

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de Recherche
Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vu d'obtention du Diplôme master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment "R.D.C+8+Sous-sol"
à usage multiple
Contreventé par des voiles porteurs

Encadré par: M^{elle} Boussàa. L

Réalisé par : Mr. Khelfa hicham

Mr. Khaled khier-eddine

Promotion 2016

Remerciements

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

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

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

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

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

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

Khier-Eddine & Hicham

Table des matières

1. Introduction Générale	8
2. Présentation de l'ouvrage	9
2.1. Localisation	10
2.2. Usage futur	11
2.3. Caractéristiques géométriques	18
2.4. Caractéristiques structurelles	18
2.5. Caractéristiques des matériaux	19
3. Pré dimensionnement de l'ouvrage	25
3.1. l'acrotère :	25
3.2. Balcon	25
3.3. Les planchers	26
3.4. La maçonnerie	28
3.4.1. Maçonnerie extérieurs	29
3.4.2. Maçonnerie intérieurs	29
3.4.3. Charges et surcharge	29
3.5. L'Escalier	29
3.5.1. Hauteur "paillasse/ palier" de l'escalier	30
3.5.2. Charges et surcharge	31
3.6. L'Ascenseur	31
3.7. Les poutres	32
3.8. Les voiles	32
3.9. Les poteaux	32
4. Les éléments non structuraux	43
4.1. L'Acrotère	43
4.1.1. Charges et surcharge	43
4.1.2. Sollicitations	44
4.1.3. Ferrailage de l'acrotère	45
4.1.4. Vérification à l'E.L.U	45
4.1.5. Vérification à l'E.L.S	46
4.1.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère	47
5. Etude Sismique	98
5.1. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne	98
5.1.1. Zone sismique	98
5.1.2. Importance de l'ouvrage	98
5.1.3. Site	98

5.1.4.	Système de contreventement	98
5.1.5.	Configuration du bl.....	99
1.1.1.	<i>Régularité en plan</i>	99
5.2.	Etude sismique	100
5.2.1.	Choix de la méthode de calcul	100
5.2.1.1.	<i>Méthodes utilisables</i>	100
5.2.1.2.	<i>Condition d'application la méthode statique équivalente</i>	100
5.2.2.	Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale	100
5.2.2.1.	<i>Principe de Modélisation</i>	100
5.2.2.2.	<i>Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis</i>	100
5.2.2.3.	<i>Programme utilisé pour la modélisation</i>	100
5.2.3.	Paramètres utilisées pour l'étude sismique	103
5.2.3.1.	Coefficient d'accélération de zone A.....	103
5.2.3.2.	Facteur de qualité	103
5.2.3.3.	Coefficient de comportement global de la structure "R"	103
2.2.3.4.	Coefficient de pondération " β "	104
5.2.3.4.	Pourcentage critique d'amortissement " ξ (%)"	104
5.2.3.5.	Spectre de réponse sismique	104
5.2.4.	Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale	105
5.2..	Poids et centre de gravité de la structure	108
5.2.5.4.	Effets de la torsion accidentelle	114
5.2.6.	Justification de la sécurité de l'ouvrage.....	115
5.2.6.1.	Justification vis-à-vis les déformations.....	115
5.2.6.2.	Justification de la largeur du joint sismique	115
5.2.6.4.	Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble	116
6.1.	Poutres.....	118
6.1.2.	Recommandation du R.P.A99/2003	118
6.1.2.1	<i>Combinaison de charge</i>	118
6.1.3.	Diagramme des moments fléchissant	119
6.1.4.	Diagramme des Efforts tranchants.....	121
	121	
	Poutres principales :.....	122
6.1.6.	Poutres Secondaires	126
6.1.6.1.	<i>Armature Longitudinales</i>	126
6.1.6.2.	<i>Armature Transversales</i>	126
6.1.5.5.	<i>Vérification à l'E.L.U</i>	126
6.1.6.3.	<i>Vérification à l'E.L.S</i>	127
6.1.7.	Dispositions constructive.....	127
6.8.	Schéma de ferrailage	128
6.8.1.	<i>Poutres de chainage</i>	128

6.2.	Poteaux.....	129
6.2.1.	Type de Sollicitation.....	129
6.2.2.	Recommandation du R.P.A99/2003	129
6.2.2.1.	<i>Combinaison de charge</i>	129
6.2.2.2.	<i>Armature longitudinale</i>	129
6.2.2.3.	<i>Armature transversale</i>	130
6.2.3.	Vérification spécifiques selon le R.P.A99/2003	130
6.2.3.1.	<i>Sollicitations normales</i>	130
6.2.4.	Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal	132
6.2.4.1.	<i>Sous combinaison statique (ELU et ELS)</i>	132
6.2.4.2.	<i>Sous combinaison sismique</i>	133
6.2.5.	Diagramme des Efforts tranchants (V_2, V_3 -KN)	133
6.2.6.	Etape de calcul	134
6.2.7.	Sollicitations de calcul	134
6.2.8.	Ferraillage type du poteau le plus sollicité.....	135
6.2.8.1.	<i>Armature Longitudinales</i>	135
6.2.8.2.	<i>Armature transversale</i>	136
6.2.8.3.	Vérification à l'E.L.U	137
6.2.8.4.	<i>Vérification à l'E.L.S</i>	138
6.2.9.	Disposition constructive des armatures dans les poutres.....	139
6.2.10.	Schéma de ferraillage	139
6.3.	Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres	141
6.3.1.	Dispositions constructives	141
6.3.2.	Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant	141
6.3.2.2.	<i>Détermination du moment résistant dans les poteaux</i>	141
6.4.	Voiles	143
6.4.1.	Type de Sollicitation.....	143
6.4.2.	Recommandation du R.P.A99/2003	143
6.4.2.1.	<i>Combinaison de charge</i>	143
6.4.2.2.	<i>Armature longitudinale</i>	143
6.4.2.4.	<i>Armature transversale</i>	144
6.4.2.5.	<i>Armature de couture</i>	144
6.4.2.5.	<i>Règles communes</i>	144
6.4.3.	Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal	144
6.4.3.1.	<i>Sous combinaison sismique</i>	145
6.4.3.2.	<i>Sous combinaison statique</i>	145
6.4.4.	Calcul des voiles par la méthode des contraintes	146
6.4.4.1.	<i>Section entièrement tendue</i>	147

6.4.4.2. Section entièrement comprimée	147
6.4.5 Section partiellement comprimée	148
6.4.6. Ferrailage d'un voile type selon XX : VX2.....	150
5.2.7. Ferrailage d'un voile type selon YY.....	153
4.6.3.2. Schéma du ferrailage.....	156
7. Infrastructure	158
7.1. Etude du sol.....	158
7.2. Type de fondation adopté	159
7.3. Radier général nervuré.....	160
7.3.1. Pré dimensionnement du radier.....	161
7.3.2. Caractéristiques géométriques du radier.....	161
7.3.3. Résultante des forces (N, M1, M2, V) par rapport au centre de gravité	163
7.3.4. Justification du radier	163
7.3.5. Ferrailage de la dalle radier	166
7.3.6. Ferrailage Débord	168
7.3.7. Ferrailage des nervures	170
7.4. Voile périphérique	172
7.4.1. Caractéristiques du Sol :	172
7.4.2. Panneau le plus sollicité du Voile périphérique :	173
7.4.3. Evaluation des Charges et Surcharges	174
7.4.4. Ferrailage du Voile	176
7.4.5. Vérification de l'effort tranchant :	177
7.4.5.1. Vérification à l'ELS	177
7.4.5.2. Schéma de ferrailage du Voile Périphérique :	177
8. Conclusion :	178

Introduction

Générale

1. Introduction Générale

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+8+sous-sol), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations et il est contreventé par des voiles porteurs.

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamant l'étude dynamique dans le V chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre VI et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VII.

Présentation de l'ouvrage a étudié

*Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bâtiment (R+8+sous-sol) à usage d'habitation, commercial et parking, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du **RPA 99 version 2003** (Article 3.2).*

*Il s'inscrit dans le cadre de réalisation de 143 logements collectifs, Le site d'implantation est situé dans la wilaya de Bejaia (Elkœur) qui est classé comme zone de moyenne sismicité ; Zone IIa (**RPA 99 version 2003**).*

2. Présentation de l'ouvrage

2.1. Localisation

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bâtiment (R.D.C +8+Sous-Sol) à usage d'habitation, commercial et parking. Il s'inscrit dans le cadre de réalisation de 143 logements collectifs, Le site d'implantation est situé dans la wilaya de **Bejaia (Elkseur)**

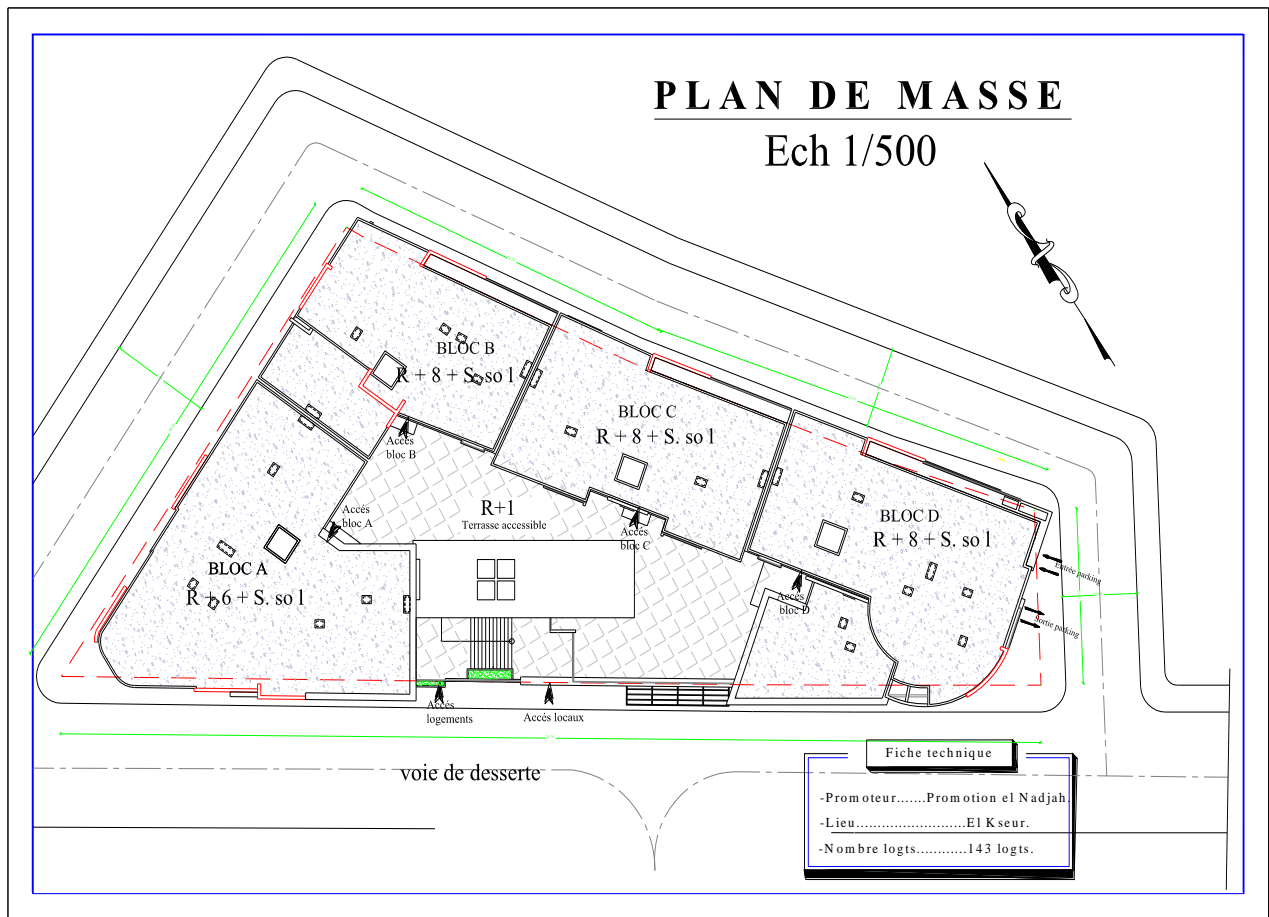


Figure2.1: Plan de masse du projet

2.2. Usage futur

Le bloc a étudié se compose de **10 niveaux** sur une emprise au sol de **300.6 m²** :

Tableau 2.1: Usage des niveaux du bloc étudié

Niveaux	L'usage
S. Sol	Parking
R.D.C	Commerce
Etages courants:1→8	Habitation: 3 logements par étage

