau_u = \frac{2285,85 \times 10^{-3}}{1,30 \times 1,05} = 1,67 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y):  $\tau_u = \frac{2115,50 \times 10^{-3}}{1,25 \times 1,05} = 1,61 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	1446,53	35,37	10430191	9,20 < 15	Vérifiée	408,33 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	-1231,66	42,79	6907374	7,78 < 15	Vérifiée	265,16 > 201,63	N.Vérifiée
Y-Y	Travée	1371,81	28,72	6726687	6,68 < 15	Vérifiée	400,26 > 201,63	N.Vérifiée
	Appui	-1187,37	41,49	6571327	10,23 < 15	Vérifiée	364,37 > 201,63	N.Vérifiée

**Remarque**

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

**Tableau VI.8.** Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-2}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2 / ml$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2 / ml$ )	N <sup>bre</sup> de barres
X-X	Travée	1446,53	0,50	0,34	77,05	86,33	8HA32+7HA20
	Appui	-1231,66	0,92	0,42	67,64	67,73	12HA25+3HA20
Y-Y	Travée	1371,81	0,49	0,33	72,80	73,63	15HA25
	Appui	-1187,37	0,89	0,42	65,14	67,73	12HA25+3HA20

**Remarque**

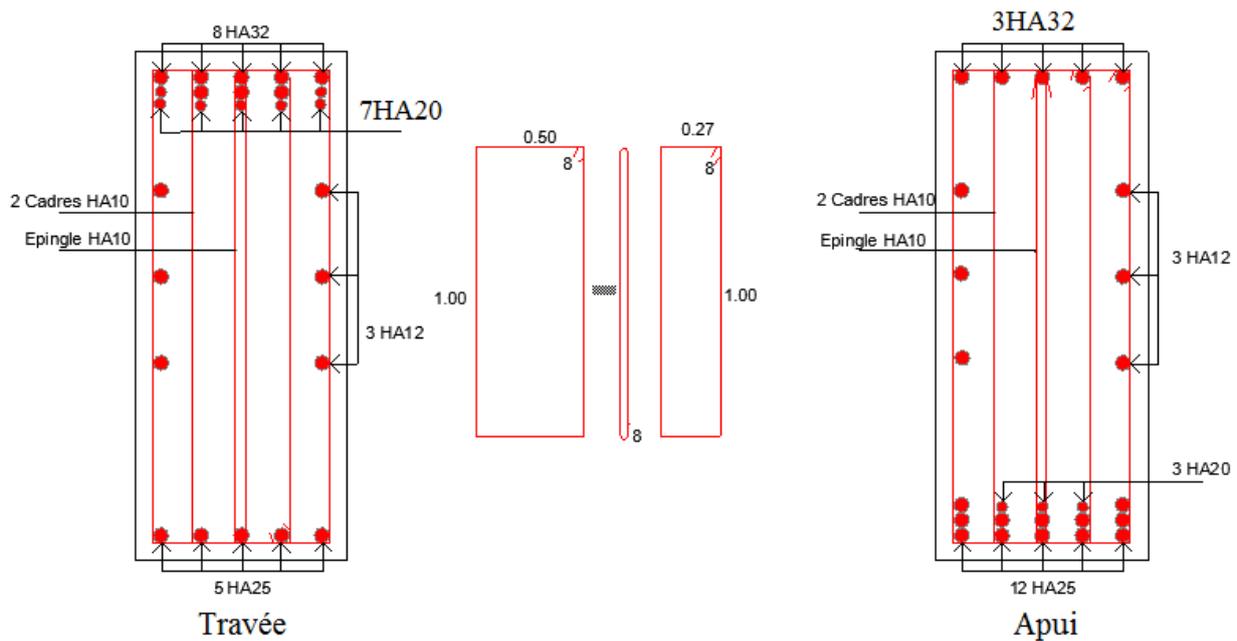
Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc,  $A_p = 3 \times 1,10 = 3,30 \text{ cm}^2$ .

Soit : 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup> par face.

✓ **Schéma de ferrailage des nervures**



**Figure VI.11.** Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

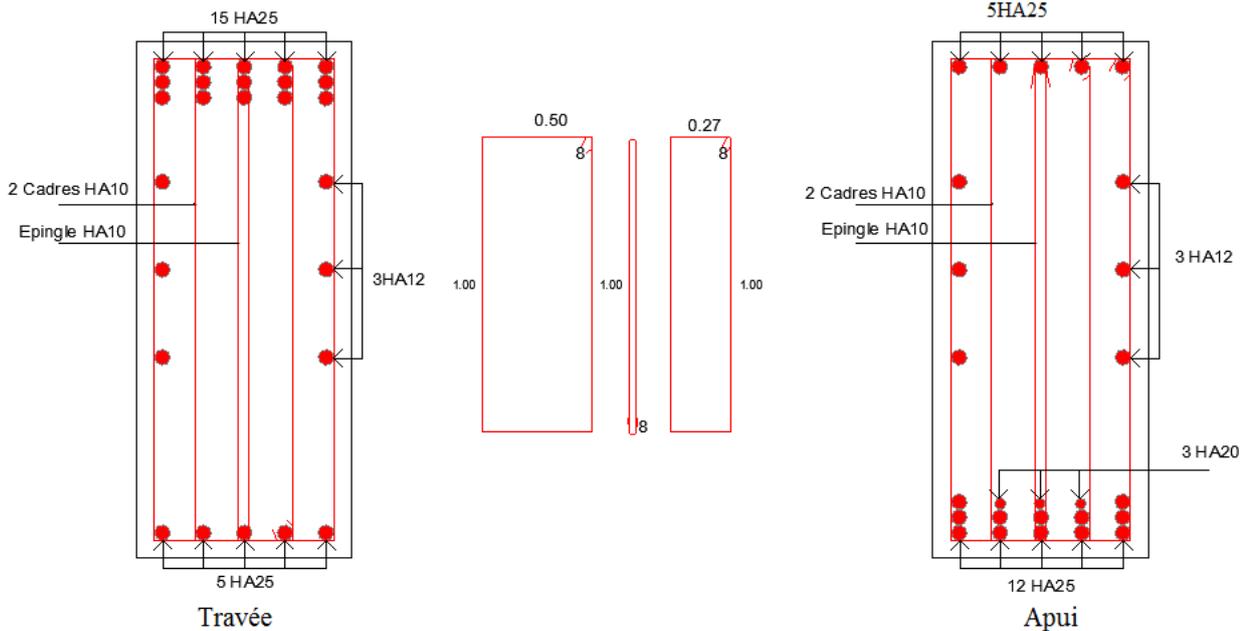


Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

## 7. Etude du voile Périphérique

D'après le **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**, Le voile périphérique situé entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques 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.

### 7.1. Dimensionnement des voiles

- Hauteur  $h=2,89$  m
- Longueur  $L=6,40$  m
- Épaisseur  $e=20$  cm
- **Caractéristiques du sol**
  - Poids spécifique  $\gamma_h = 20$  KN/m<sup>3</sup>
  - Cohésion (Sol cohérent)  $c = 0,42$  bar
  - Angle de frottement  $\varphi = 8^\circ$

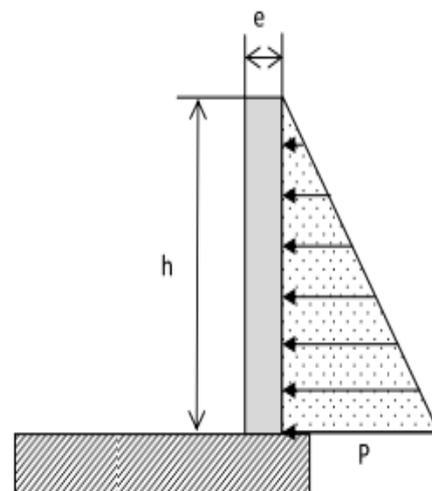


Figure VI.15. Poussée des terres sur les voiles périphériques

**Remarque :**

Mais l'expérience montre que le rôle de la cohésion, qui varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable.

Le fait de négliger la cohésion allant dans le sens de la sécurité, tous les calculs relatifs aux ouvrages de, soutènement seront menés en considérant un sol sans cohésion. (**Calcul et utilisation conformément aux Règles BAEL 91 modifiées 99 et textes associés 2005**)

**➤ Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

**✓ La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 2,89 \times 20 \times tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{8}{2}\right) - 2 \times 0 \times tg\left(\frac{180}{4} - \frac{8}{2}\right) = 43,67 \text{ KN/m}^2$$

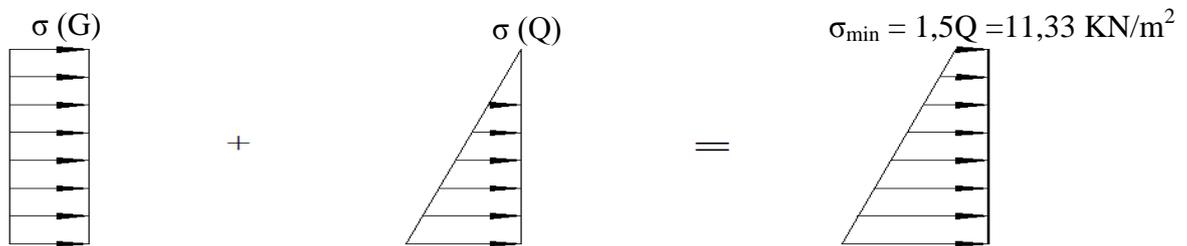
**✓ Surcharge accidentelle**

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

$$Q = q \times tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 7,55 \text{ KN/m}^2$$