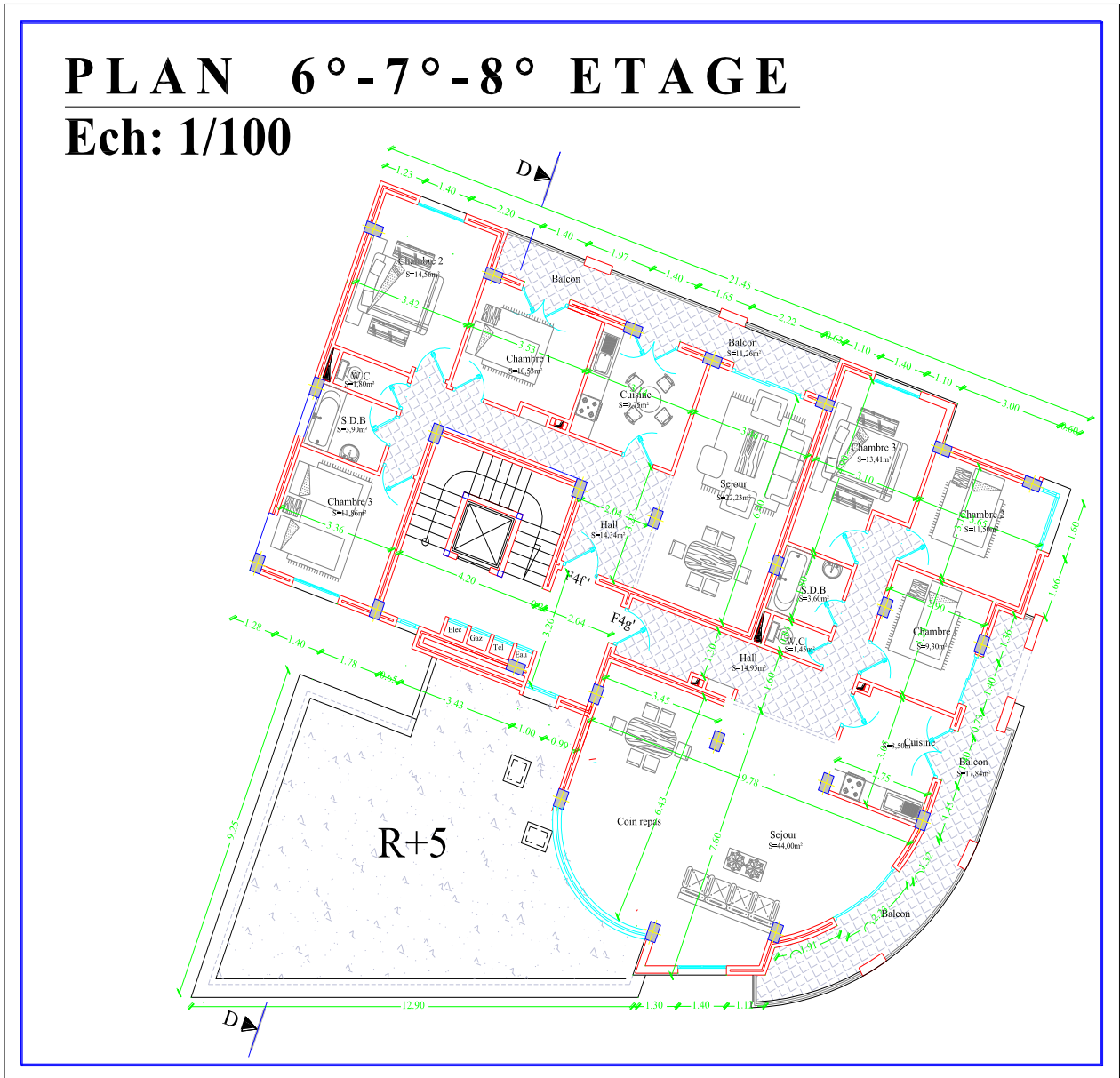


Figure2.2: Plan étage courant: 6→ 8

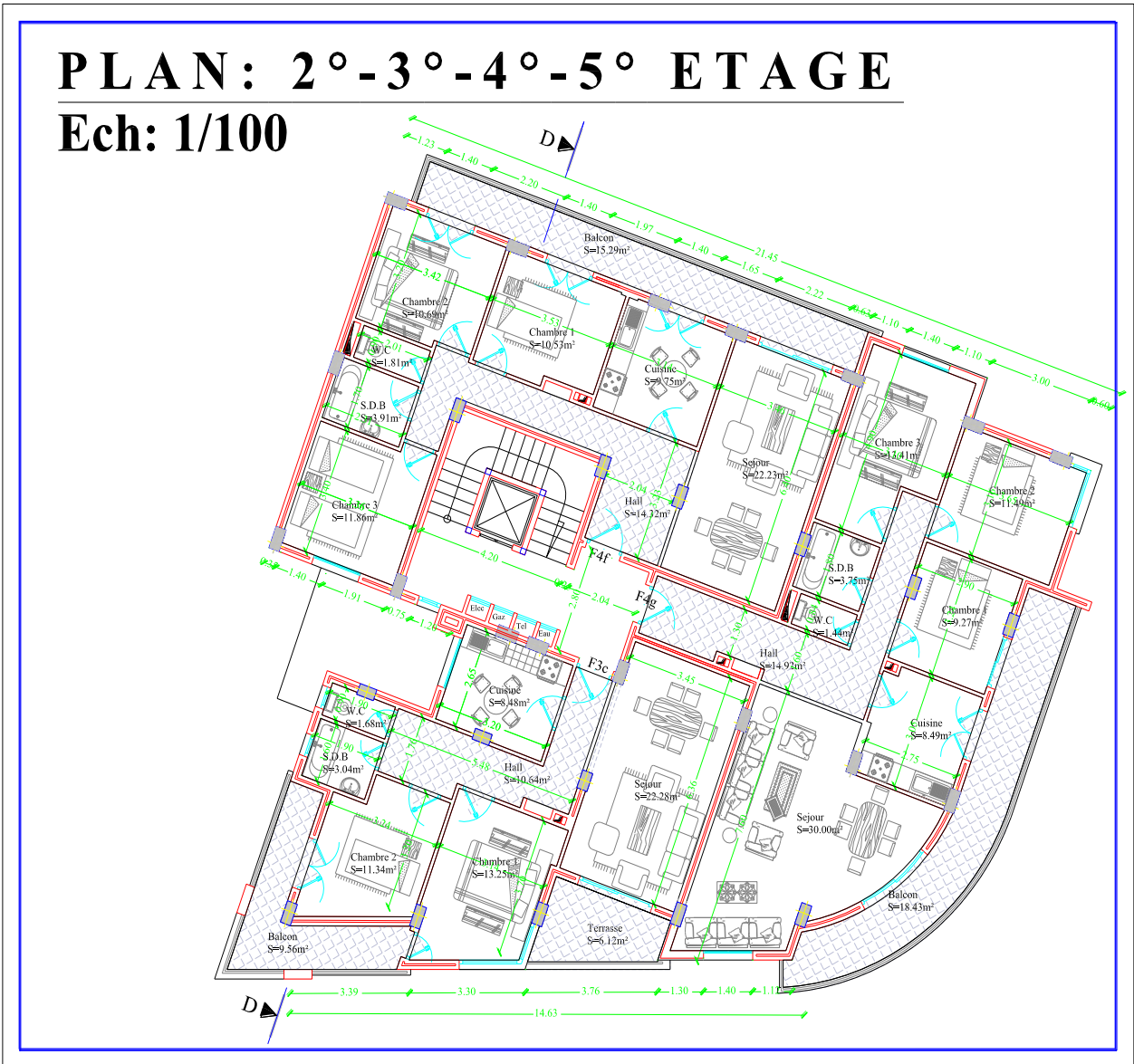


Figure2.3: Plan étage: 2 → 5

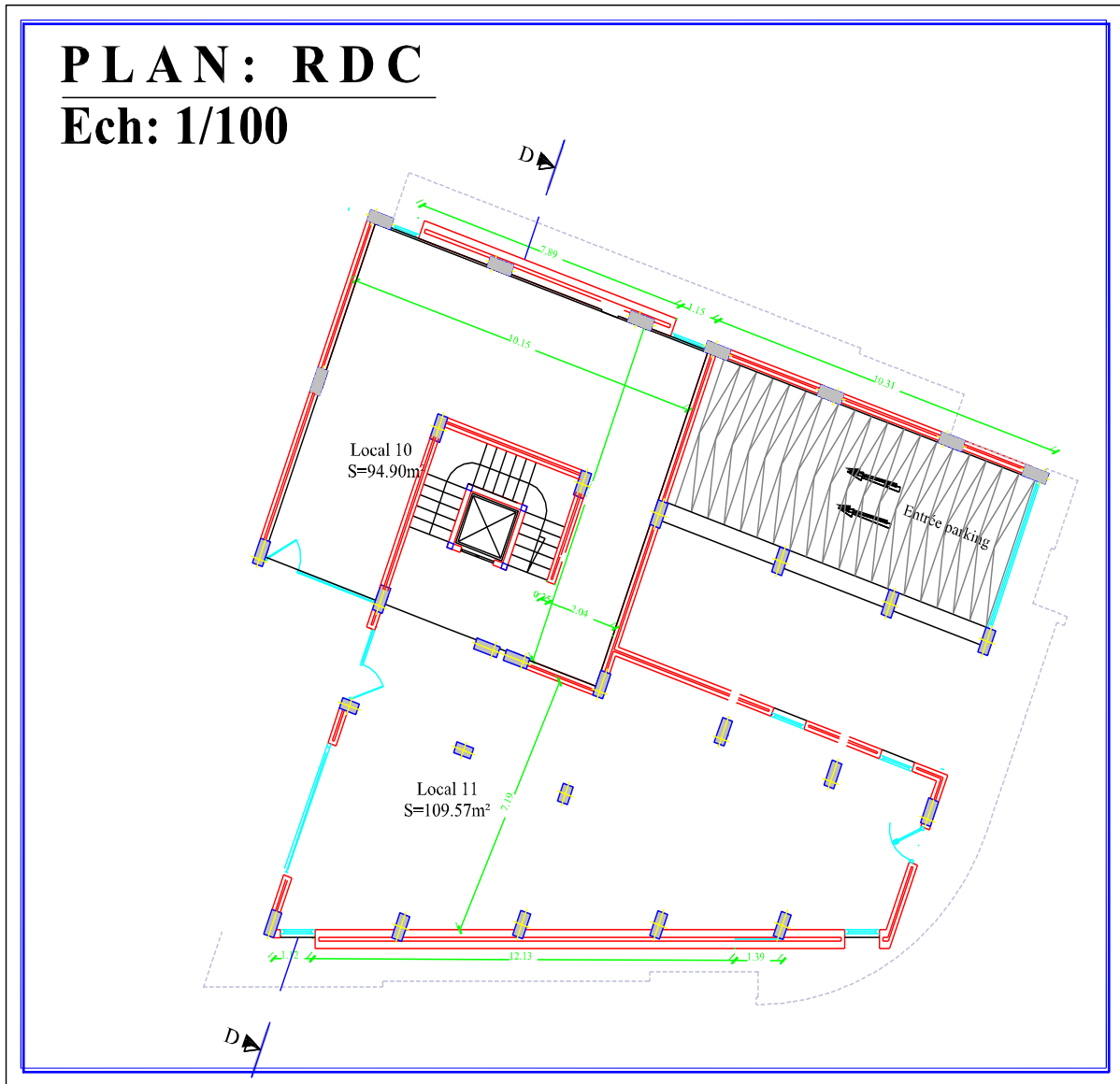


Figure2.5 : Plan étage : R.D.C

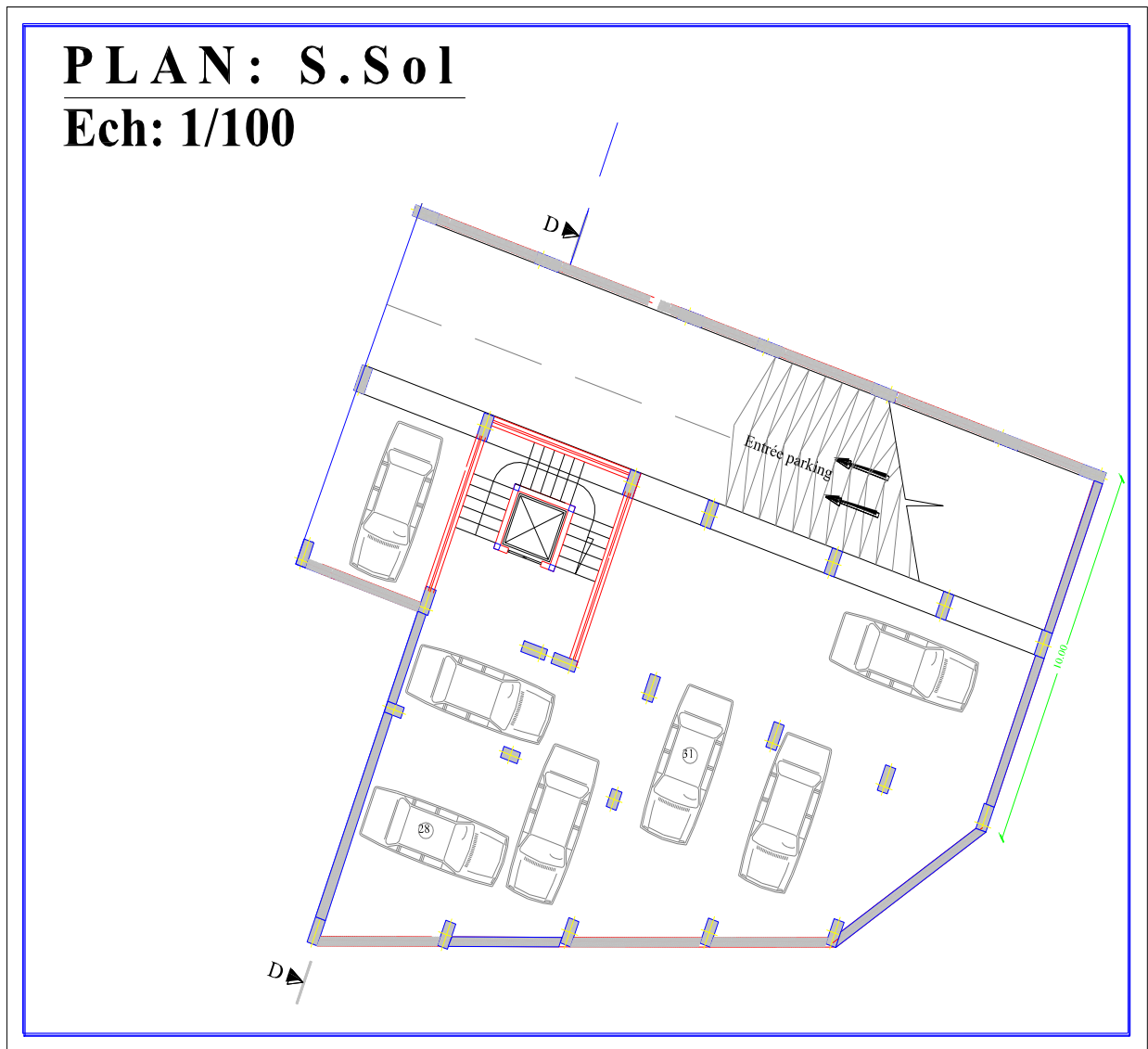


Figure2.6: Plan étage: S. Sol (Parking)



Figure2.6: Façade Principale

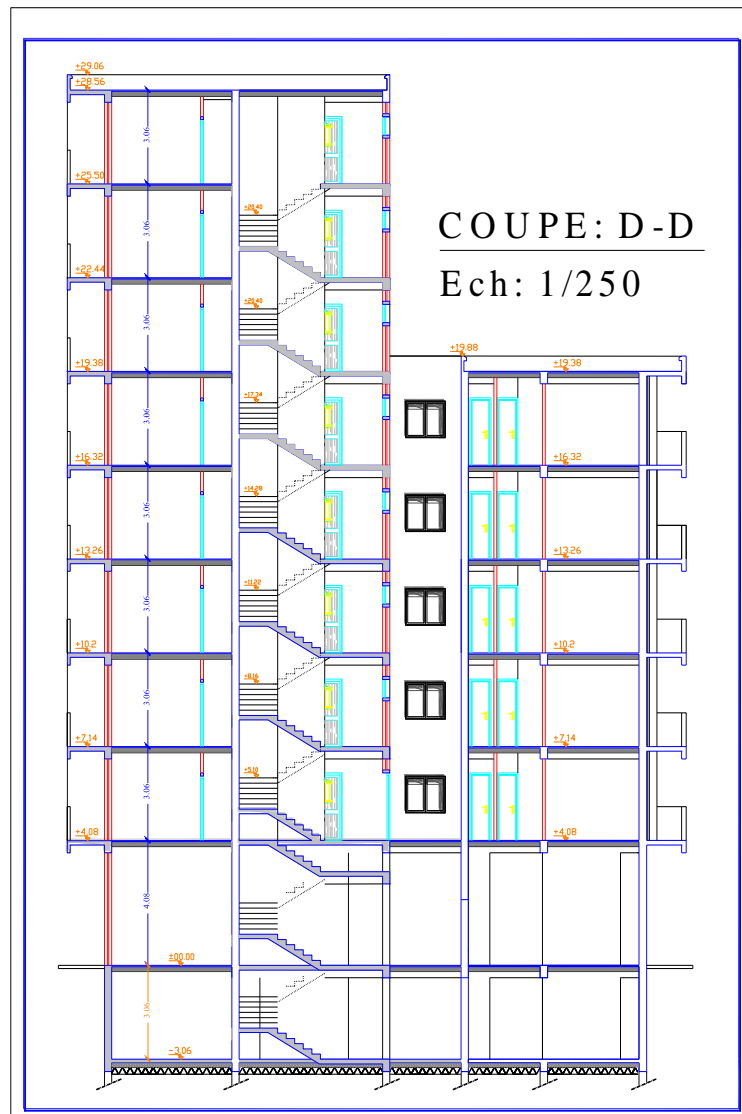


Figure2.7 : Façade Postérieure

2.3. Caractéristiques géométriques

Tableau 2.2: Caractéristiques géométriques du bloc étudié

En élévation	Hauteur totale de la super- structure	27,54 m
	Hauteur du RDC.....	3.06 m
	Hauteur de l'étage courant.....	3.06 m
	Hauteur du S. Sol.....	3.06 m
	Hauteur totale de la super et l'infrastructure.....	30.60 m
En plan	Longueur totale.....	20.71m
	Largeur totale.....	19.18m

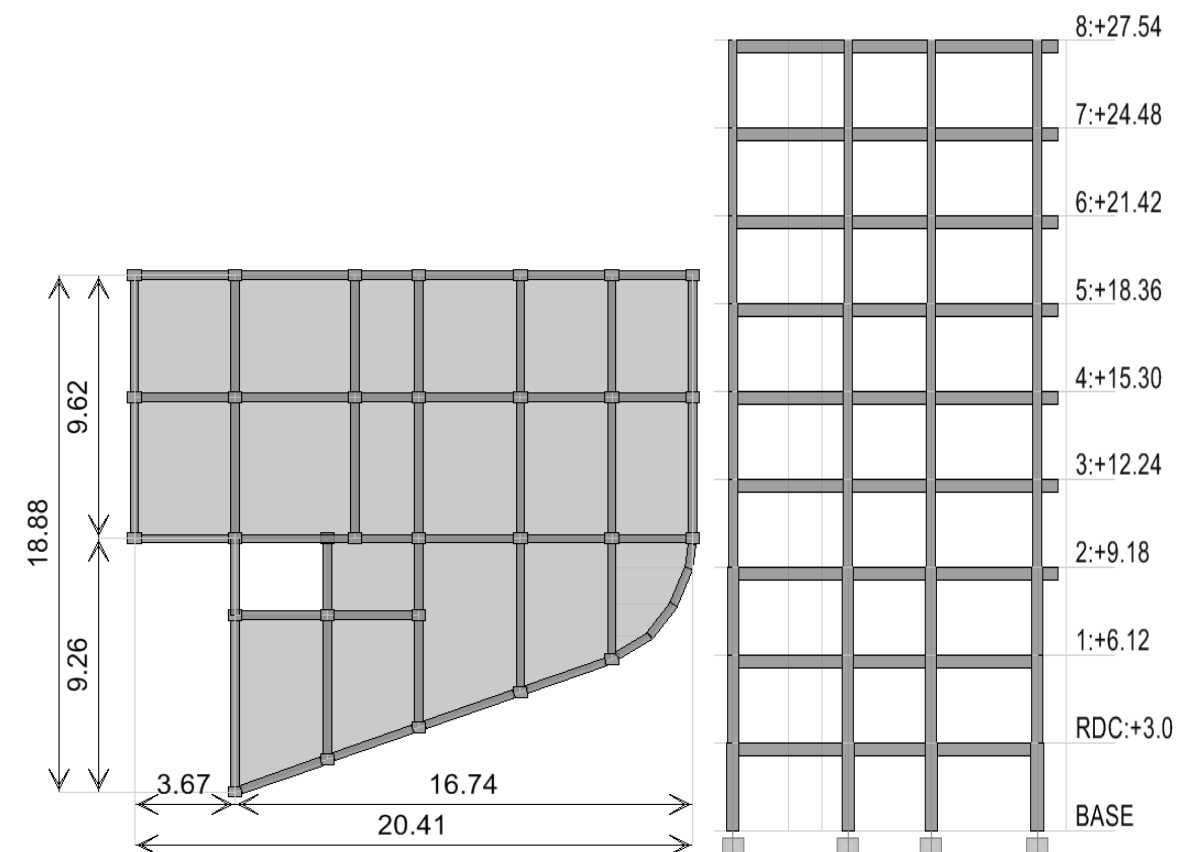


Figure 2.8 : Caractéristiques géométriques en plan et en élévation

2.4. Caractéristiques structurelles

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

2.5. Caractéristiques des matériaux

2.5.1. Béton

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

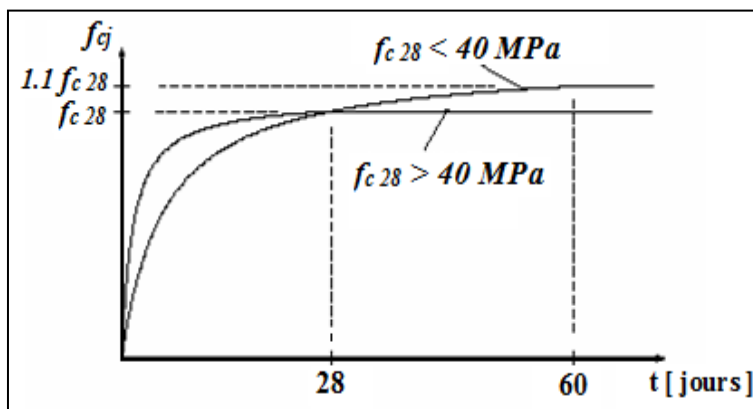


Figure 2.9: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

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

2.5.1.2. Résistance à la traction f_{tj} :

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

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

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

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

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

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

2.5.1.3. Contrainte limite à l'Etat limite ultime

- ✓ **Contrainte ultime de compression :**

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

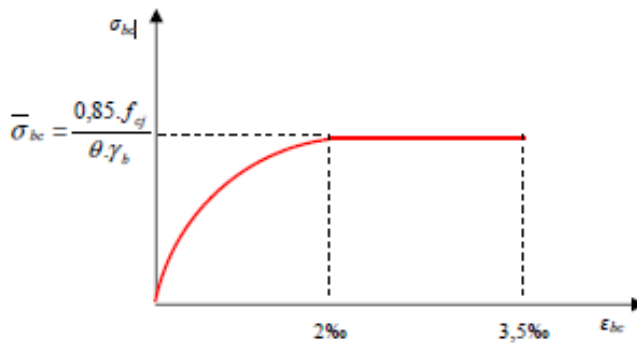


Figure 2.10: Diagramme des contraintes du Béton.

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

γ_b : Coefficient de sécurité:

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

- ✓ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

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

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

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

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

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

2.5.1.4. Contrainte limite à l'Etat limite de service

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

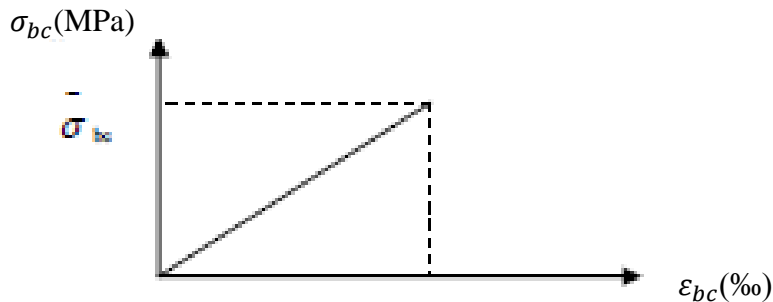


Figure 2.11 : Diagramme des contraintes limite du béton.

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

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

2.5.1.5. Déformation longitudinale du béton

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

✓ **Module déformation transversale :**

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

Avec : E : module de Young

V : Coefficient de poisson

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

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

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

Avec : ξ_t : Déformation limite transversale.

ξ_L : Déformation limite longitudinale.

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

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

2.5.2. L'Acier

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

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

2.5.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

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

Tableau 2.3: limite d'élasticité f_e en fonction du type d'acier

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

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

2.5.2.2. Contrainte limite à l'Etat limite ultime

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

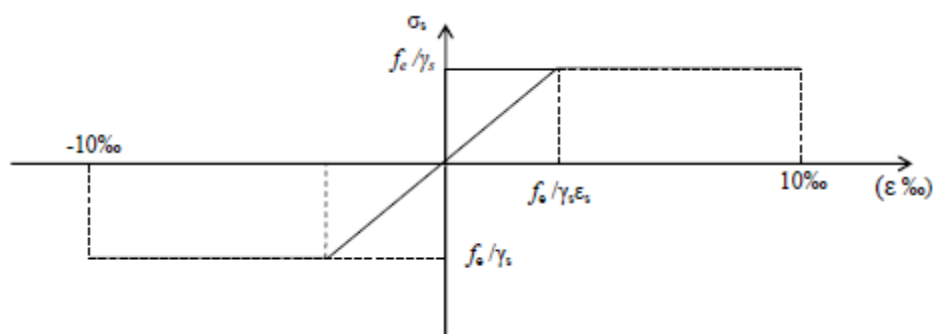


Figure 2.12 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

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

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

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

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

2.5.2.3. Contrainte limite à l'Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

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

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

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

2.6. Référence de calcul

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

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

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

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

Pré dimensionnement de l'ouvrage

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

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

3. Pré dimensionnement de l'ouvrage

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

3.1. l'acrotère :

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

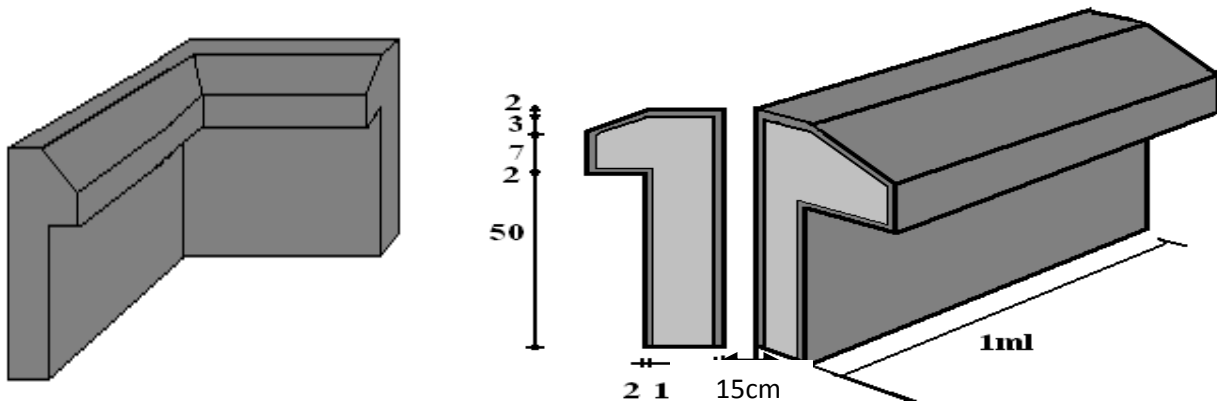


Figure 3.1: Schéma représentatif de l'acrotère

3.2. Balcon

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

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

➤ **Critère de résistance :**

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

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$

➤ **Coupe-feu :**

$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

Notre projet comporte un seul type de dalle pleine

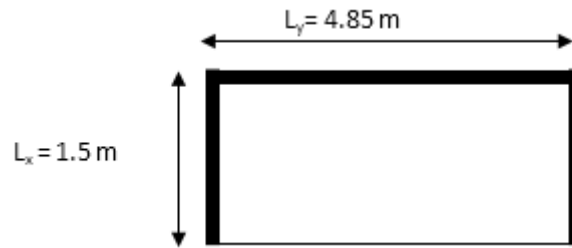


Figure 3.2: Schéma représentatif du balcon

On voit bien que pour les dalles pleines sur trois appuis que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur $e=12\text{cm}$.

3.3. Les planchers

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve : -Plancher à corps creux - Plancher à dalles pleine (les balcons).

Les planchers en corps creux sont constitués de:

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

3.3.1. Hauteur du plancher en corps creux

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

$$L_{\text{max}} = (439 - 30) = 409 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{409}{22.5} = 18.17 \text{ cm}$$

Avec :

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

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

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

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

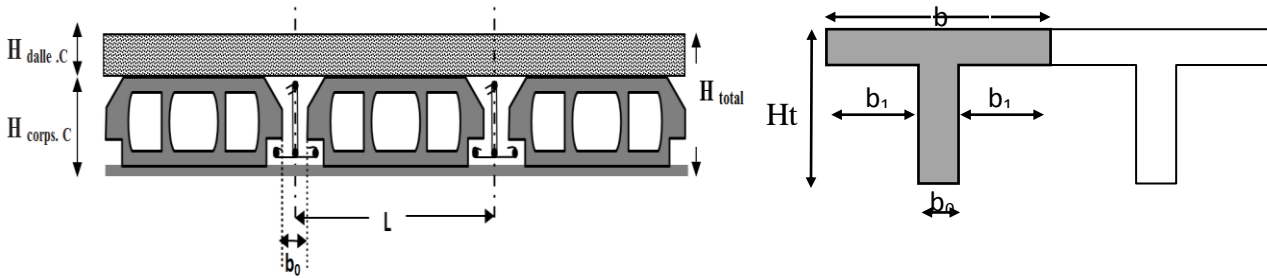


Figure 3.3.Coupe transversale sur un plancher à corps creux

3.3.2. Les Poutrelles

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

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

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

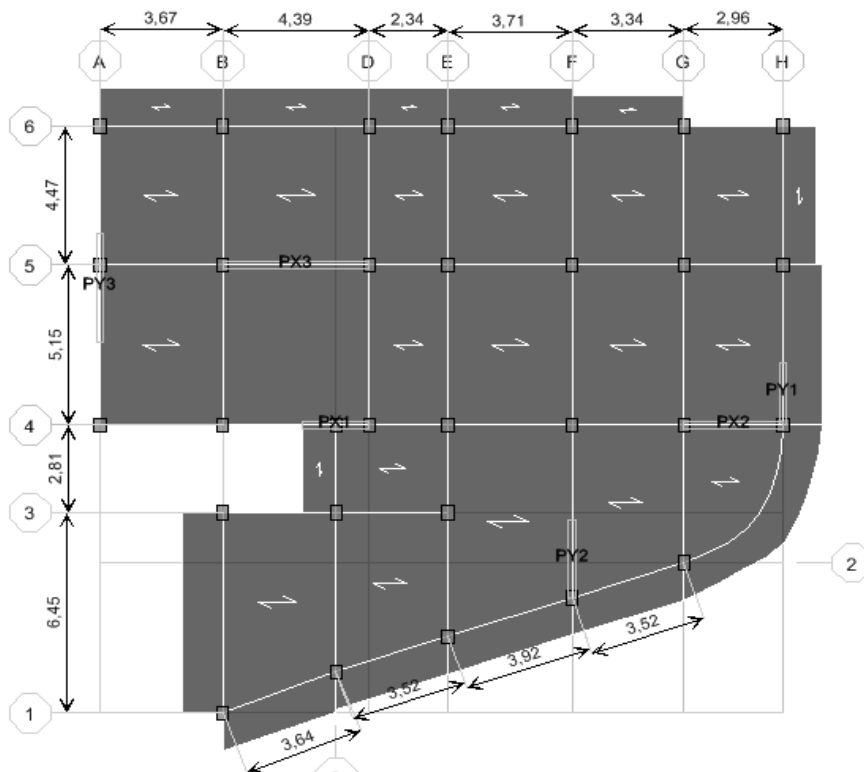


Figure 3.4 :La disposition de poutrelle

Tableau 3.1: Détermination de la largeur de la table de compression :