**7.2. 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.



$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 70,28 \text{ KN/m}^2$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 70,28 + 11,33}{4} = 55,54 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 55,54 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2,89 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 6,40 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 2,89/5,8 = 0,50 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

**➤ Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,50 \text{ ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0966 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0966 \times 55,54 \times 2,89^2 = 44,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,2500 \times M_{0x} = 11,20 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 38,08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 8,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -17,92 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

**Tableau VI.9.** Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	X-X	38,08	0,067	0,086	0,193	5,64	2	5HA12 = 5,65
	Y-Y	8,4	0,014	0,018	0,198	1,21	2	4HA10 = 3,14
Appui		-17,92	0,031	0,040	0,196	2,61	2	4HA10 = 3,14

✓ **Espacements**

Sens x-x :  $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :  $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,50 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,5) 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{55,54 \times 2,89}{2} \times \frac{5,8^4}{2,89^4 + 5,8^4} = 75,60 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{55,54 \times 5,8}{2} \times \frac{2,89^4}{2,89^4 + 5,8^4} = 9,35 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification A L'ELS**

$$\rho = 0,50 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,1000 \\ \mu_y = 0,3671 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 51,22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 7,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 51,22 + 7,55}{4} = 40,30 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 40,30 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = 0,1000 \times 40,30 \times 2,89^2 = 33,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3671 \times M_{0x} = 12,35 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 28,60 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 9,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,4 M_{0x} = -13,46 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

**Tableau VI.10.** Vérifications des contraintes à l'ELS

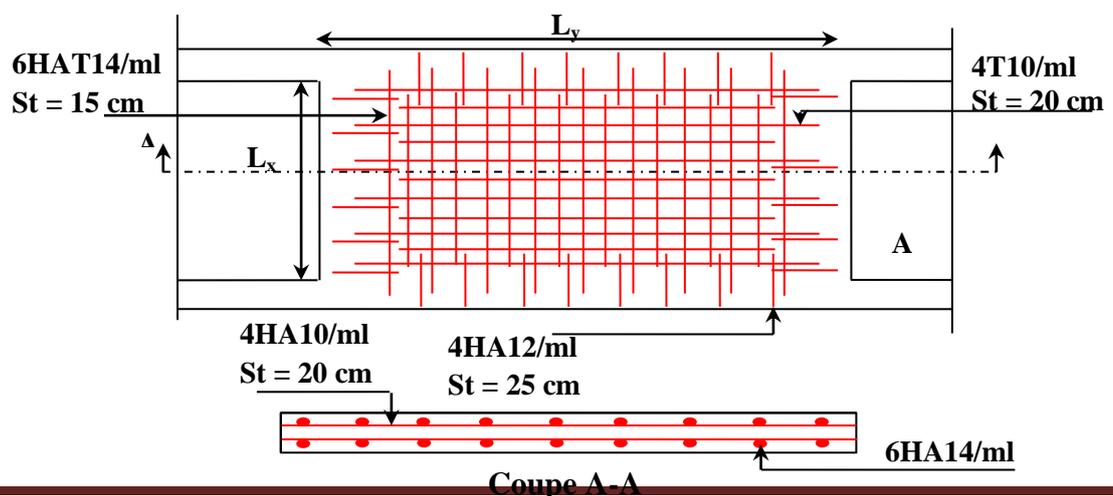
Localisation		$M^s$ KN.m	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	28,60	5,03	23234,65	6,19 < 15	Vérifiée	276,28 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	9,26	3,88	14123,8	2,54 < 15	Vérifiée	158,47 < 201,63	Vérifiée
Appui		-13,46	3,88	14123,8	3,70 < 15	Vérifiée	229,21 < 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée au sens x-x :

**Tableau VI.11.** Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		$M_s$ (KN.m)	$\beta$ ( $10^{-2}$ )	$\alpha$	$A_{cal}$ ( $cm^2/ml$ )	$A_{adop}$ ( $cm^2/ml$ )	N <sup>bre</sup> de barres
Travée	x-x	28,60	0,48	0,33	9,20	9,24	6HA14
Appui		-13,46	0,23	0,23	4,26	4,52	4HA12

➤ **Schéma de ferrailage du voile périphérique**





# Conclusion

---

## Conclusion générale

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances acquises durant notre cursus, et d'apprendre les différentes méthodes de calcul, les concepts et les règlements gouvernant le domaine étudié.

D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après :

- ✓ Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis de la dissipation des efforts horizontaux.

- ✓ Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.

- ✓ La somme des coefficients de participation massique des modes de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.

- ✓ Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.

- ✓ La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.

- ✓ On peut remédier à l'irrégularité de la structure par une disposition appropriée de voiles de contreventement.

- ✓ La sécurité de la structure soumise aux effets des actions sismiques n'est pas à craindre si les conditions relatives à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les déformations et la stabilité de forme sont simultanément observées.

- ✓ Dans notre cas (groupe d'usage 2), on peut tolérer pour les éléments non structuraux quelques dommages à condition que ces derniers ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines.

- ✓ Le radier générale permet d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.

- ✓ Le modèle construit par le logiciel SAP2000 V14 doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte.

- ✓ Le logiciel SAP2000V14 nous a permis d'économiser beaucoup de temps, et la maîtrise de ce dernier exige un bagage théorique riche et varié.

# **Bibliographie**

---

# Bibliographie

- Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL, 2015.
- Formulaire de calcul des sections en béton armé selon le BAEL91 et le CBA93.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours des années de spécialité.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

# **Annexes**

## ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

## ANNEXE 2

Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$ 

$U/l_x$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$U/l_y$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

**NOTA :** Pour avoir les valeurs de  $M_2$ ; il suffit de permuter U et V

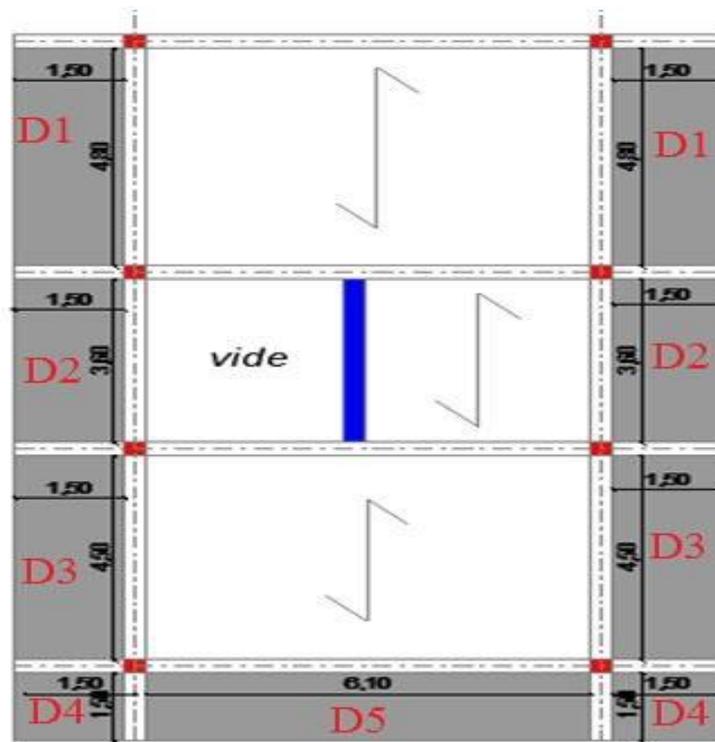
## ANNEXE 3

## SECTION RÉELLES D'ARMATURES

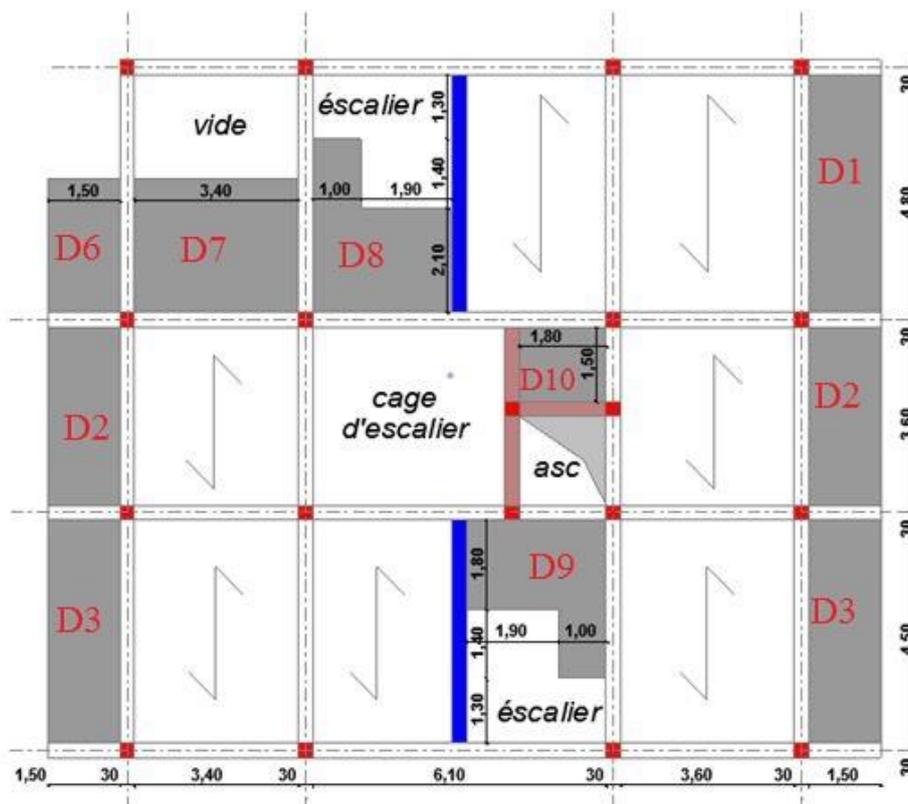
Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