Condition	L _x (cm)	L _y (cm)
$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right]$	65 - 10 = 55	234-30=204

Avec :

b : Largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

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

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

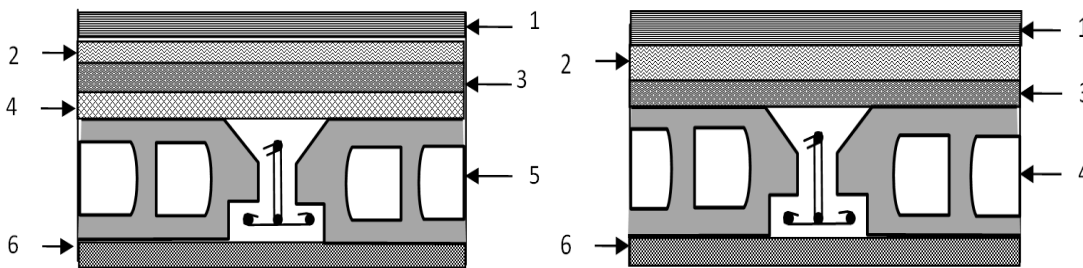


Figure 3.4: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible et étage courant

Tableau 3.2: Charge et surcharge des planchers :

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

Les surcharges d'exploitations :

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

3.4. La maçonnerie

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

3.4.1. Maçonnerie extérieurs (double cloison)

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

3.4.2. Maçonnerie intérieurs (simple cloison)

- Brique creuse de 10 cm

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

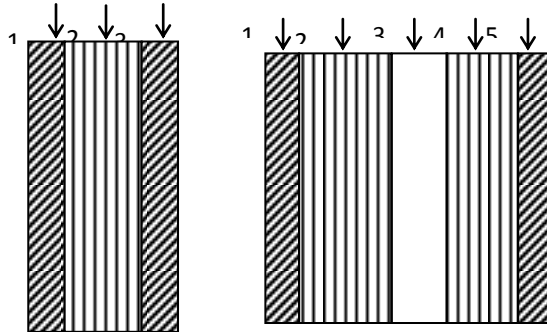


Figure 3.5: Coupe transversale d'un mur extérieur et intérieur

Tableau 3.3: Charge et surcharge murs :

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

3.5. L'Escalier

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

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

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

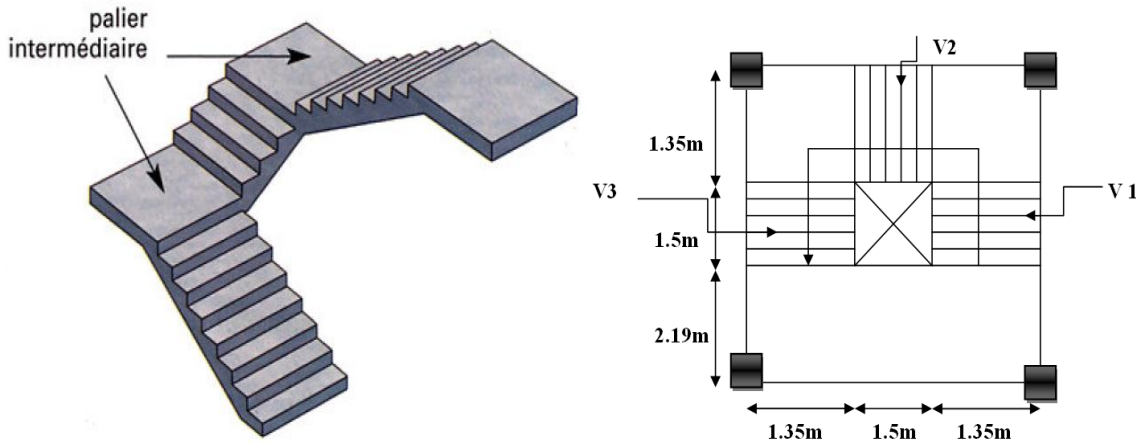


Figure 3.6: Schéma représentatif de l'escalier

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

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

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

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

- $g = L / (n-1)$ avec : $(n-1)$ est le nombre des marches.

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

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

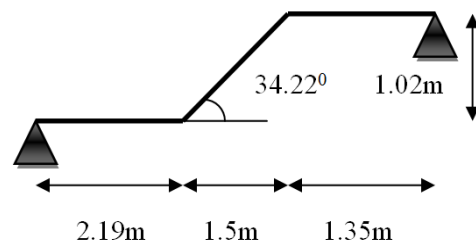
- Volée (01) et (03)

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

Avec : L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier du départ

L_p' : Longueur du palier d'arrivée.



$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_p' \Rightarrow$$

$$L = 2.19 + \sqrt{1.50^2 + 1.02^2} + 1.35 = 5.35 \text{ m.}$$

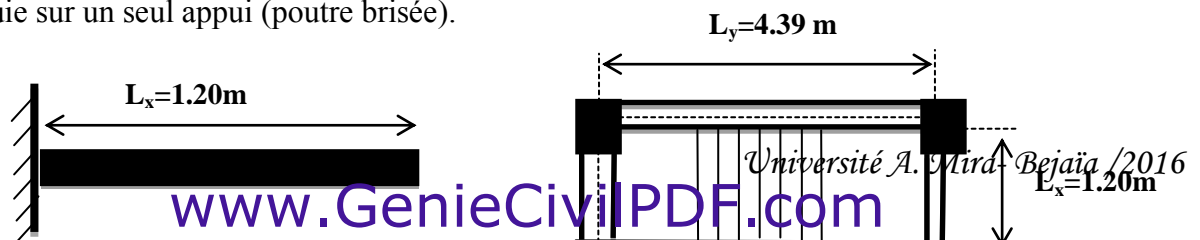
$$\left\{ \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{525}{30} \leq e \leq \frac{535}{20} \Rightarrow 17.833 \text{ cm} \leq e \leq 26.75 \text{ cm} \right.$$

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

On prend : $e = 18 \text{ cm}$.

- Volée (02)

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



$$e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{120}{20} \Rightarrow e \geq 6 \text{ cm}$$

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

L'épaisseur de l'escalier choisit est de : **18cm**

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

Tableau 3.4 : Charge et surcharge Escalier (paillasse et palier) :

Désignation		Poids volumique	Epaisseur	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	
Paillasse						
Paillasse		25	0.18	5.44	2.50 (étage courant) 5 (étage commerce)	
Les marches		22	/	1.87		
Carrelage	horizontal	22	0.02	0.44		
	Vertical	22	/	0.25		
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40		
	vertical	20	/	0.22		
Enduit de plâtre		18	0.02	0.44		
Total :				9.06		
Palier						
Palier		25	0.18	4.50		
Carrelage		22	0.02	0.44		
Mortier de pose		20	0.02	0.4		
Lit de sable		18	0.02	0.36		
Enduit de plâtre		14	0.02	0.28		
Total				5.98		

3.6. L'Ascenseur

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

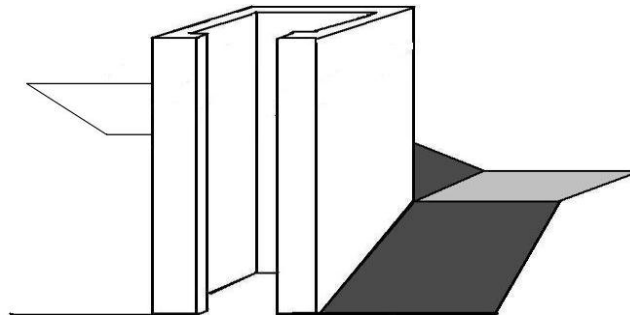


Figure 3.7 : La cage d'ascenseur

3.7. Les poutres

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

Tableau 3.5: Pré dimensionnement des poutres

	L_{max}	Selon BEAL 91		Selon RPA 99 version 2003		
		hauteur		Hauteur	Largeur	h/b
		$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$		$h \geq 30$	$b \geq 20$	$\frac{h}{b} \leq 4$
P. Principale	645	$41 \leq h \leq 61.1 \rightarrow (b \cdot h) = (30 \cdot 50) \text{ cm}^2$				
P. Secondaire	409	$27.26 \leq h \leq 40.90 \rightarrow (b \cdot h) = (30 \cdot 35) \text{ cm}^2$				

3.8. Les voiles

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

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- $e > h_e / 20$ (2).
- $L > 4 e$ (3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 306 - 50 = 255 \text{ cm}$$

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :

$$e = 20 \text{ cm.}$$

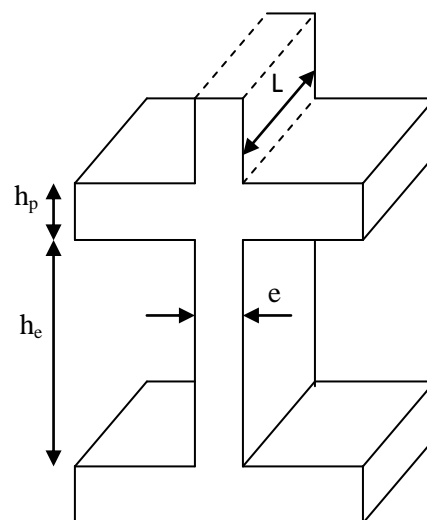


Figure 3.8: Coupes des voiles en élévation

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

3.9. Les poteaux

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

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

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

➤ **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

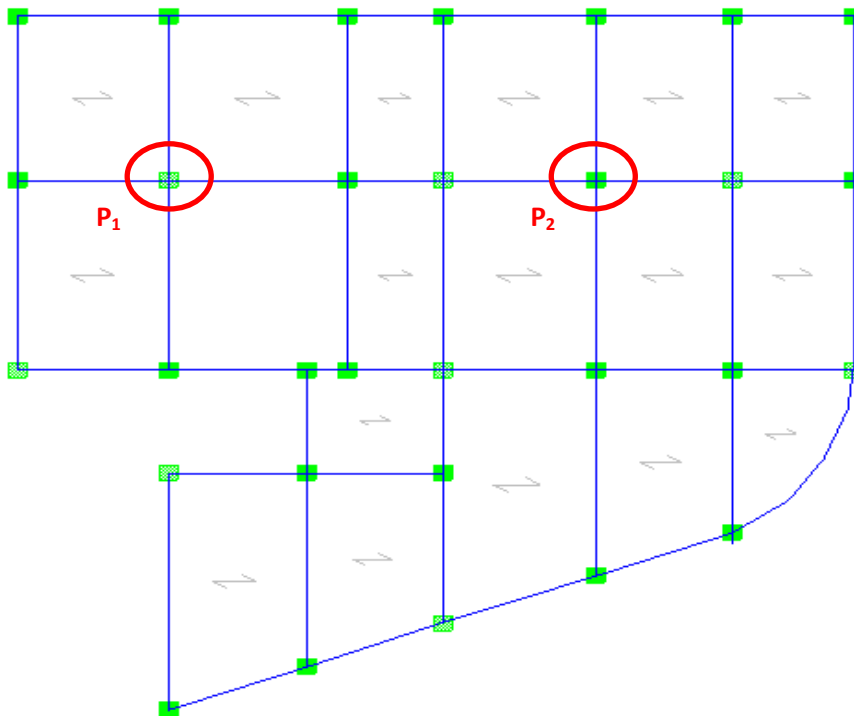


Fig. 3.9 : Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge

A) Poteau « P₁ » au niveau de la cage d'escalier :

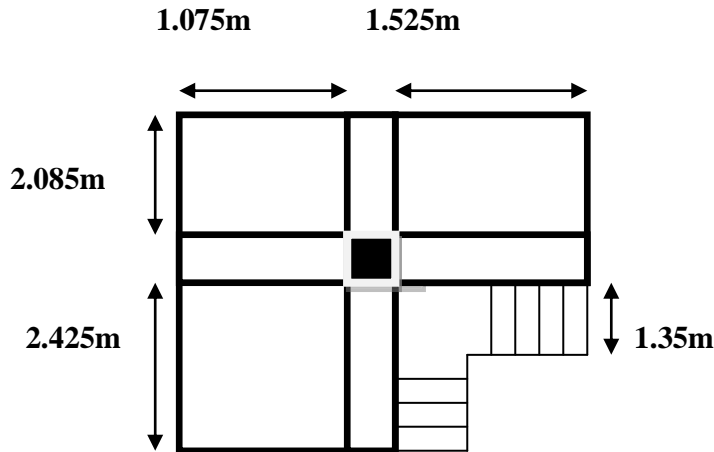


Figure.3.10 : Poteau « P₁ » de la descente de charge.