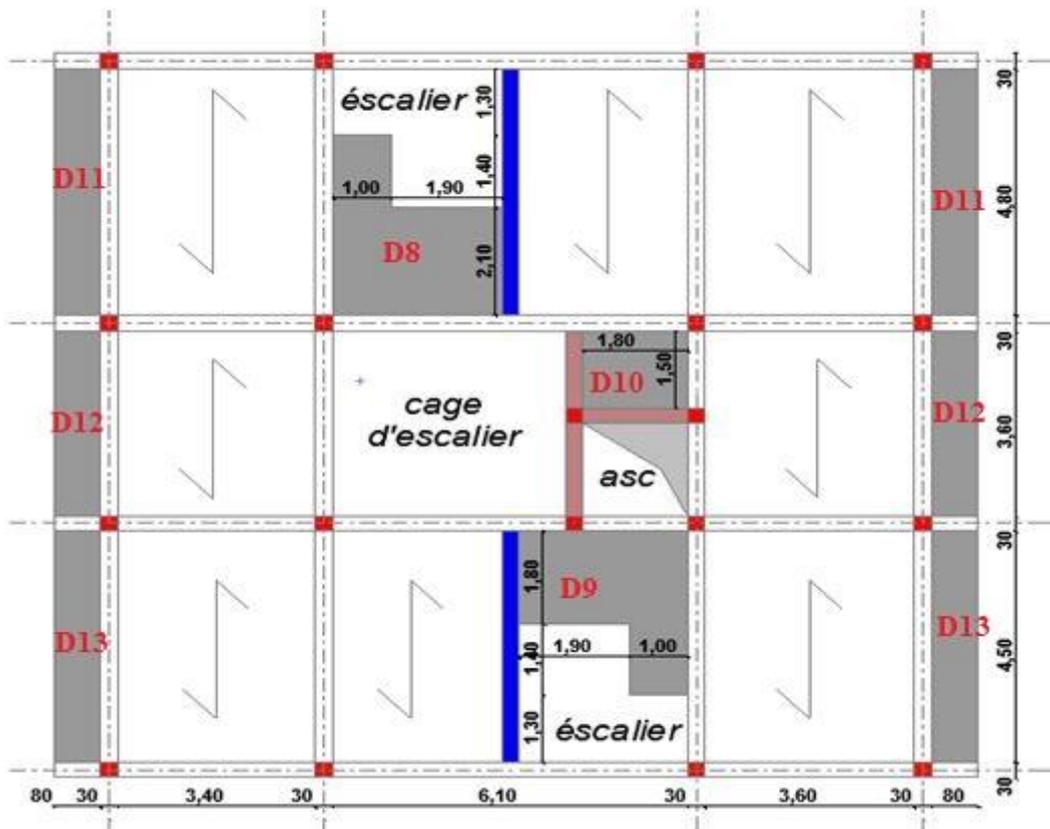
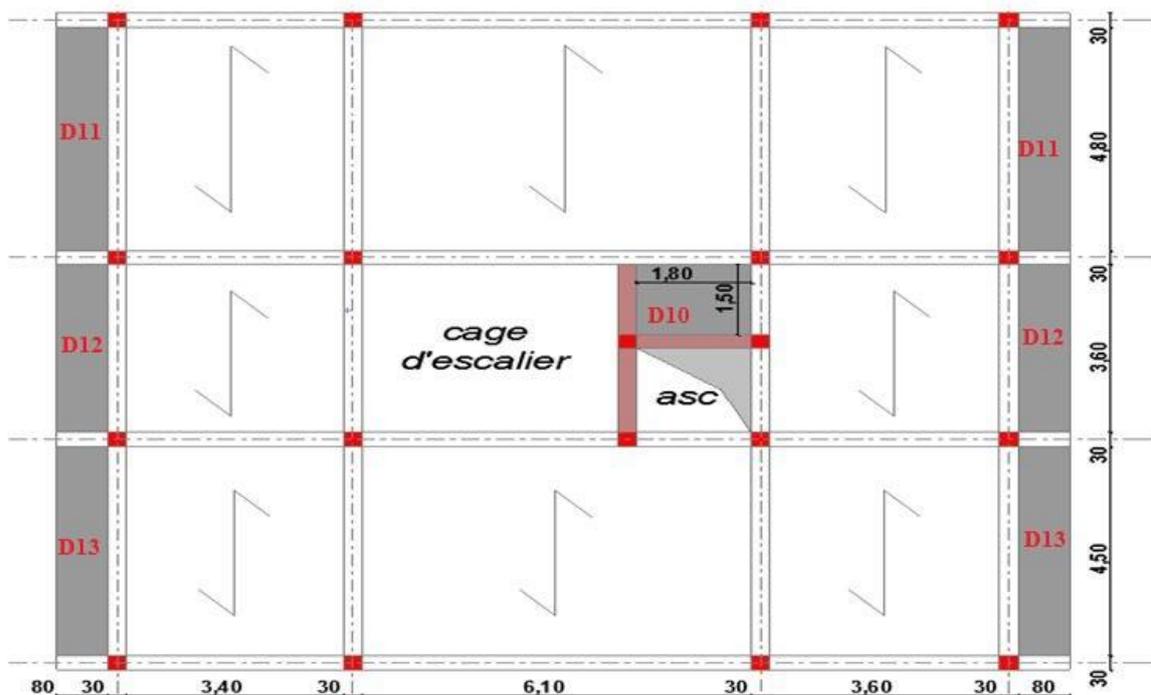
## ANNEXE 5

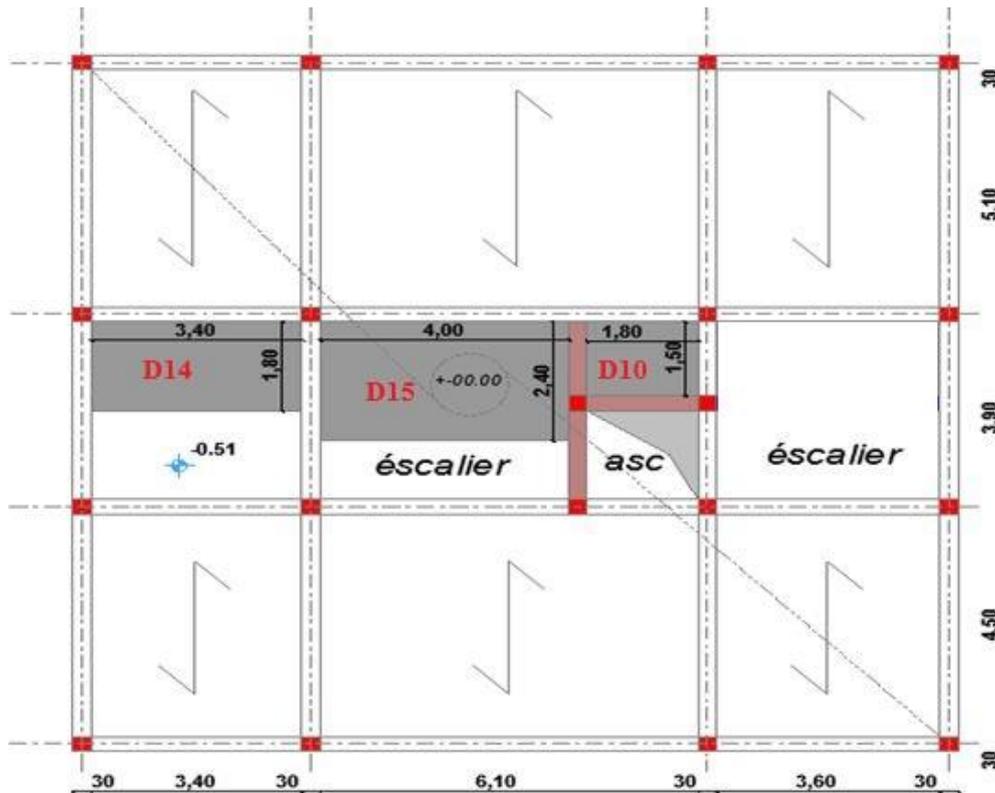
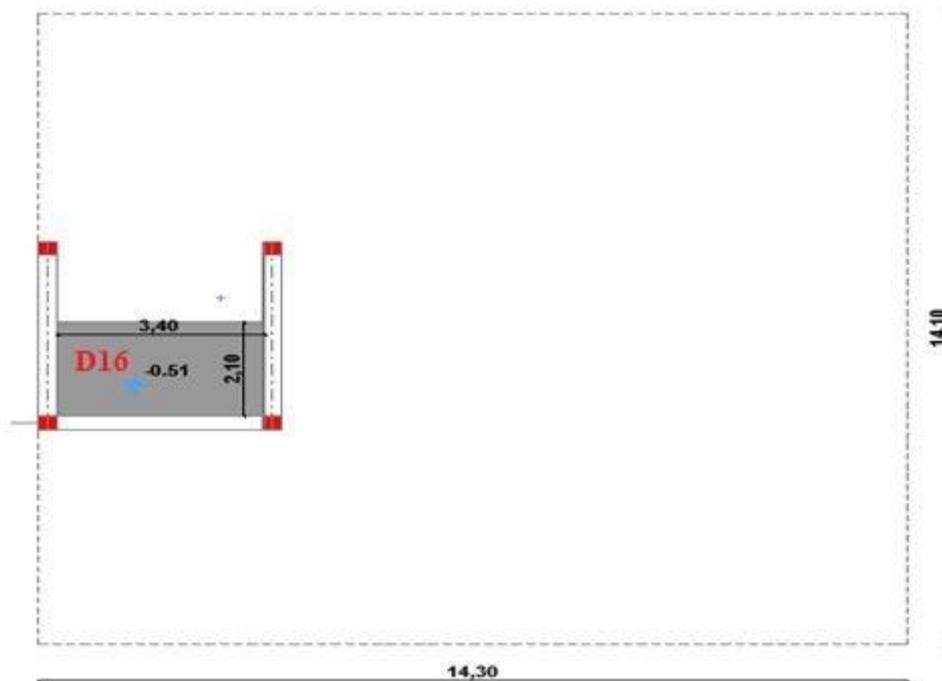