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$S = (2.085 + 2.425) * (1.085 + 2.045)$$

$$S = 16.82 \text{m}^2 \quad \text{Corps creux.}$$

➤ **Les autres planchers :**

$$S = (2.085 + 2.425) * 1.685 + (2.045 * 2.085)$$

$$S = 11.86 \text{m}^2 \quad \text{Corps creux.}$$

Escalier :

$$S = 1.35 * 1.35 = 1.82 \text{m}^2 \quad \text{palier}$$

$$S = (1.075 * 1.35) + (0.335 * 1.35) = 1.9 \text{m}^2 \quad \text{paillasse}$$

2.1. Les charges et surcharges

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = G_{\text{terrasse}} * S_{\text{terrasse}}$$

$$G = 5.75 * 16.8 = 96.715 \text{Kn}$$

$$Q = Q_{\text{terrasse}} * S_{\text{terrasse}}$$

$$Q = 1 * 16.82 = 16.82 \text{Kn}$$

➤ **Plancher étages d'habitations :**

$$G = 5.33 * 11.86 = 63.21 \text{Kn}$$

$$Q = 1.5 * 11.86 = 17.79 \text{Kn}$$

Palier :

$$G = G_{\text{palier}} * S_{\text{palier}}$$

$$G = 5.98 * 1.82 = 10.88 \text{Kn}$$

$$Q = Q_{\text{palier}} * S_{\text{palier}}$$

$$Q = 2.5 * 1.82 = 3.64 \text{Kn}$$

$$\text{Paillasse : } G = G_{\text{paillasse}} * S_{\text{paillasse}}$$

$$G=9.06*1.9=17.21\text{Kn}$$

$$Q=Q_{\text{paillasse}}*S_{\text{paillasse}}$$

$$Q=2.5*1.9=4.75\text{Kn}$$

$$G_{\text{escalier}}=10.88+17.21=28.09\text{Kn}$$

$$Q_{\text{escalier}}=3.64+4.75=8.39\text{Kn}$$

➤ **Plancher étages commercial :**

$$G=5.33*11.86=63.21\text{Kn}$$

$$Q=5*11.86=59.3\text{Kn}$$

Palier :

$$G=G_{\text{palier}}*S_{\text{palier}}$$

$$G=5.98*1.82=10.88\text{Kn}$$

$$Q=Q_{\text{palier}}*S_{\text{palier}}$$

$$Q=5*1.82=9.1\text{Kn}$$

Paillasse :

$$G=G_{\text{paillasse}}*S_{\text{paillasse}}$$

$$G=9.06*1.9=17.21\text{Kn}$$

$$Q=Q_{\text{paillasse}}*S_{\text{paillasse}}$$

$$Q=5*1.9=9.5\text{Kn}$$

➤ **Poids propres des poutres :**

$$G_{\text{poutre}}=b*h*l*\rho$$

Poutre principale

$$G_{\text{pp}}=0.30*50*4.51*25=16.91\text{Kn}$$

Poutre secondaire

$$G_{\text{ps}}=0.30*0.35*3.73*25=9.79\text{Kn}$$

➤ **Poids propres des poteaux :**

$$G_{\text{poteaux}}=b*h*l*\rho$$

<i>poteaux</i>	<i>Section (m²)</i>	<i>Hauteur (m)</i>	<i>G_{POT} (kn)</i>
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	40*50	3.06	15.3
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40*45	3.06	13.77
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	35*45	3.06	12.05
sous-sol et RDC	35*40	3.06	10.71

Tableau.2.9 : poids propres des poteaux.

- Evaluation des charges « Q » pour le poteau d’escalier P₁ :

L’application de la loi de dégression : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Q _i	Q (KN)
Q ₀	16.82
Q ₁	43
Q ₂	70.36
Q ₃	89.5
Q ₄	105.84
Q ₅	121.54
Q ₆	134.63
Q ₇	147.72
Q ₈	160.81
Q ₉	239.23

Tableau.2.11 : La loi de dégression pour le poteau P₁

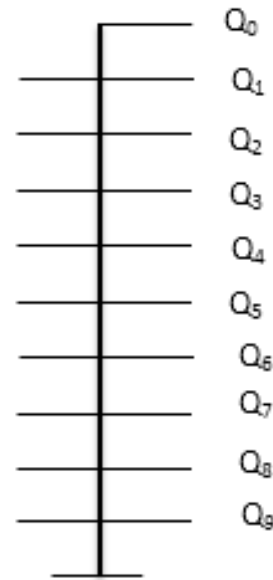


Figure.3.10 : Schéma

statique de la descente de charge

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁ :

G _i	désignation	Section (m ²)	Gtotal(KN)
G₀	Terrasse inaccessible	16.82	96.71
	Poids des PP	0.50×0.30	15.22
	Poids des PS	0.35×0.30	9.79
	Poids de poteau	0.35*0.40	10.71
	total	/	132.43
G₁	Venant de G ₀	/	132.43
	Poids du plancher étage courant	11.86	63.22
	Poids des PP	0.50×0.30	15.22
	Poids des PS	0.35×0.30	9.79
	Poids de poteau	0.35*0.40	10.71
	Poids d’escalier	/	27.86

	total	/	259.23
G₂	Venant de G ₁	/	259.23
	Poids du plancher étage courant	11.86	63.22
	Poids des PP	0.50×0.30	15.22
	Poids des PS	0.35×0.30	9.79
	Poids de poteau	0.35*0.40	10.71
	Poids d'escalier	/	27.86
	total	/	386.03
G₃	Venant de G ₂	/	386.03
	Poids du plancher étage courant	11.86	63.22
	Poids des PP	0.50×0.30	15.22
	Poids des PS	0.35×0.30	9.79
	Poids de poteau	0.35*0.45	12.05
	Poids d'escalier	/	27.86
	total	/	514.17

G_i	désignation	Section (m²)	G total (KN)
G₄	Venant de G ₃	/	514.17
	Poids du plancher étage courant	11.86	63.22
	Poids des PP	0.50×0.30	15.22
	Poids des PS	0.35×0.30	9.79
	Poids de poteau	0.35*0.45	12.05
	Poids d'escalier	/	27.86
	total	/	642.31
G₅	Venant de G ₄	/	642.31
	Poids du plancher étage courant	11.86	63.22
	Poids des PP	0.50×0.30	15.22
	Poids des PS	0.35×0.30	9.79
	Poids de poteau	0.40*0.45	13.77
	Poids d'escalier	/	27.86
	total	/	772.17

G₆	Venant de G ₅	/	772.17
	Poids du plancher étage courant	11.86	63.22
	Poids des PP	0.50×0.30	15.22
	Poids des PS	0.35*0.30	9.79
	Poids de poteau	0.40×0.45	13.77
	Poids d'escalier	/	27.86
	total	/	902.03
G₇	Venant de G ₆	/	902.03
	Poids du plancher étage courant	11.86	63.22
	Poids des PP	0.50×0.30	15.22
	Poids des PS	0.35*0.30	9.79
	Poids de poteau	0.40×0.45	13.77
	Poids d'escalier	/	27.86
	total	/	1031.89
G₈	Venant de G ₇	/	1031.89
	Poids du plancher RDC	11.86	63.22
	Poids des PP	0.50×0.30	15.22
	Poids des PS	0.35*0.30	9.79
	Poids de poteau	0.40×0.50	15.3
	Poids d'escalier	/	27.86
	total	/	1163.28
G₉	Venant de G ₈	/	1163.28
	Poids du plancher sous-sol	16.82	89.65
	Poids des PP	0.50×0.30	15.22
	Poids des PS	0.35*0.30	9.79
	Poids de poteau	0.40×0.50	15.3
		/	27.86
	total	/	1321.1

Tableau.2.12 : Evaluation des charges « G » pour le poteau

A la base :

$$\left. \begin{array}{l} G = 1321.1 \text{ KN} \\ Q = 239.23 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ Pour le poteau } P_1$$

B) Poteau central « P₂ » :

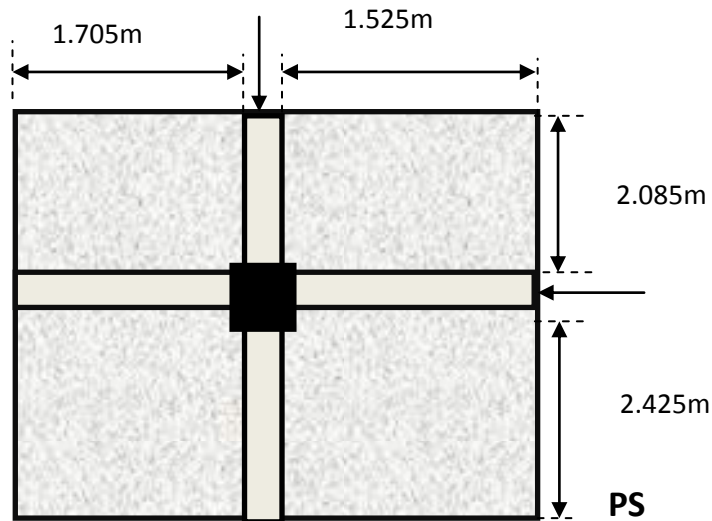


Figure.3.11 : Poteau « P₂ » de la descente de charges.

D'une manière semblable au calcul précédent on trouve :

$$\text{A la base : } \left. \begin{array}{l} G = 1165.85 \text{ KN} \\ Q = 174.40 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ Pour le poteau P}_2$$

Les calculs montrent que le poteau « P₁ » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G=1321.1\text{KN}, Q=239.23\text{KN}$$

- **Calcul de l'effort normal ultime N_u :** N_u est calculé comme suit : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Tableau.3.6 : L'effort normal ultime « N_u » dans chaque niveau.

Niveau	G (KN)	Q(KN)	N _u (KN)
N ₁	132.43	16.82	204.01
N ₂	259.23	43	414.46
N ₃	386.03	70.36	626.68
N ₄	514.17	89.5	828.37
N ₅	642.31	105.84	1025.87
N ₆	772.17	121.54	1224.73
N ₇	902.03	134.63	1419.68
N ₈	1031.89	147.72	1613.95
N ₉	1163.28	160.81	1811.64
N ₁₀ (base)	1321.1	239.23	2142.33

Selon le **CBA93**, on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U a 10%, on propose les sections de poteaux suivantes

<i>poteaux</i>	<i>Section (m²)</i>	<i>Hauteur (m)</i>
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	35*40	3.06
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35*45	3.06
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	40*45	3.06
sous-sol et RDC	40*50	3.06

• **Vérification des conditions du RPA :**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux

• **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

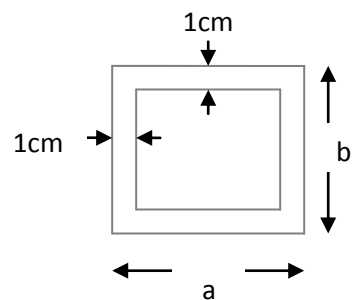


Figure.3.12 : Section brute

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$A_s \geq 0.8\% \times B_r$.

On prend $A_s = 1\% \times B_r$.

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7-4-2)}$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau.3.7 : Vérification au flambement.

Type de poteau	B (cm ²)	h(m)	l ₀ (m)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
40×50	2000	3.06	2.86	200.2	13.87	0.824	1824	2356.56	1300.54
	2000	3.06	2.86	200.2	13.87	0.824	1824	2356.56	1300.54
40×45	1800	3.06	2.86	200.2	15.41	0.818	1634	1992.80	1107.86
35×45	1575	3.06	2.86	200.2	15.41	0.818	1419	1347.20	748.95
35×40	1400	3.06	2.86	200.2	17.33	0.810	1254	689.34	387.01

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

Calcul des Éléments secondaires

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

4. Les éléments non structuraux

4.1. L'Acrotère

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

Le calcul se fera :

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

4.1.1. Charges et surcharge

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

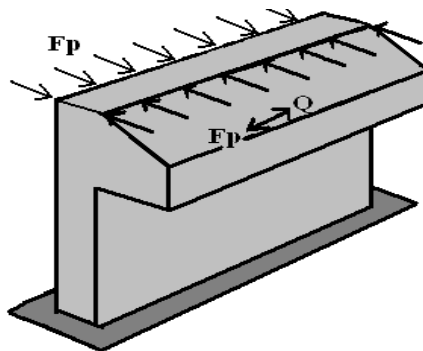


Figure 4.1: Schéma statique de l'acrotère

4.1.1.1. Charge verticale:

Tableau 4.1: Evaluation des charges et surcharges

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

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

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

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

4.1.1.2. Charge horizontale (Charge sismique)

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

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

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

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

W_p : poids de l'élément considéré.

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

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

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

4.1.2. Sollicitations

- Calcul du centre de gravité :

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

L'acrotère est soumis à :

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

Tableau 4.2: Sollicitations du calcul de l'acrotère

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

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

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

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

Avec :

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

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

L : portée de l'élément = 60 cm

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

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

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

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

Les sollicitations de calcul deviennent :

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

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

4.1.3. Ferrailage de l'acrotère

$$h = 15\text{cm}$$

$$d = 12\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

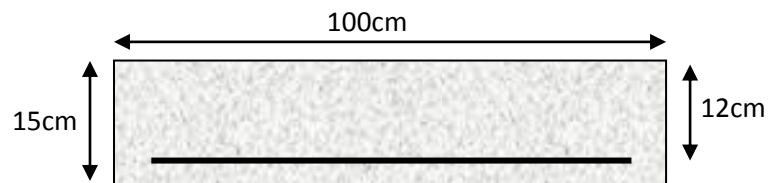


Figure 4.2 : Section de l'acrotère a ferrailé

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

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

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

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

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

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

4.1.4. Vérification à l'E.L.U

- **La condition de non fragilité :**

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

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

- **Vérification au cisaillement :**

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

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

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

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

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

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement :**

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

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

- **Vérification de l'adhérence :**

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

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

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

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

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

Ψ_s est le coefficient de scellement.

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

4.1.5. Vérification à l'E.L.S

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

- **Vérification des contraintes :**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4.1.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère

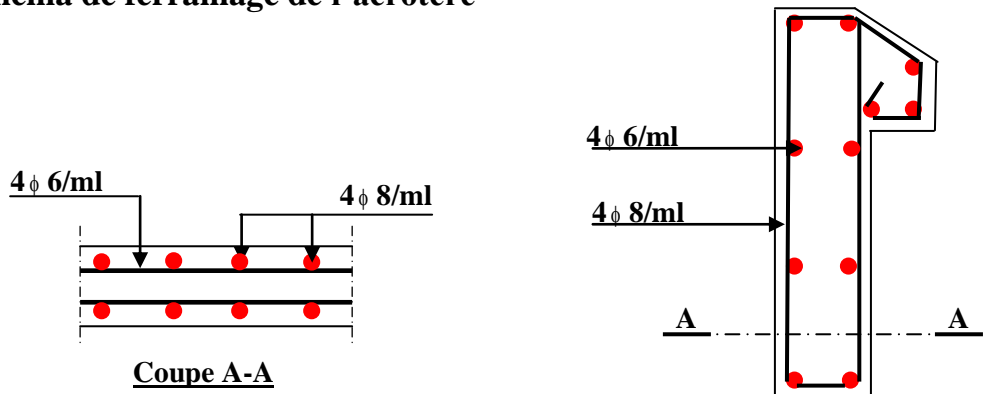


Figure 4.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

4.2. Calcul des planchers :

4.2.1. Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

4.2.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

❖ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2$ dans une travée de rive.