Terrasse inaccessible



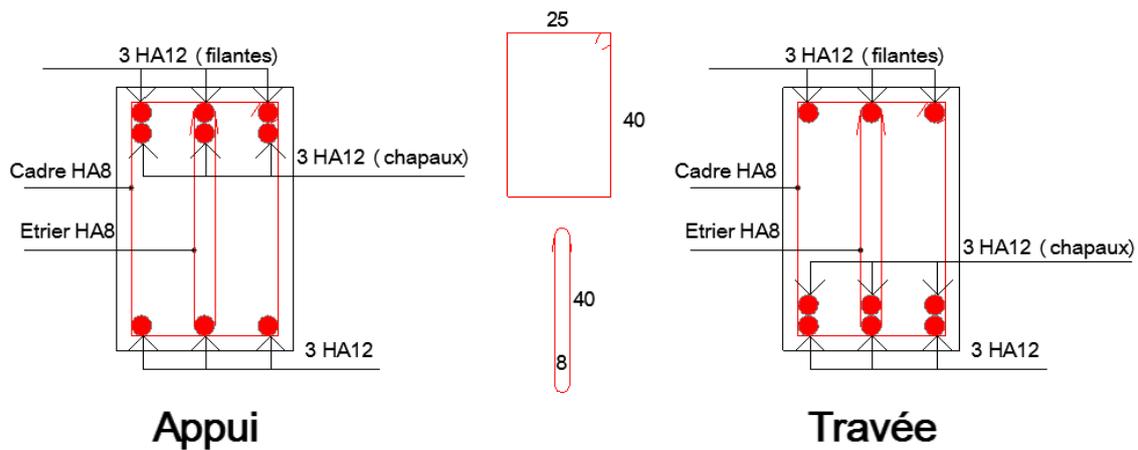
Terrasse accessible

**Duplex 1 et 2****Etage 1 à 5**

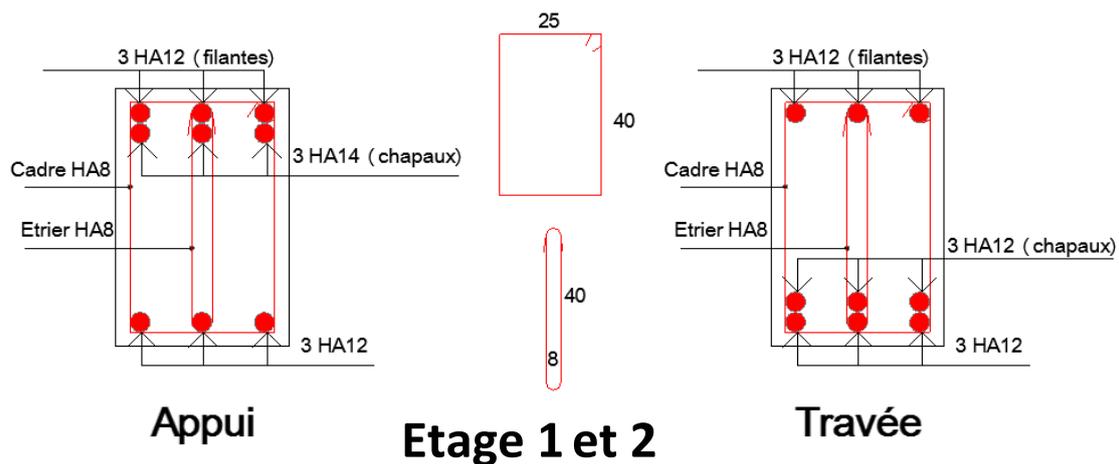
**Niveau 00.00****Niveau -0.51**

## ANNEXE 6

## Shémas de ferrailage des poutres principales (30×45), e=3cm

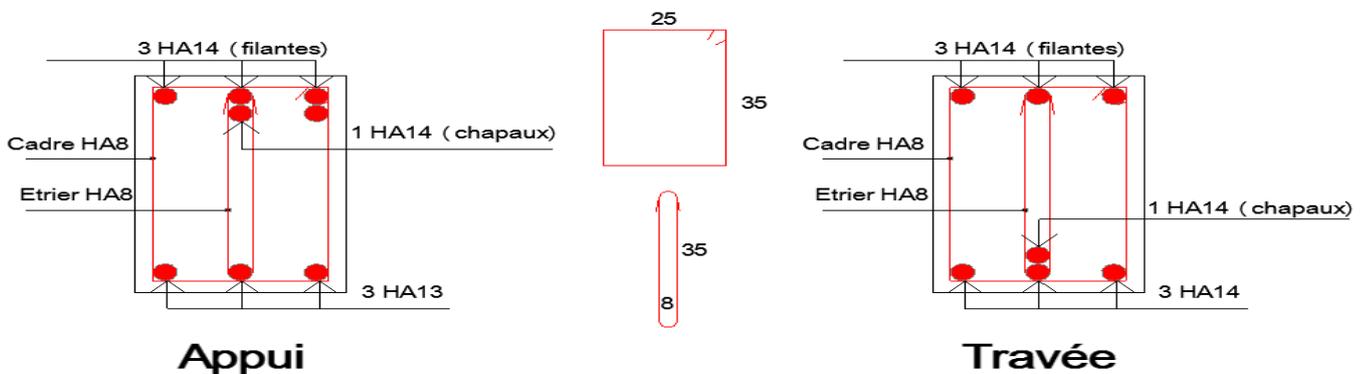


## S.S, RDC et Etage 3 à 8

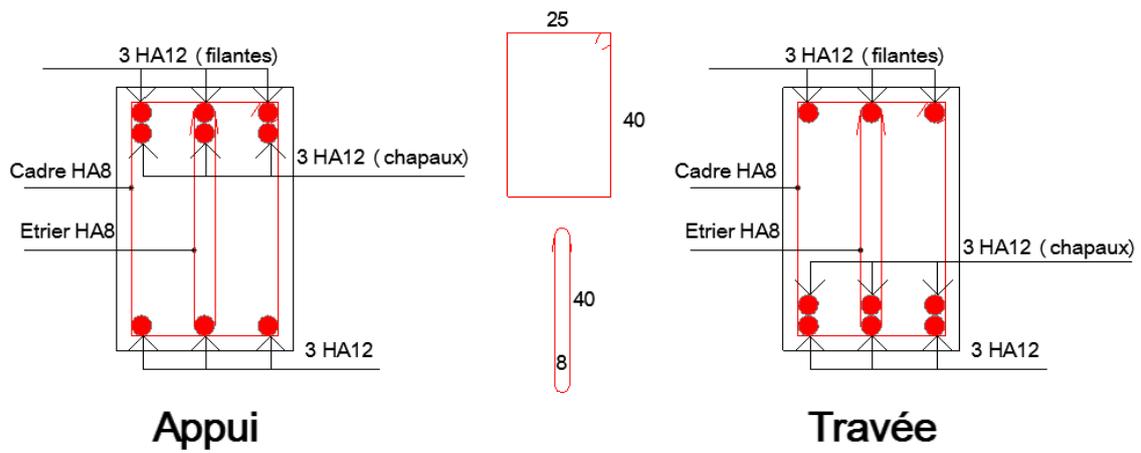


## Etage 1 et 2

## Shémas de ferrailage des poutres secondaires (30×40), e=3cm



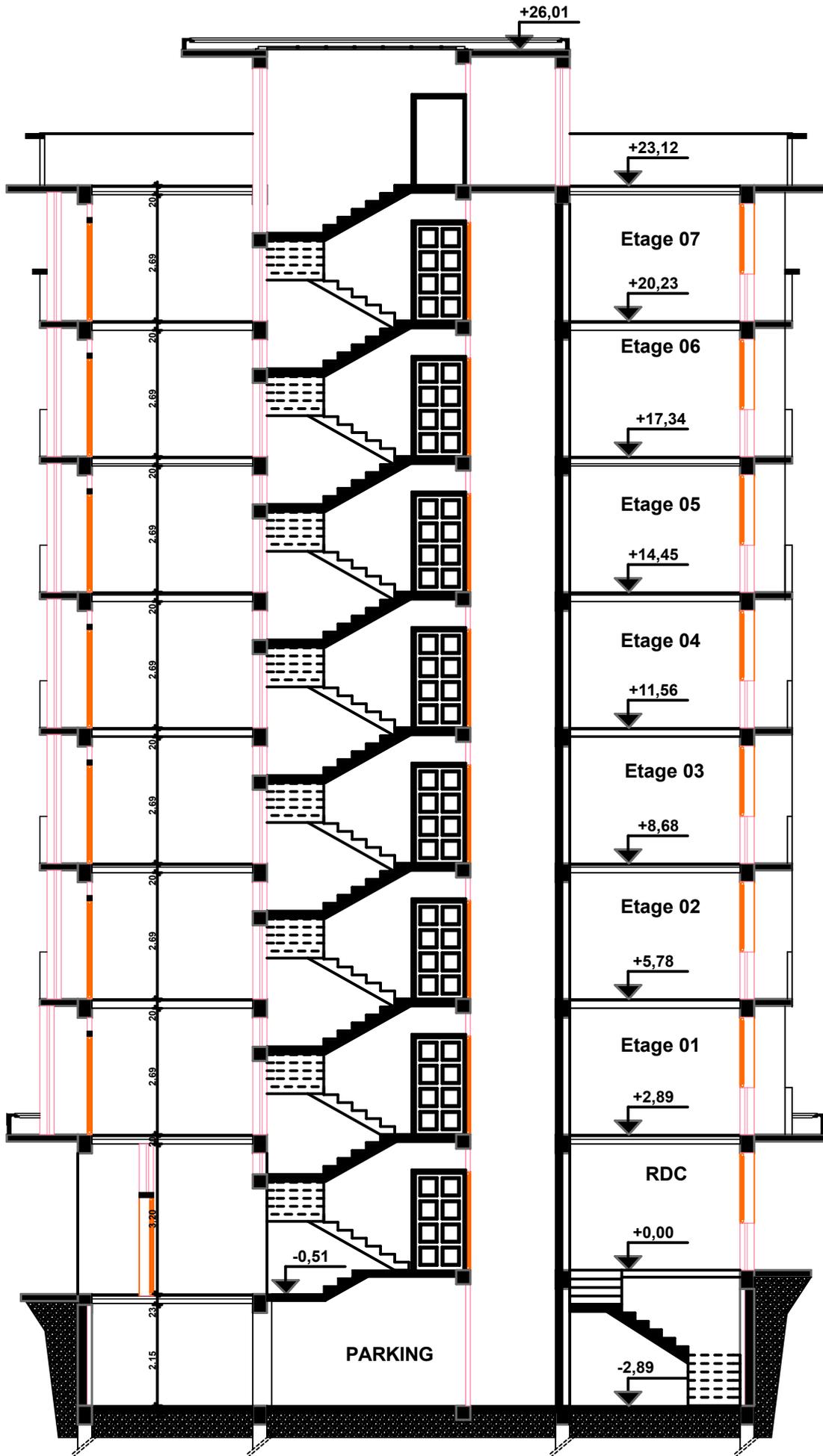
## S.S, RDC et Etage 1 à 8

**Shémas de ferrailage des poutres porteuses (30×45), $e=3\text{cm}$** **S.S, RDC et Etage 1 à 8**

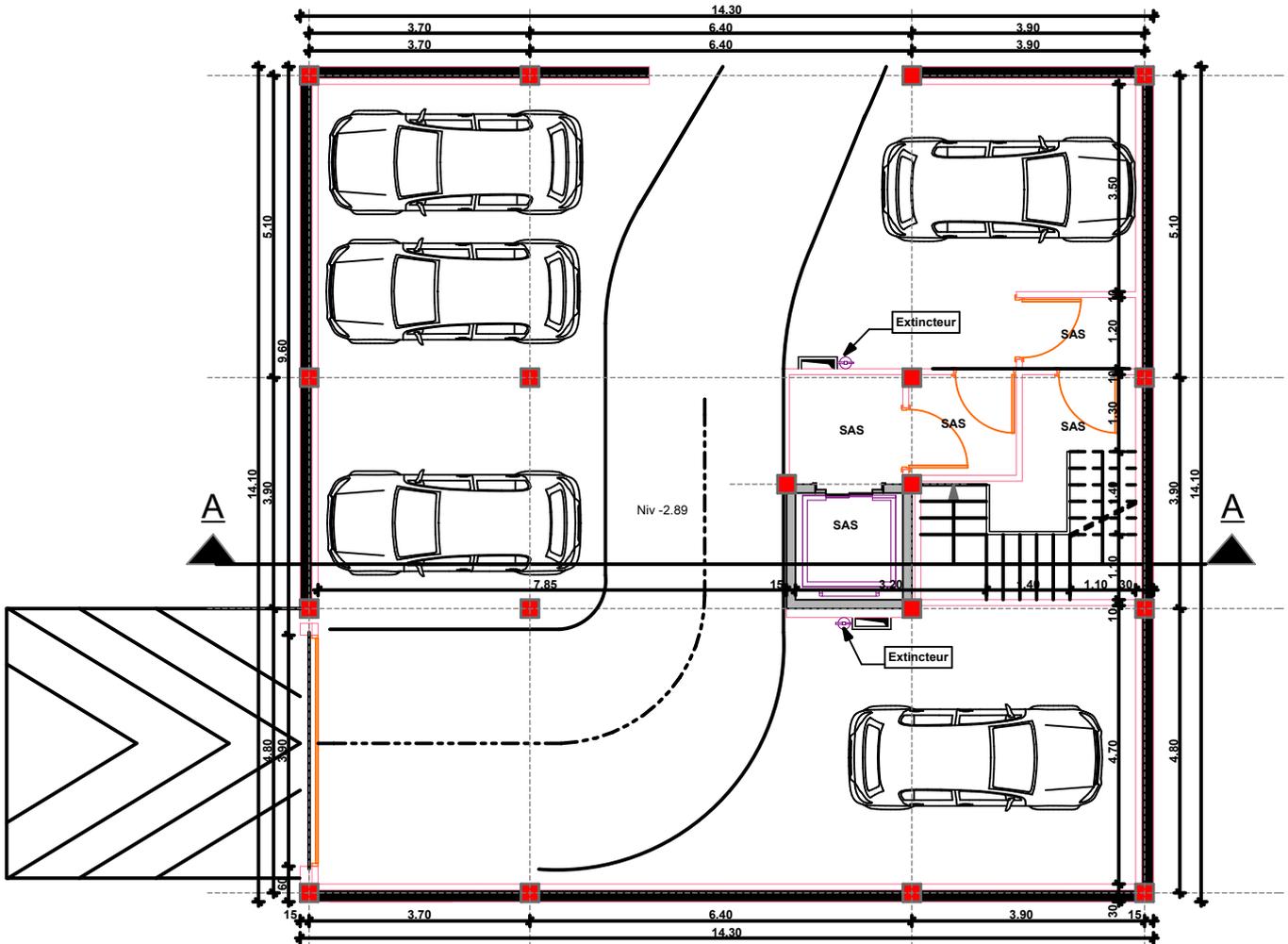
# **Plans De La Structure**



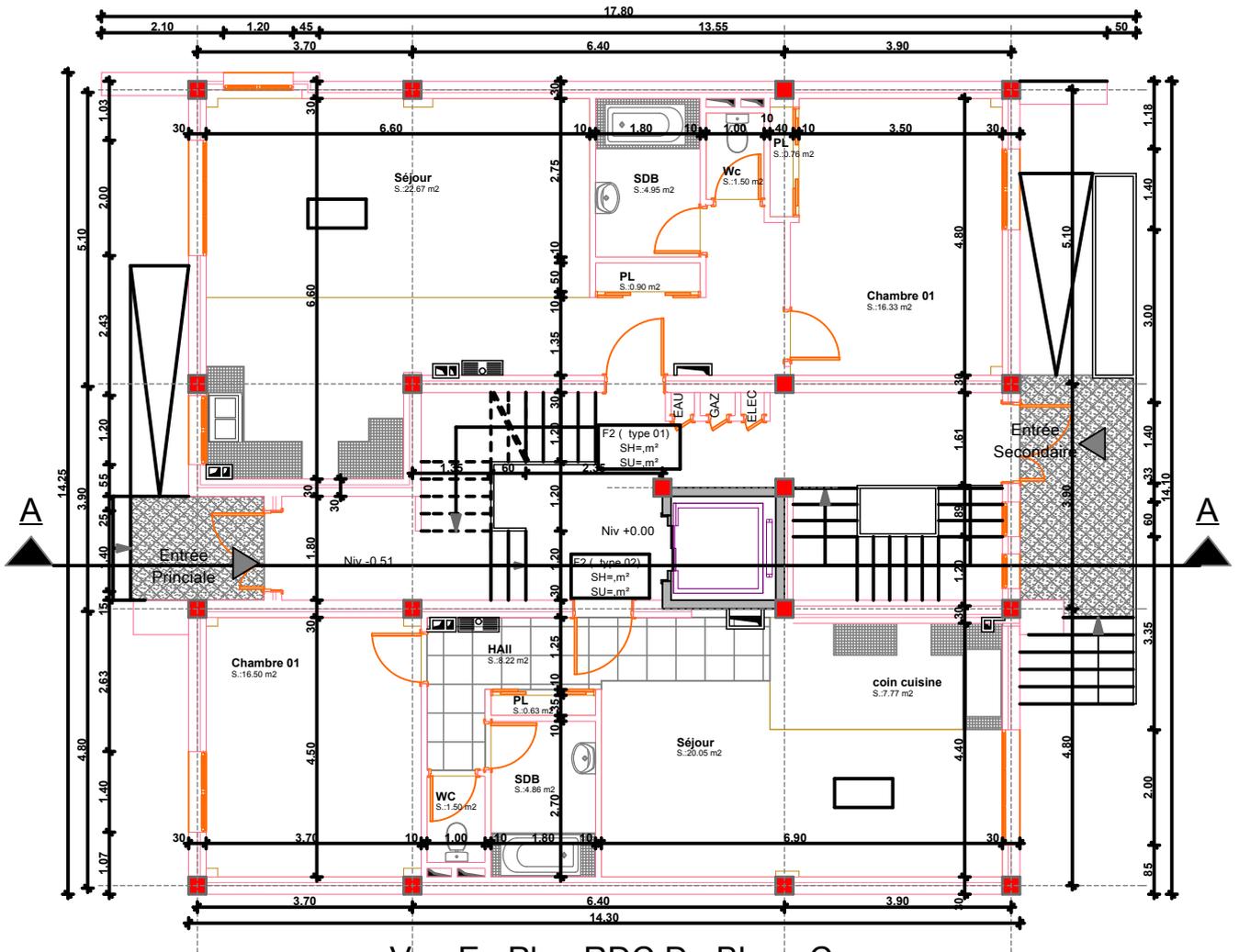
FACADE PRINCIPALE DES  
BLOCS C  
Ech : 1/50