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

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

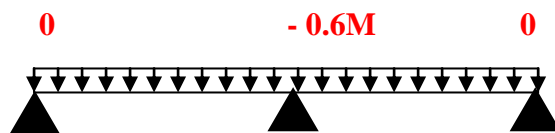


Figure.4.3. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées



Figure.4.4. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0. \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_0^1, M_0^n)$$

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

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort Tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui Intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

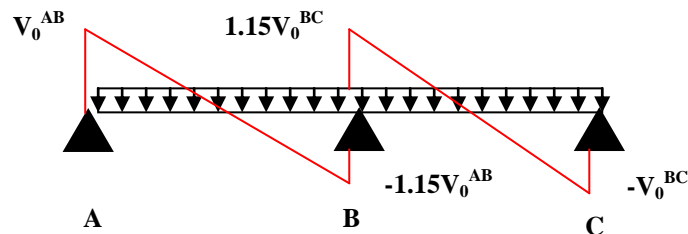


Figure.4.5.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

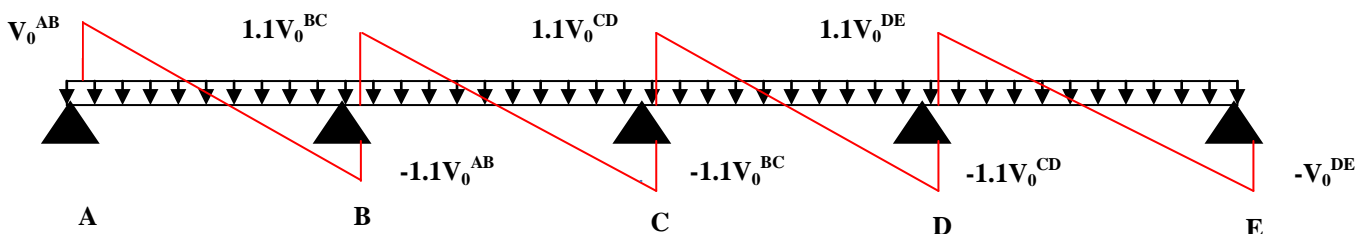


Figure.4.6.Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Si le plancher à surcharge élevée ($Q > \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la lignemoyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

- **Calcul des moments :**

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

b).En appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \text{ (BAEL Art. L.III,3)}$$

Tel que :

- ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.
- ✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0.8 L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• L'effort tranchant :



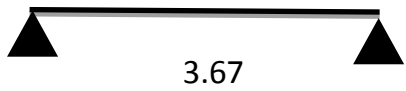


$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• Les Différents types de poutrelles :

Ona 4 types de poutrelles.

Tableau 4.3. Les Types de poutrelles :

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

- **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

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

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.02 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.75 + 1) \times 0.65 = 4.39 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.33 + 1.5) \times 0.65 = 4.44 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher RDC :**

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 5) \times 0.65 = 9.55 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.33 + 5) \times 0.65 = 6.71 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Plancher S-sol :**

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 7.11 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (5.33 + 2.5) \times 0.65 = 5.09 \text{ KN/ml.}$$

- **Combinaisons d'actions et calculs des charges :**

Tableau 5.4. Combinaisons d'action :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6.02	6.75	4.39
Plancher Etage courant	5,33	1.5	9.44	6.14	6.83	4.44
Plancher RDC	5.33	5	14.69	9.55	10.33	6.71

Plancher s-sol	5,33	2.5	10.94	7.11	7.83	5.09
----------------	------	-----	--------------	-------------	-------------	-------------

Des conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites que pour les types(1,2et3)

Le rapport (l_i / l_{i+1}) n'est pas vérifié pour les autres types, donc la méthode forfaitaire ne peut être appliquée.

Exemples de calcul :

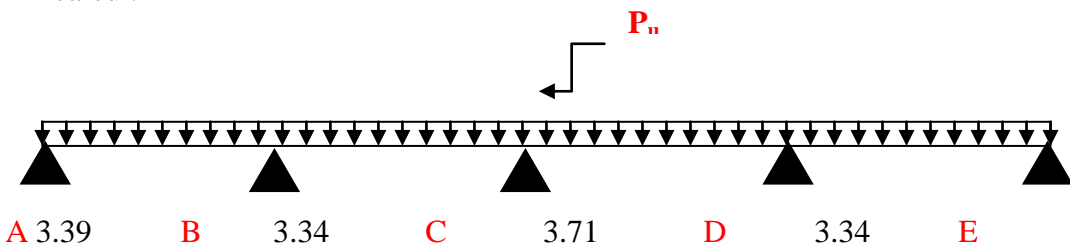
• **Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de plancher terrasse inaccessible :**

Etude d'une poutrelle à 4 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.75, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $l_i / l_{i+1} = 3.39 / 3.34 = 1.014$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée.
- $l_i / l_{i+1} = 3.34 / 3.71 = 0.90$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée
- $l_i / l_{i+1} = 3.71 / 3.34 = 1.110$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée
- $F.P.N$ vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.



b. calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$$p_u = 6.02 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$p_s = 4.39 \text{ KN/m}^2$$

P_u : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

P_s : la charge transmise à la poutrelle à l'ELS.

- **Calcul des moments isostatique :**
À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.39)^2}{8} = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.34)^2}{8} = 8.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.71)^2}{8} = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = \frac{6.02 \times (3.34)^2}{8} = 8.39 \text{ KN.m}$$

- **À l'ELS :**

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.39)^2}{8} = 6.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.34)^2}{8} = 6.12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.71)^2}{8} = 7.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = \frac{4.39 \times (3.34)^2}{8} = 6.12 \text{ KN.m}$$

Tableau 4.5 : Les moments isostatiques max en travées :

Travée	M_0 (ELU) (KN.m)	M_0 (ELS)(KN.m)
A-B	8.64	6.30
B-C	8.39	6.12
C-D	10.35	7.55
D-E	8.39	6.12

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

À l'ELU :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(8.64 ; 8.39) = -4.32 \text{ KNm} .$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times \max(8.39 ; 10.35) = -4.14 \text{ KNm} .$$

$$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times \max(10.35 ; 8.39) = -5.17 \text{ KNm}$$

À l'LES :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(6.30 ; 6.12) = -3.15 \text{ KNm} .$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times \max(6.12 ; 7.55) = -3.02 \text{ KNm} .$$

$$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times \max(7.55 ; 6.12) = -3.77 \text{ KNm}$$

• Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 5.75} = 0.148$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1+0.3 \alpha) = 1 + 0.3 \times 0.148 = 1.04 \\ \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} = 0.62 \quad \text{TR de rive} \\ \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.148}{2} = 0.522 \quad \text{TR intermédiaire} \end{array} \right.$$

A l'ELU :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 4.32}{2} \geq 1.05 \times 8.64 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 8.64 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.91 \text{ KN} .m \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 5.35 \text{ KN} .m \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.91, 5.35) \text{ KN} .m$$

$$M_t = 6.91 \text{ KN} .m$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{4.32 + 4.14}{2} \geq 1.05 \times 8.39 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 8.39 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 4.58 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 4.38 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(4.58, 4.38) \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 4.58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Travée CD :

$$M_t + \frac{4.14 + 5.17}{2} \geq 1.05 \times 10.35 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 10.35 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.21 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 5.40 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.21, 5.40) \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 6.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Travée DE :

$$M_t + \frac{5.17 + 0}{2} \geq 1.05 \times 8.39 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.148}{2} \times 8.39 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 6.22 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 5.20 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(6.22, 5.20) \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 6.22 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique a l'ELU :

$$V_0 = \frac{P_u \times l}{2}$$

On calcul V_0 pour chaque travée :

Travée AB :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.02 \times 3.39}{2} = 10.20 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -11.22 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.1 \frac{6.02 \times 3.34}{2} = 11.05 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -10.05 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.02 \times 3.71}{2} = 11.16 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \frac{P_u \times l}{2} = -12.28 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_A = 1.1 \frac{P_u \times l}{2} = 1.1 \frac{6.02 \times 3.34}{2} = 11.25 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -10.23 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs a l'ELU et a l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

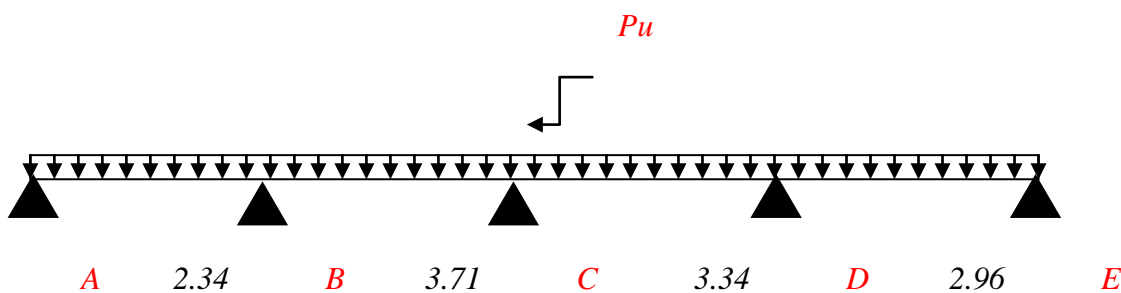
Tableau 4.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type1	AB	3.39	6.02	8.64	0	-4.32	6.93	10.20	11.22
	BC	3.34	6.02	8.39	-4.32	-4.14	4.58	11.05	10.05
	CD	3.71	6.02	10.35	-4.14	-5.17	6.21	11.16	12.28
	DE	3.34	6.02	8.39	-5.17	0	6.22	11.25	10.23

Tableau 4.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.39	4.39	6.30	0	-3.15	5.04
	BC	3.34	4.39	6.12	-3.15	-3.02	3.35
	CD	3.71	4.39	7.55	-3.02	-3.77	4.53
	DE	3.34	4.39	6.12	-3.77	0	4.54

- Application de la méthode de Caquot pour le 4 type de plancher terrasse inaccessible :



$L_i/L_{i+1} = 2.34/3.71 = 0.63 \notin [0.8; 1.25]$ Condition non vérifiée .

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux

$$G' = \frac{2}{3}G$$

appuis $G' = \frac{2}{3} \times 5.75 = 3.83 \text{ KN / m}^2$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.33 \text{ KN / m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.14 \text{ KN / m}$$

A l'ELU :

- Moments aux appuis :

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$$P_g = P_d = 4.33 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 2.34 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 3.71 = 2.97 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{4.33 \times (2.34^3 + 2.97^3)}{8.5 \times (2.34 + 2.97)} = -3.74 \text{ KN .m}$$

$$M_C = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.71 = 2.97 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 0.8 \times 3.34 = 2.67 \text{ m.}$$

$$M_C = - \frac{6.02 \times (2.97^3 + 2.67^3)}{8.5 \times (2.97 + 2.67)} = -4.08 \text{ KN .m}$$

$$M_D = - \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 0.8 \times 3.34 = 2.67 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 2.96 \text{ m.}$$

$$M_C = - \frac{6.02 \times (2.67^3 + 2.96^3)}{8.5 \times (2.67 + 2.96)} = -4.06 \text{ KN .m}$$

• **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$x = \frac{2.34}{2} - \frac{0 - (-3.74)}{6.02 \times 2.34} = 0.90$$

$$M_0(x) = \frac{6.02 \times 0.90}{2} \times (2.34 - 0.90) = 3.90 \text{ KN .m}$$

$$M(x) = 3.90 + \left(-3.74 \times \frac{0.90}{2.34}\right) = 2.46 \text{ KN .m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{3.71}{2} - \frac{-3.74 - (-4.08)}{6.02 \times 3.71} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.02 \times 1.84}{2} \times (3.71 - 1.84) = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 10.35 - 3.74 \times \left(1 - \frac{1.84}{3.71}\right) - 4.08 \times \frac{1.84}{3.71} = 6.45 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{3.34}{2} - \frac{-4.08 - (-4.06)}{6.02 \times 3.34} = 1.67 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.02 \times 1.67}{2} \times (3.34 - 1.67) = 8.40 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 8.40 - 4.08 \times \left(1 - \frac{1.67}{3.34}\right) + (-4.06) \left(\frac{1.67}{3.34}\right) = 4.33 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$x = \frac{2.96}{2} - \frac{-4.06 - 0}{6.02 \times 2.96} = 1.71 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.02 \times 1.71}{2} \times (2.96 - 1.71) = 6.43 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6.43 - 4.06 \times \left(1 - \frac{1.71}{2.96}\right) = 4.71 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.02 \times 2.34}{2} + \frac{-3.74 - 0}{2.34} = 5.44 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.02 \times 2.34}{2} + \frac{-3.74 - 0}{2.34} = -8.64 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.02 \times 3.71}{2} + \frac{-4.08 + 3.74}{3.71} = 11.07 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.02 \times 3.71}{2} + \frac{-4.08 + 3.74}{3.71} = -11.25 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{6.02 \times 3.34}{2} + \frac{-4.06 + 4.08}{3.34} = 10.06 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.02 \times 3.34}{2} + \frac{-4.06 + 4.08}{3.34} = -10.04 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = \frac{6.02 \times 2.96}{2} + \frac{0 + 4.06}{2.96} = 10.28 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{6.02 \times 2.96}{2} + \frac{0 + 4.06}{2.96} = -7.53 \text{ KN}$$

Tableau 4.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	2.34	6.02	3.90	0	-3.74	2.46	5.44	-8.64
	BC	3.71	6.02	10.35	-3.74	-4.08	6.45	11.07	-11.25
	CD	3.34	6.02	8.40	-4.08	-4.06	4.33	10.06	-10.04
	DE	2.96	6.02	6.43	-4.06	0	4.71	10.28	-7.53

A l'ELS :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau III.7 :

Tableau 4.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	2.34	4.39	2.84	0	-2.71	0.90	1.80
	BC	3.71	4.39	7.55	-2.71	-2.96	1.84	4.71
	CD	3.34	4.39	6.12	-2.96	-2.95	1.67	3.16
	DE	2.96	4.39	4.69	-2.95	0	1.71	3.44

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 4.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 2	AB	3.71	5.652	9.72	0	-4.86	7.77	10.48	-11.53
	BC	3.34	5.652	7.88	-4.86	-3.94	4.13	10.38	-10.38
	CD	2.96	5.652	6.19	-3.94	0	4.53	9.20	-8.36

Tableau 4.11.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 2	AB	3.71	4.115	7.08	0	-3.54	5.66
	BC	3.34	4.115	5.74	-3.54	-2.87	3.00
	CD	2.96	4.115	4.51	-2.87	0	3.30

Tableau 4.12.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 3	AB	3.67	6.02	10.13	0	0	10.13	11.05	-11.05

Tableau 4.13.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3) :

Type de poutrelle	travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 3	AB	3.67	4.39	7.39	0	0	7.39

Tableau 4.14.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 5	AB	3.67	6.02	9.87	0	-6.59	7.11	9.25	-12.54
	BC	4.39	6.02	14.48	-6.59	-4.37	8.86	13.64	-12.79
	CD	2.34	6.02	4.09	-4.73	-3.45	0.057	7.59	-6.49
	DE	3.71	6.02	10.35	-3.45	-4.09	6.59	10.99	-11.33
	EF	3.34	6.02	8.39	-4.09	-5.11	3.80	9.74	-10.35
	FG	2.96	6.02	6.33	-5.11	0	4.29	10.63	-7.18

Tableau 4.15.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.67	4.39	7.20	0	-4.77		5.19
	BC	4.39	4.39	10.56	-4.77	-3.42		6.48
	CD	2.34	4.39	2.98	-3.42	-2.45		0.06
	DE	3.71	4.39	7.55	-2.45	-2.96		4.82
	EF	3.34	4.39	6.11	-2.96	-3.70		2.79
	FG	2.96	4.39	4.62	-3.70	0		3.14

Tableau 4.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.39	6.14	8.82	0	-4.41	7.20	10.40	-11.44
	BC	3.34	6.14	8.56	-4.41	-4.226	4.81	11.27	-10.25
	CD	3.71	6.14	10.56	-4.226	-5.28	6.51	11.39	-12.52
	DE	3.34	6.14	8.56	-5.28	0	6.478	11.28	-10.25

Tableau 4.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.39	4.44	6.38	0	-3.18	5.20
	BC	3.34	4.44	6.19	-3.18	-3.05	3.47
	CD	3.71	4.44	7.64	-3.05	-3.82	4.70
	DE	3.34	4.44	6.19	-3.82	0	4.69

Tableau 4.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.71	6.14	10.56	0	-5.28	8.62	11.39	-12.53
	BC	3.34	6.14	8.56	-5.28	-4.28	4.56	11.28	-11.28
	CD	2.96	6.14	6.72	-4.28	0	5.03	9.99	-9.09

Tableau 4.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 2) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.71	4.44	7.34	0	-3.82	6.24
	BC	3.34	4.44	6.19	-3.82	-3.10	3.30
	CD	2.96	4.44	4.86	-3.10	0.	3.63

Tableau 4.20. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.67	6.14	10.33	0	0	10.33	11.26	-11.26

Tableau 4.21.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 3) :

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.67	4.44	7.47	0	0	7.47

Tableau 4.22.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	2.34	6.14	3.96	0	-3.95	2.45	5.49	-8.87
	BC	3.71	6.14	10.56	-3.95	-4.32	6.43	11.29	-11.49
	CD	3.34	6.14	8.56	-4.32	-4.30	4.25	10.26	-10.25
	DE	2.96	6.14	6.56	-4.30	0	4.74	10.54	-7.63

Tableau 4.23.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	2.34	4.44	2.86	0	-2.84	0.89	1.78
	BC	3.71	4.44	7.63	-2.84	-3.10	1.84	4.67
	CD	3.34	4.44	6.19	-3.10	-3.09	1.67	3.10
	DE	2.96	4.44	4.74	-3.06	0	1.71	3.44

Tableau 4.24.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.67	6.14	10.03	0	-6.96	7.15	9.37	-13.16
	BC	4.39	6.14	14.77	-6.96	-4.99	8.83	13.92	-13.03
	CD	2.34	6.14	4.17	-4.99	-3.64	-0.088	7.66	-6.61
	DE	3.71	6.14	10.56	-3.64	-4.32	6.58	11.21	-11.57
	EF	3.34	6.14	8.55	-4.32	-5.39	3.71	9.93	-10.57
	FG	2.96	6.14	6.46	-5.39	0	4.30	10.91	-7.26

Tableau 4.25.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.67	4.44	7.25	0	-4.99	1.52	5.19
	BC	4.39	4.44	10.68	-4.99	-3.58	2.27	6.42
	CD	2.34	4.44	3.02	-3.58	-2.61	1.26	-0.038
	DE	3.71	4.44	7.63	-2.61	-3.1	1.82	4.78
	EF	3.34	4.44	6.18	-3.1	-3.86	1.62	2.71
	FG	2.96	4.44	4.67	-3.86	0	1.77	3.12

Tableau 4.26.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.39	9.55	13.72	0	-6.86	12.28	16.19	-17.81
	BC	3.34	9.55	13.32	-6.86	-6.57	8.53	17.55	-15.95
	CD	3.71	9.55	16.43	-6.57	-8.22	11.42	17.72	-19.49
	DE	3.34	9.55	13.32	-8.22	0	11.14	17.55	-15.95

Tableau 4.27. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 1) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.39	6.71	9.64	0	-4.82	8.63
	BC	3.34	6.71	9.36	-4.82	-4.62	6.00
	CD	3.71	6.71	11.55	-4.62	-5.77	8.03
	DE	3.34	6.71	9.36	-5.77	0	7.83

Tableau 4.28. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 3) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	3.67	9.55	16.08	0	0	16.08	17.53	-17.53

Tableau 4.29. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 3) :

Type de poutrelle	travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	3.67	6.71	11.30	0	0	11.30

Tableau 4.30. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	2.34	9.55	6.07	0	-6.90	3.54	8.22	-14.12
	BC	3.71	9.55	16.42	-6.90	-7.54	9.21	17.54	-17.89
	CD	3.34	9.55	13.31	-7.54	-6.44	6.33	16.28	-15.62
	DE	2.96	9.55	10.44	-6.44	0	4.93	14.74	-9.71

Tableau 4.31. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 4) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	2.34	6.71	4.27	0	-4.80	0.86	2.51
	BC	3.71	6.71	11.54	-4.80	-5.24	1.84	6.53
	CD	3.34	6.71	9.35	-5.24	-4.48	1.70	4.50
	DE	2.96	6.71	7.33	-4.48	0	1.54	3.49

Tableau 4.32. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Pu(KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.67	9.55	15.51	0	-12.14	10.58	14.22	-20.83
	BC	4.39	9.55	22.97	-12.14	-8.71	12.61	21.75	-20.18
	CD	2.34	9.55	6.48	-8.71	-6.35	-0.94	12.18	-10.17
	DE	3.71	9.55	16.42	-6.35	-7.54	9.49	17.40	-18.04
	EF	3.34	9.55	13.30	-7.54	-9.40	4.86	15.39	-16.51
	FG	2.96	9.55	9.94	-9.40	0	6.28	17.31	-10.96

Tableau 4.33. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher RDC (type 5) :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.67	6.71	10.89	0	-8.44	1.49	7.47
	BC	4.39	6.71	16.14	-8.44	-6.06	2.27	8.94
	CD	2.34	6.71	4.56	-6.06	-4.42	1.27	-0.60
	DE	3.71	6.71	11.54	-4.42	-5.24	1.82	6.72
	EF	3.34	6.71	9.34	-5.24	-6.54	1.61	3.48
	FG	2.96	6.71	6.98	-6.54	0	1.81	4.44

- **Ferraillage des poutrelles :**

Exemple de calcul étage courant :

$$M_t = 10.33 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -6.96 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -0.15 \max(M_0^l, M_0^d) = -1.55 \text{ KN.m}$$

$$V = 13.92 \text{ KN}$$

En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$, la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$, On calcule une section en T.

Remarque :

Pour le calcul de ferraillage et la vérification de la flèche, on prend **b=65cm** au lieu de **b=45cm** (b=45cm est dimensionnée par rapport à la petite travée), dans notre cas le calcul de ferraillage et la vérification flèche sont vérifiés pour la grande portée (la plus défavorable) qui égale **4.39 m**

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu}=59.807\text{KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M'}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.33 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.043$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.043) = 0.176 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.33 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{calculer} \text{ (Art A.4.2.1 [1])}.$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 3HA10 avec $A = 2.36 \text{ cm}^2$.

• **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_u = 6.96 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.96 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.126$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.126}) = 0.168$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.168) = 0.167 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{6.96 \times 10^{-3}}{0.167 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA10+1HA8 avec $A=1.29 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'armature aux appuis de rive :**

$$M_u = 1.55 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.55 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.035$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.035) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.55 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec $A=0.5 \text{ cm}^2$.

Vérifications à ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 13.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13.92 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.644 \text{ Mpa}$$

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

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

• **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L\}$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8mm$).

$$\Phi_t \leq \min \{200 / 35, 12 / 10, 8\} = 5.71mm$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$.

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions Suivants:

$$1). St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 16.2cm$$

$$2). St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \quad (III-9) \text{ (Art A.5.1.2.2) [4]}$$

- { Flexion simple
- { Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- { Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times (0.644 - 0.3 \times 2.1)} = 1085.71 cm$$

$$St \leq 1085.71cm$$

$$3). St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.47 m = 47 cm$$

$$St = \min (1; 2; 3)$$

Soit $St = 15cm$.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u}$ (ArtA.5.3.2 [1])

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 13.92 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.875 \leq \overline{\tau_u} = 3.33Mpa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

- **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$$A_s = 2.36 + 0.5 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$1.15 \times 13.92 \times 10^{-3} / 400 = 0.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_e \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \text{ (Art A.5.1.3.2.1 [1])}$$

$$A_s = 2.36 + 1.29 = 3.65 \text{ m}^2$$

$$1.15 / 400 ((13.92 - 6.96) \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.18) = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_e (V_u + M_u / 0.9d) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_u = 0.01392 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 = 0.129 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à l'ELU, on a trouvé $A' = 0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de 8) donc pendant les calculs on prend $A' = 0.50 \text{ cm}^2$.

- **Etat limite d'ouverture des fissures:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1])}$$

En travée :

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression) \Rightarrow calcule comme une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_{sc} (y - d') - 15 A_{st} (d - y) = 0.$$

$$32.5y^2 + 42.9y - 652.2 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.86\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_{sc} (y - d')^2 + 15 A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 8349.90 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.47 \times 10^{-3}}{8349.90 \times 10^{-3}} \times 0.0386 = 3.45 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$M_{ser} = -4.99 < 0 \rightarrow$ le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de y : } \frac{b_0}{2} y^2 - 15 A_{st} (d - y) = 0.$$

$$6y^2 + 19.35y - 348.30 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 6.17\text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A_{st} (d - y)^2$$

$$I = 7777.18\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4.99 \times 10^{-3}}{7777.18 \times 10^{-3}} \times 0.0617 = 3.31 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M_0 : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{439} = 0.045 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{439}{500} = 0.878 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements.

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$y=3.86\text{cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$v=7.02\text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$I_0=20213.29\text{cm}^4$(Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm^4))

$A_s = 2.36\text{ cm}^2$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$

$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho}$ Déformation instantanée.

$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i$ Déformation différée.

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i=32164.20\text{MPa}$.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v=10721.40\text{MPa}$.

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$

$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$

$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$

• **Inerties fictives (I_f) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.55 = 1.84 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.464 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1.5) = 4.440 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 3.322 \text{ KN .m}$$

$$M_{gser} = 6.251 \text{ KN .m}$$

$$M_{pser} = 8.022 \text{ KN .m}$$

$$.y=3.86\text{cm}$$

$$I_0=20213.29\text{cm}^4$$

$$I=8349.90 \text{ cm}^4.$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 0.65 \times 2.1}{(2 \times 0.65 + 3 \times 0.12) \times 0.011} = 3.73$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.73 = 1.49$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{3.324 * 10^{-3} \times (0.18 - 0.0386)}{8349.90 * 10^{-8}} = 84.378$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{6.251 * 10^{-3} \times (0.18 - 0.0386)}{8349.90 * 10^{-8}} = 168.669$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{8.022 * 10^{-3} \times (0.18 - 0.0386)}{8349.90 * 10^{-8}} = 203.60$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 84.378 + 2.1} = 0.365 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 211.84 + 2.1} = 0.678 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 203.60 + 2.1} = 0.665 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (3.73 \times 0.365)} = 9415.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (3.73 \times 0.678)} = 6300.65 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (3.73 \times 0.665)} = 6388.43 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 20213.29}{1 + (1.49 \times 0.665)} = 11168.40 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.324 \times 10^{-3} \times 4.39^2}{10 \times 32164.20 \times 9415.66 \times 10^{-8}} = 0.00213 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.251 \times 10^{-3} \times 4.39^2}{10 \times 32164.20 \times 6300.65 \times 10^{-8}} = 0.00544 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.022 \times 10^{-3} \times 4.39^2}{10 \times 32164.20 \times 6388.43 \times 10^{-8}} = 0.00757 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{8.022 \times 10^{-3} \times 4.39^2}{10 \times 10721.40 \times 11168.40 \times 10^{-8}} = 0.00957 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00957 - 0.00213 + 0.00757 - 0.00544 = 0.00957 \text{ m}$$

$\Delta f_t = 0.957 \text{ cm} > f_{adm} = 0.878 \text{ cm}$ la flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section d'acier $\begin{cases} A_{st} = 2 HA 12 + 1 HA 10 = 3.05 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1 HA 10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.34. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{f_{gv}} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.37	10307	21225	3876.98	2850.44	2630.49	4598.69	0.798	0.878

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.35. Lecalcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	10.13	0.033	0.043	0.176	2.36	1.41	3HA10 2.36
En appui intermédiaire	6.59	0.022	0.027	0.177	1.06	0.26	1HA10+1HA8 1.29
En appui de rive	1.52	0.027	0.035	0.177	0.25	0.26	1HA10 0.50

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=2.36 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne vérifie pas la

flèche, alors on augmente la section des aciers $\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 2 HA 12 + 1 HA 10 = 3.05 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1 HA 10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.36. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
4.39	3.05	3.324	6.251	8.022	10307	21225
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.37	9415.66	6300.65	6388.43	11168.40	0.798	0.878

Pour le plancher RDC, onprocède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.37. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher RDC :

	M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ²)
En travée	16.08	0.053	0.069	0.175	2.64	1.41	2HA12+1HA10 3.05
En appui intermédiaire	12.14	0.219	0.314	0.157	2.21	0.26	2HA12 2.26
En appui de rive	1.52	0.043	0.054	0.176	0.39	0.26	1HA10 0.79

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=3.05 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles RDC la flèche est vérifié, alors on

opte pour la section des aciers $\begin{cases} A_{st} = 2 HA 12 + 1 HA 10 = 3.05 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1 HA 10 = 0.79 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau 4.38. Le ferrailage des différentes poutrelles :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.25	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1.06	1HA10+1HA8 = 1.29	2HA6 = 0,57
	Travée	1.65	2HA12+1HA10 = 3.05	2HA6 = 0,57
Plancher étage courant	Appuis de rive	0.25	1HA10 = 0.79	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1.06	1HA10+1HA8 = 1.29	2HA6 = 0,57
	Travée	2.36	2HA12+1HA10 = 3.05	2HA6 = 0,57

Plancher RDC	Appuis de rive	0.39	1HA10= 0.79	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	2.21	1HA12= 2.26	2HA6 = 0,57
	Travée	2.64	2HA12+1HA10= 3.05	2HA6 = 0,57

Tableau 4.39. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			
Plancher RDC			

❖ **Ferraillage de la dalle de compression :**

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

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

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

On choisit :