Coupe AA  
 Ech :1/50

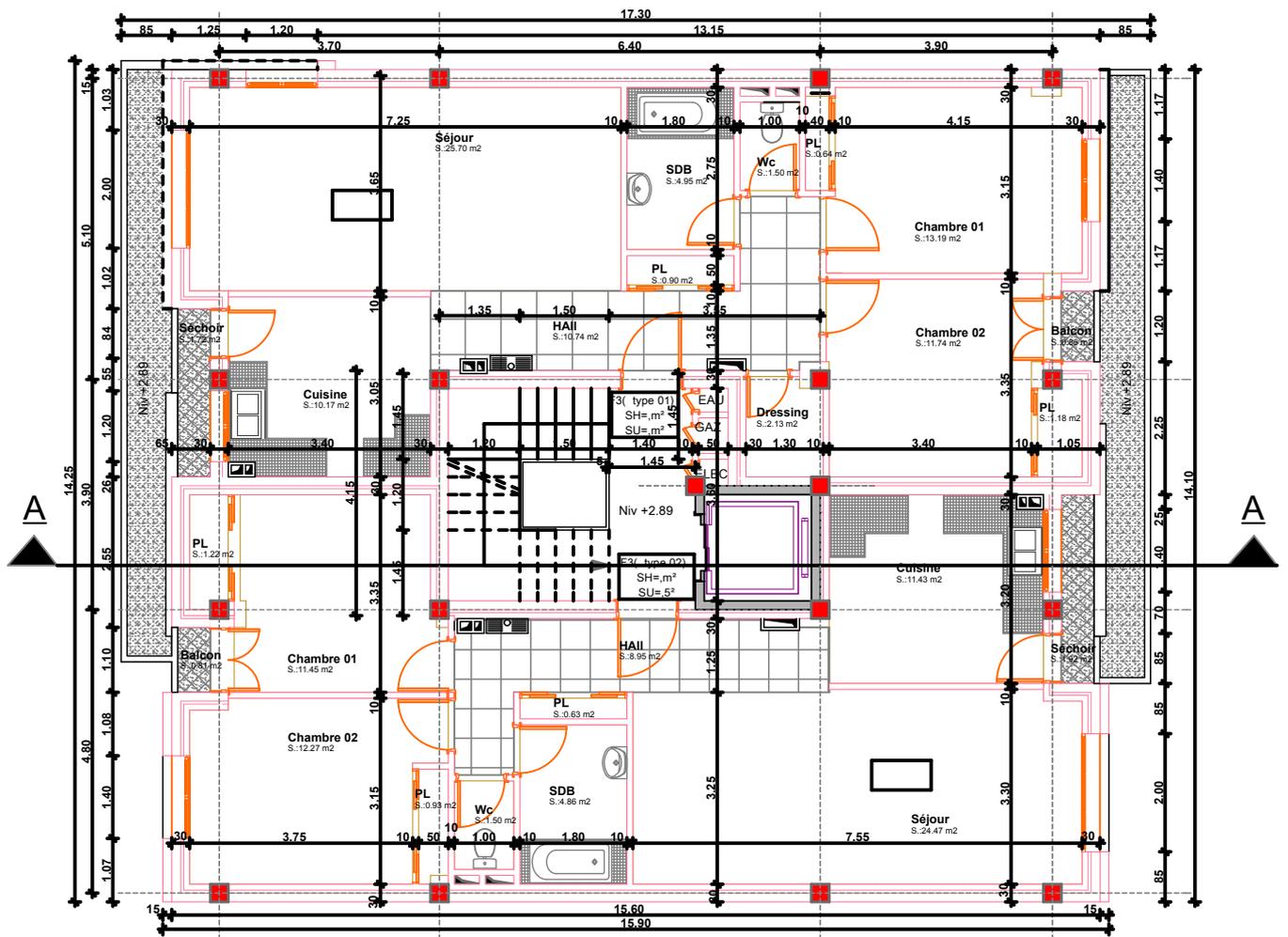


Vue En Plan Sous sol des blocs: C, E, F et G  
Ech :1/100



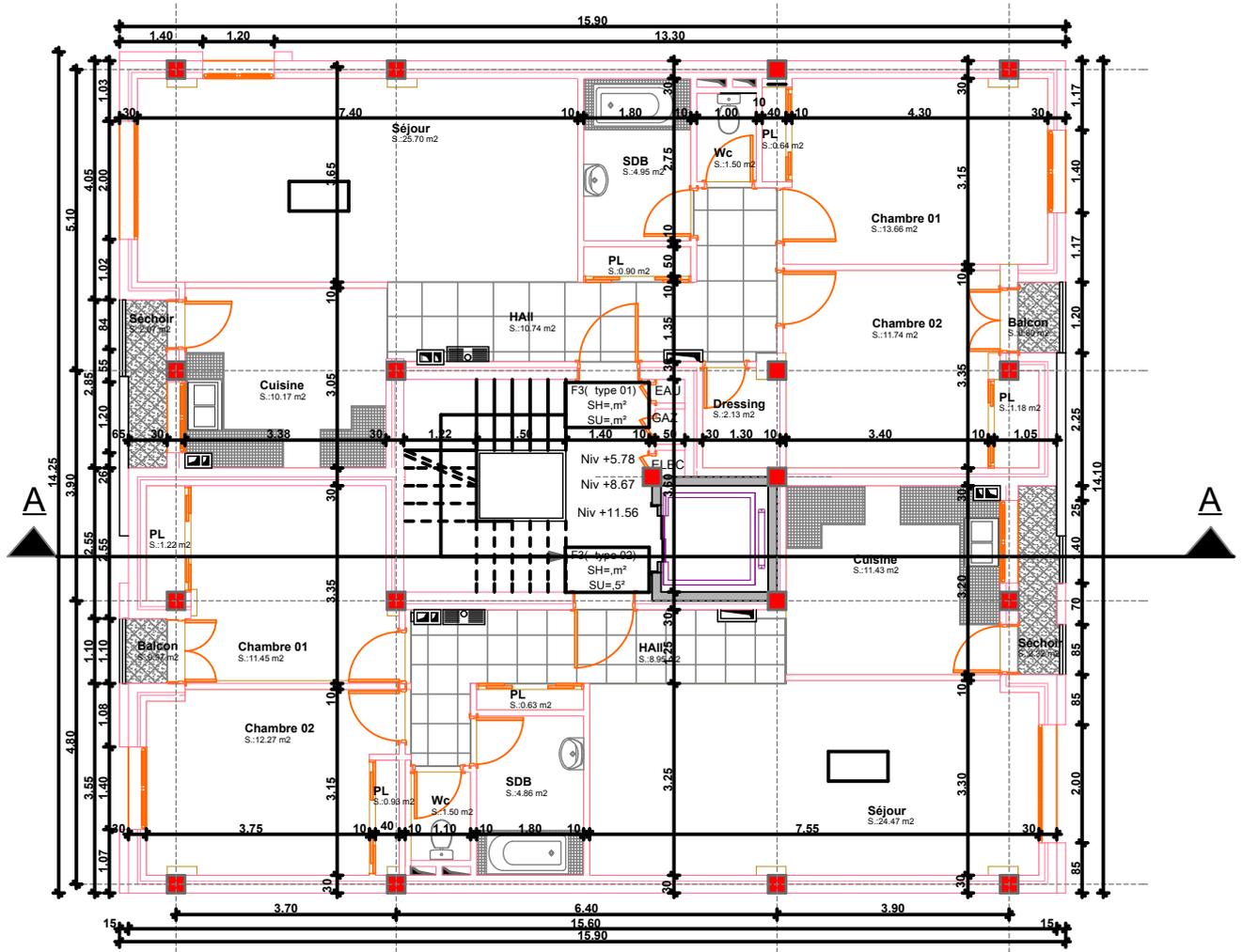
Vue En Plan RDC Du Bloc: C

Ech :1/100



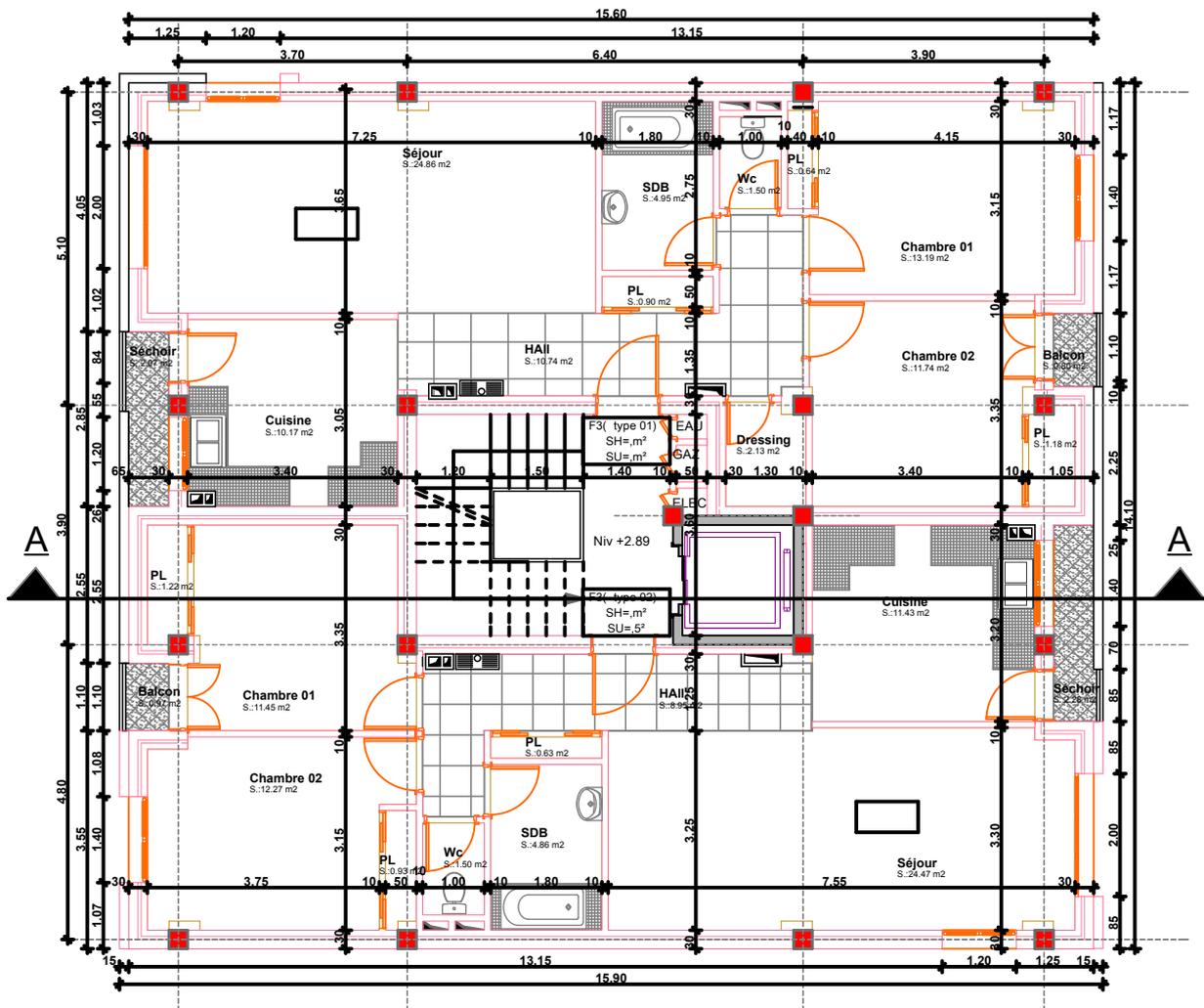
Vue En Plan Etage 01 Du bloc " C"

Ech : 1/100



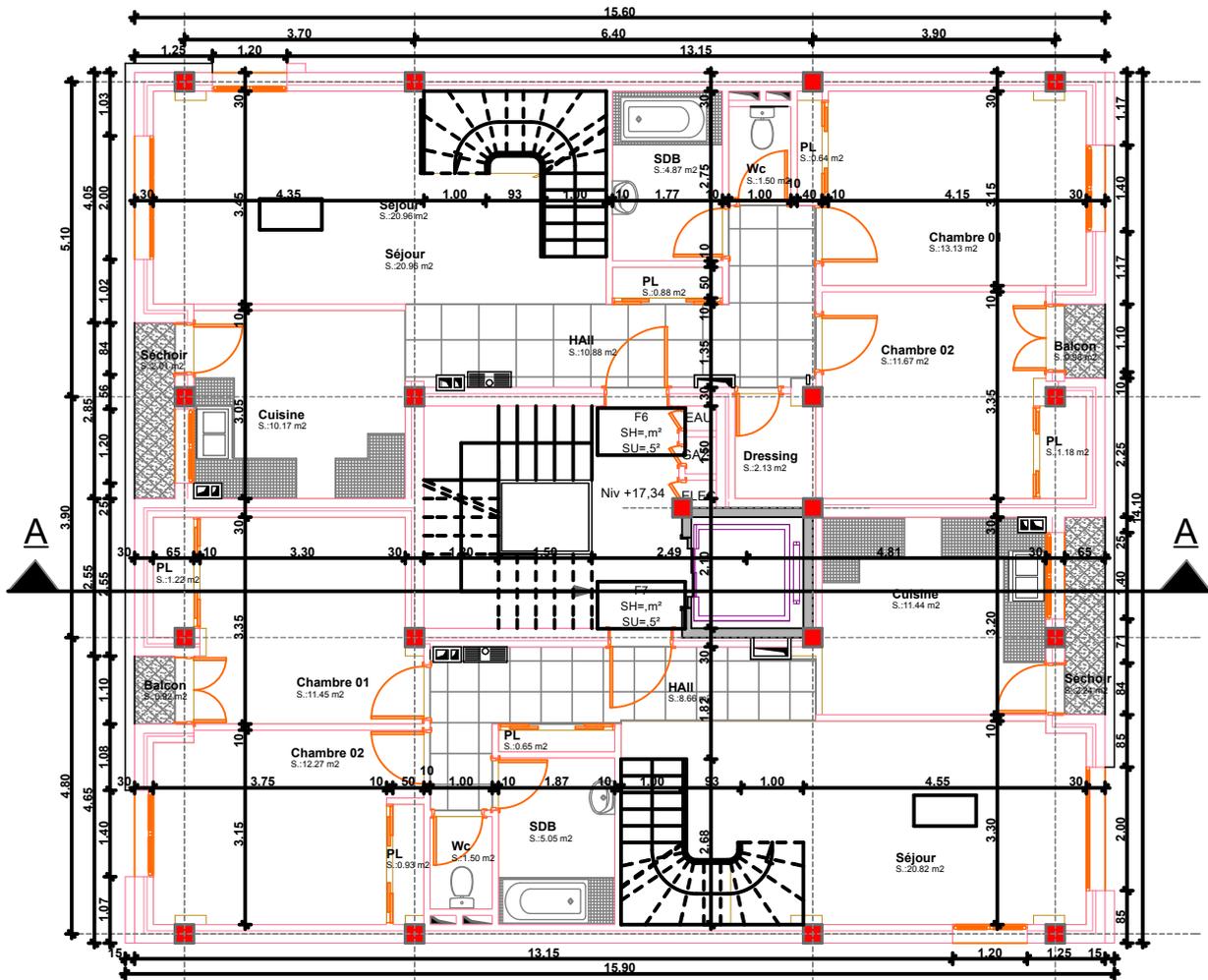
Vue En Plan Etage 02, 03 et 04 Du bloc " C"

Ech : 1/100



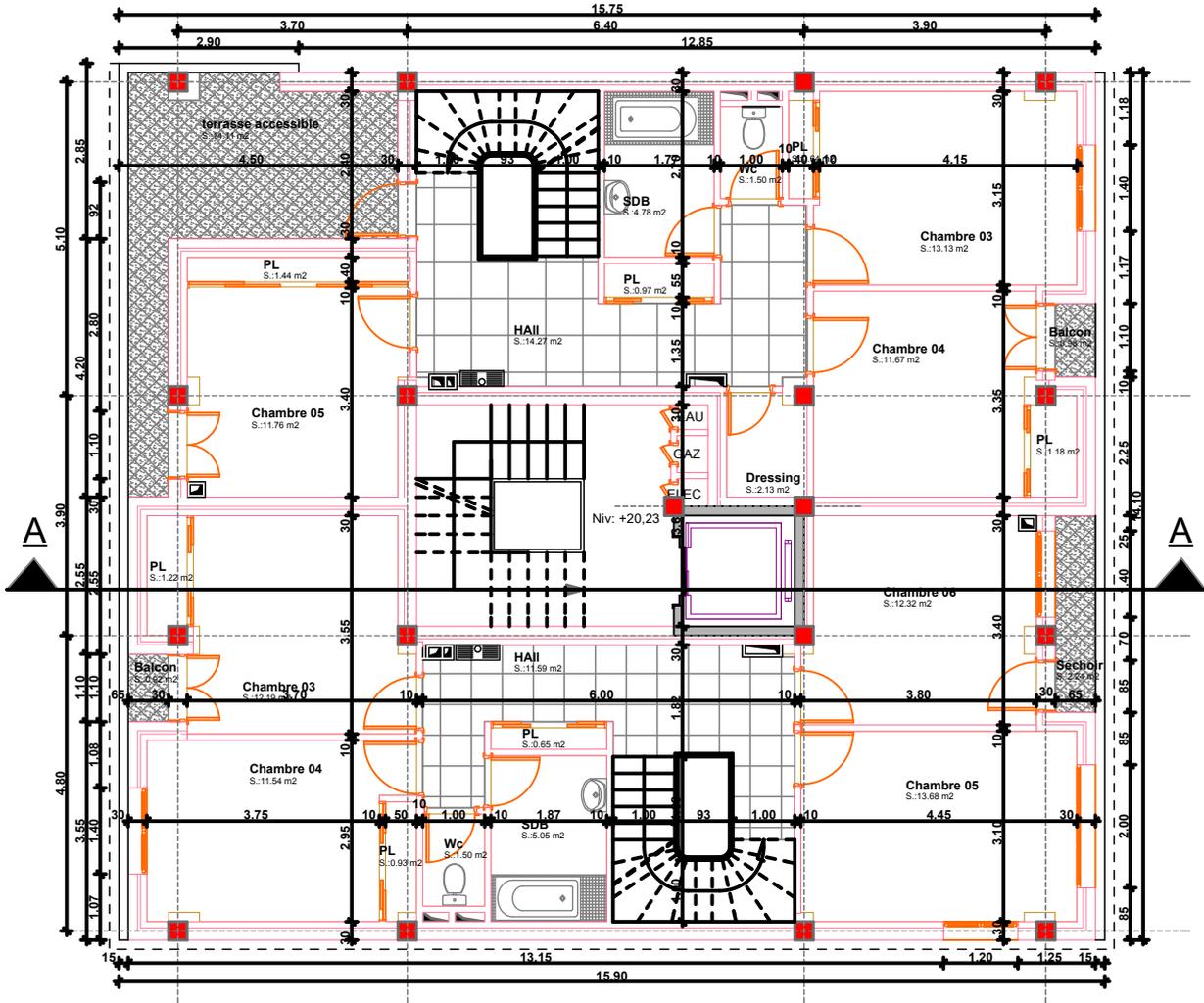
Vue En Plan Etage 05 Du bloc " C"

Ech :1/100

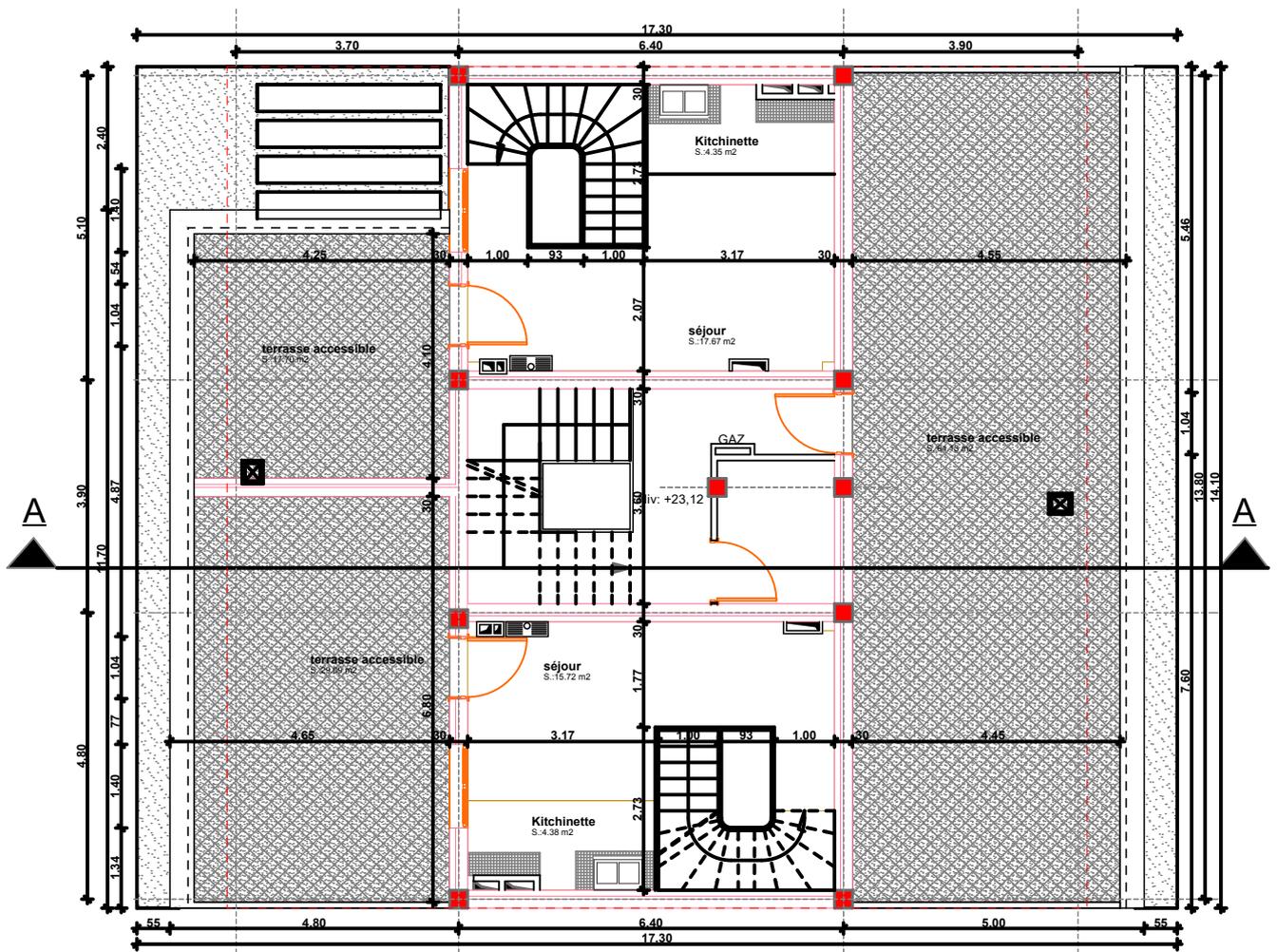


Vue En Plan Etage 06 Du bloc " C "

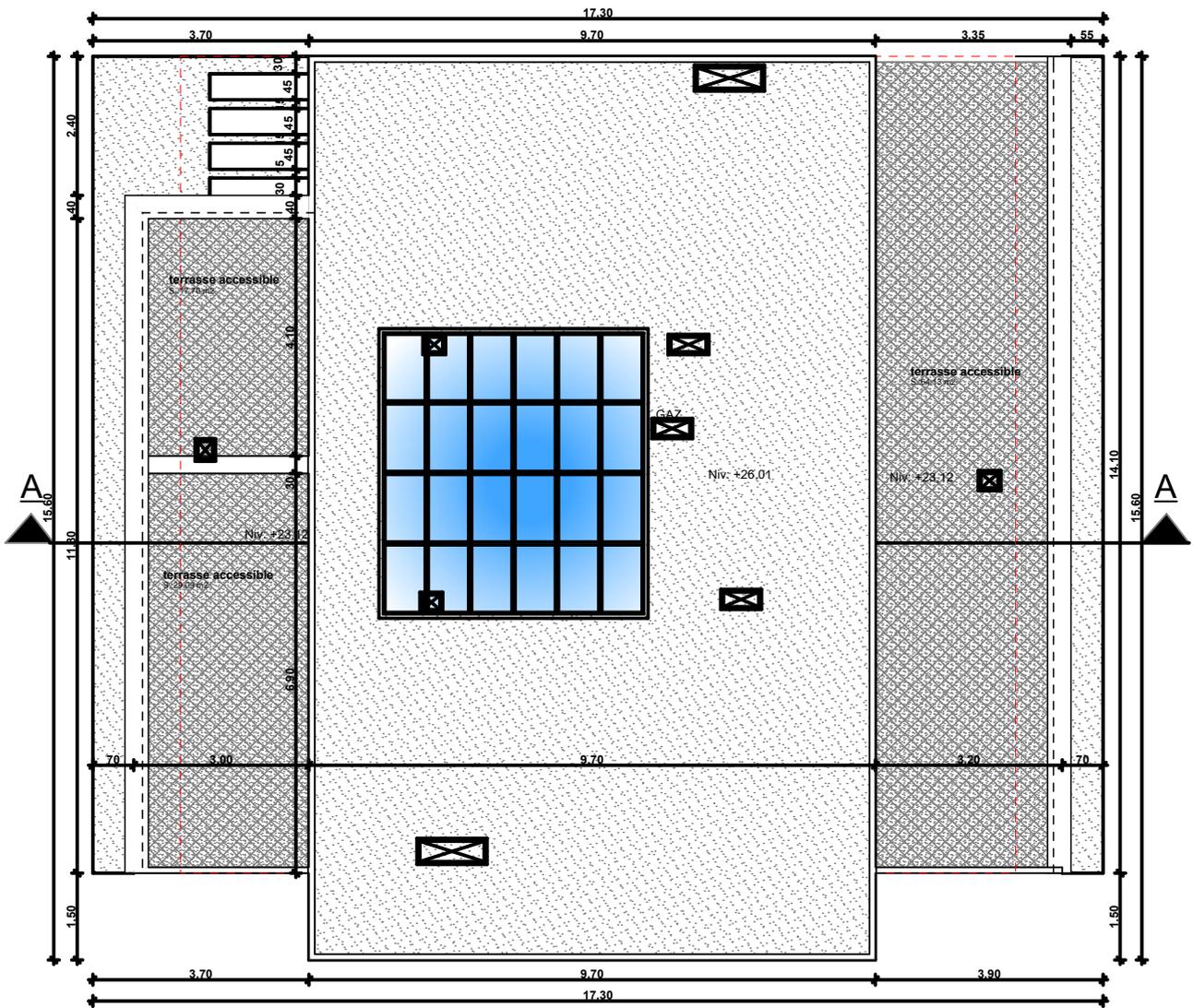
Ech :1/100



Vue En Plan Etage 07( Duplex niveau 2) Du bloc " C"  
 Ech :1/100



Vue En Plan Terrasse  
Ech :1/100



Vue En Plan De Toiture  
Ech :1/100