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

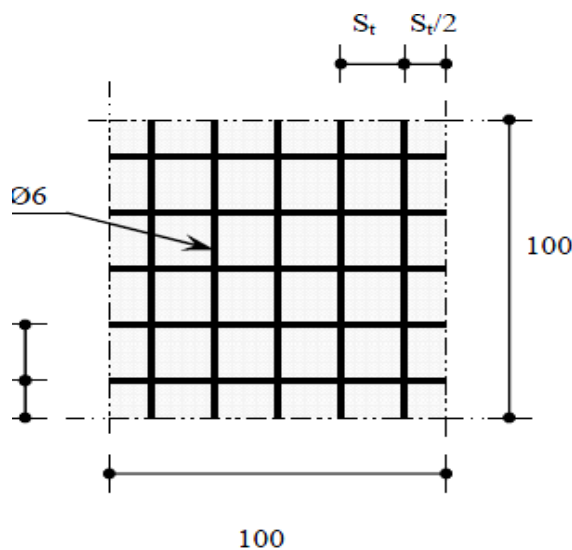
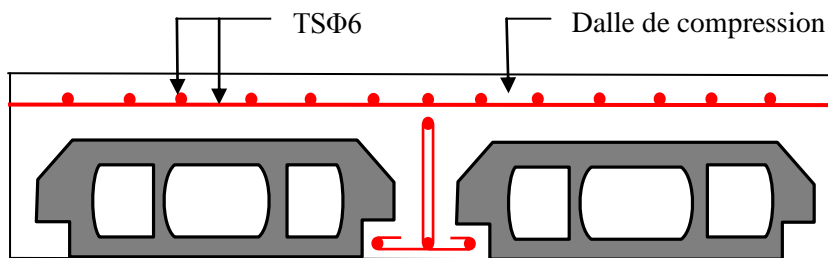


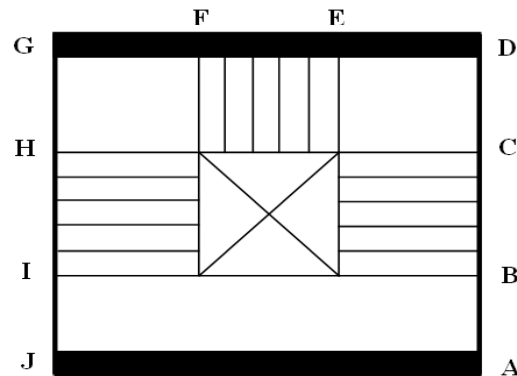
Figure4.7 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

4.3. Les Escaliers :

4.3.1. Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

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



Ce type se calcule comme suit

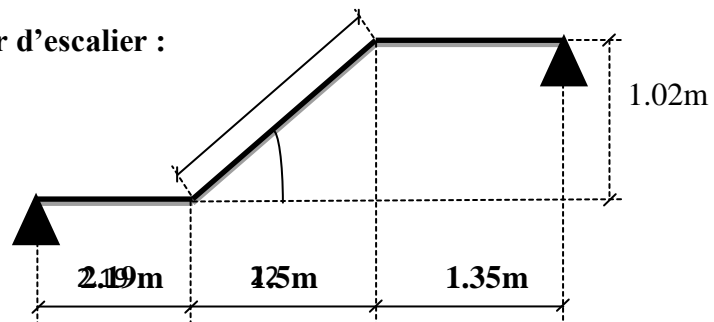
1^{er}) Partie AD=GJ :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\begin{cases} G=9.06 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$\begin{cases} G=5.98 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$



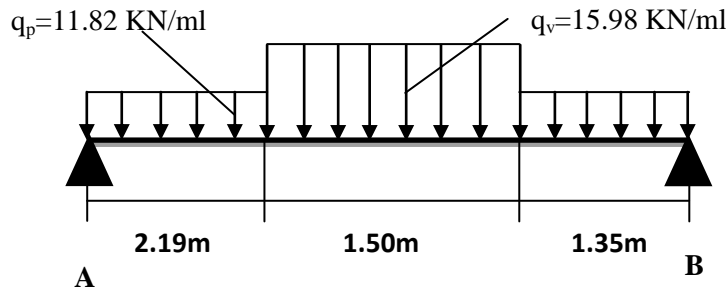
Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 9.06) + (1.5 \times 2.5) = 15.98 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier : $q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.98) + (1.5 \times 2.5) = 11.82 \text{ KN/ml.}$

• **Schema statique:**



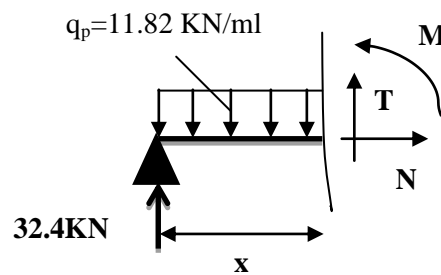
• **Calcul des sollicitations :**

Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 32.4 \text{ KN.}$$

$$R_B = 33.42 \text{ KN.}$$



Calcul des moments :

• **1^{er} tronçon : 0 < x < 2.19 m**

$$M = 32.4 x - 5.91 x^2$$

$$T = 11.82 x - 32.4$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-32.4 \text{ KN.} \end{cases}$$

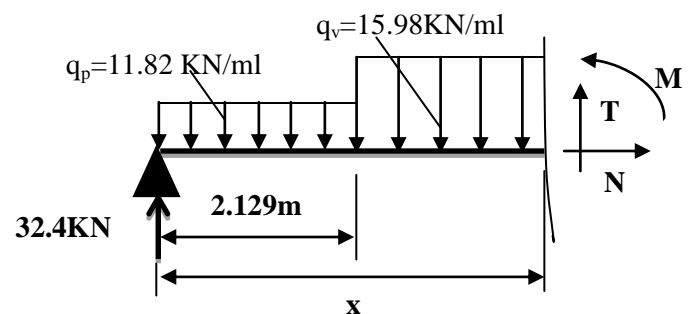
$$\text{Pour } x=2.19 \rightarrow \begin{cases} M=42.61 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-6.61 \text{ KN} \end{cases}$$

• **2^{ème} tronçon : 2.19m < x < 3.69 m**

$$M = 6.51 x - 7.99(x-2.19)^2 + 28.34$$

$$T = 16.42x - 25.88$$

$$\text{Pour } x = 2.19 \rightarrow \begin{cases} M=42.6 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=10.07 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\text{Pour } x=3.69 \rightarrow \begin{cases} M=34.38 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=34.7 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul M^{max}:

$$M^{max}=M(x)$$

Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2.59$$

Donc $M^{max}=43.92\text{KN.m.}$

- Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0.5 M^{max} = -0.5 \times 43.92 = 21.96 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{max} = 0.75 \times 43.92 = 32.94 \text{ KN.m.}$$

- Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.40. Tableau de ferraillage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis :

En travée							
Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St (cm)
32.94	0.090	0.118	0.152	6.21	1.93	6HA12=6.79	16.66
En appui							
21.92	0.060	0.077	0.155	4.06	1.93	6HA10=4.52	16.66

- Vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 34.7 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{34.7 * 10^{-3}}{1 * 0.16} = 0.216 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.07 \frac{f_c}{\gamma_b} = 1.67 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau > \tau \Rightarrow \text{pas d'armatures transversales.}$$

- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : $A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 20 \text{ cm.}$

- Vérification des espacements :**

- Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 20\text{cm}$Condition vérifiée.
- Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm}$Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c_{28}} = 15 \text{ MPa}$$

Lacharge qui revient sur la volée et sur le palier :

$$q_v = G_v + Q_v = 9.06 + 2.5 = 11.56 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.98 + 2.5 = 8.48 \text{ KN/ml.}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.41. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R _A (KN)	R _D (KN)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée									
25.54	21.82	2.47	30.48	22.86	4.78	16462.2 4	6.22	15	vérifiée
En appui									
25.54	21.82	2.47	30.48	15.24	4.03	11896.14	5.16	15	vérifiée

• **Etat de déformation :**

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{439} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau 4.42. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier :

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.39	6.79	8.7351	13.103	17.483	16462.2	274990.7
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.78	165302.18	112886.16	93281.57	181153.29	0.28	0,504

- Schéma de ferrailage :

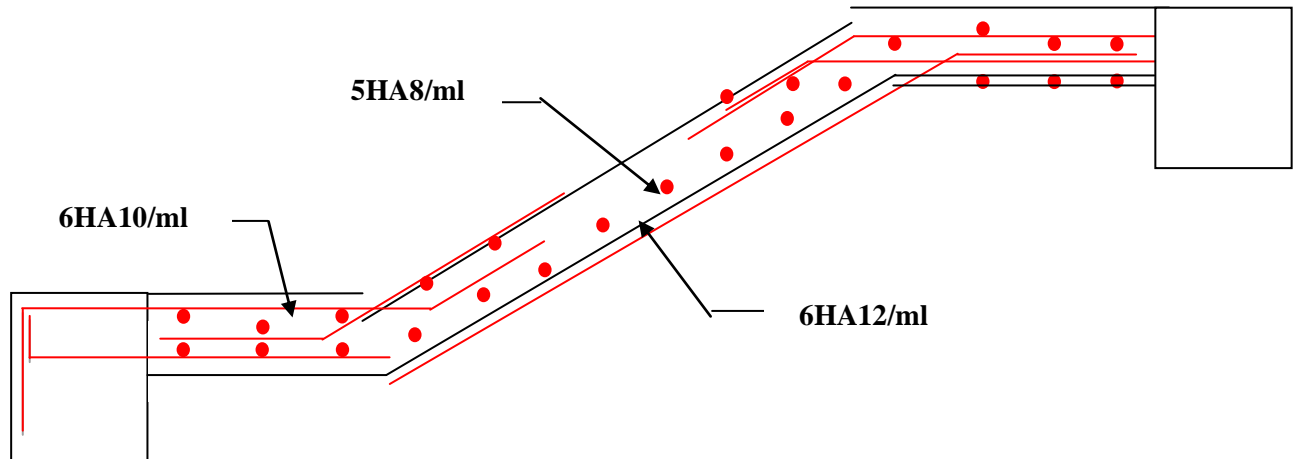


Fig. 4.8. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

2^{ème}) Partie EF :

- La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=9.31 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Ce type se calcule comme une console.

Calcul a l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v$$

$$q_v = (1.35 \times 9.06) + (1.5 \times 2.5) = 15.98 \text{ KN/ml.}$$

p_u : poids du grade corpe en maçonnerie (brique).

$$P_u = \rho \cdot h \cdot b \cdot e = 20 \cdot 0.1 \cdot 1 \cdot 1 = 2 \text{ kn}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.43: Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
14.74	0.0405	0.0517	0.157	2.7	1.93	4HA10/ml 3.93	4HA8/ml 2.01

- **Vérification de l'espacement :**

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

$$S_t \leq \min(2,5 \times 12, 25 \text{ cm})$$

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

On a choisi 5HT12, soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b * d} = \frac{21.88 * 10^{-3}}{1 * 0.16} = 0.136 \text{ Mpa} \quad \langle \tau = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (9.06+2.5) = 11.56 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 10.32 \text{ KN. m.}$$

- **Vérification de σ_{bc} :**

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 3.93) y - (15 \times 3.93 \times 16) = 0$$

$$50 y^2 + 58.95 y - 943.2 = 0$$

$$y = 3.79 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{100}{3} 3.79^3 + 15 * 3.93 (16 - 3.79)^2$$

$$I = 10290.09 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{10.32 * 10^{-3}}{10290 * 0.09 * 10^{-8}} * 0.0379 = 3.8 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuire donc la vérification σ_{stn} est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{0.18}{1.2} = 0.15 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.18}{1.2} = 0.15 > \frac{M_t}{10 M_0} = 0.075 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.93 * 10^{-3}}{1 * 0.16} = 0.0245 > \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- **Vérification de la flèche :**

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

Tableau 4.44 : Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier :

L (m)	b (m)	h (m)	As _t (cm ²)	As _c (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
1.20	1.00	0.18	2.01	3.93	25	2.826	6.640	7.810	0.136	2.40

- **Schéma de ferrailage :**

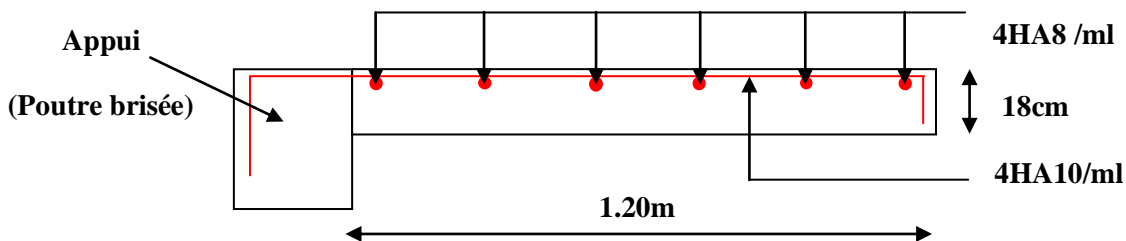


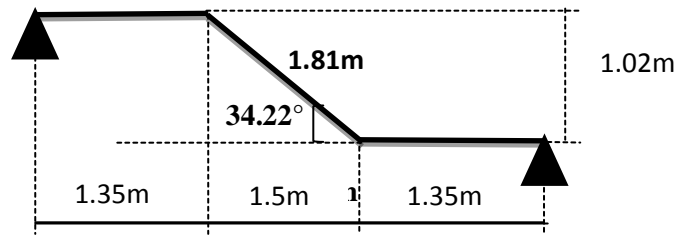
Fig. 4.9. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.

- **Calcul de la poutre brisée :**

Dimensionnement :

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

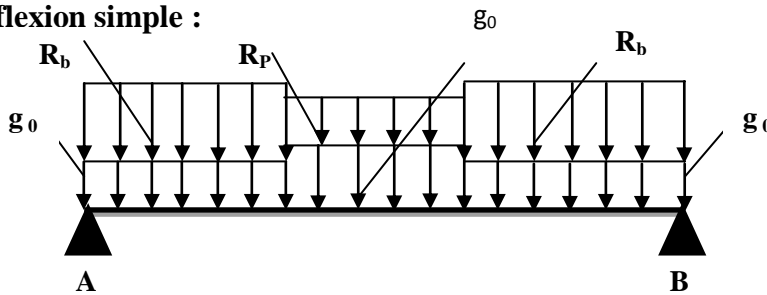
$$L = 1.35 + (1.50 / \cos 34.22^\circ) + 1.35 = 4.52 \text{ m}$$



Donc soit $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$.

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

1. Calcul à la flexion simple :



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.45 / \cos 34.22^\circ = 5.48 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_b = 33.42 \text{ KN/ml.}$$

$$R_p = 21.88 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

R_b : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

R_p : la charge ramenée par la partie EF.

• Calcul des sollicitations :

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

Tableau 4.45. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R_A (KN)	R_B (KN)	X(m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
71.72	71.72	2.1	69.96	34.98	52.47	71.72

• Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple :

Tableau 4.46. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis :

Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{min} (cm ²)	A calculée (cm ²)
En travée					
52.47	0.0199	0.0252	0.425	2.17	3.54
En appui					
34.98	0.0133	0.0167	0.427	2.17	3.35

- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{71.72 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.416 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

- Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.40 \times 0.20 / 400$$

$$A_t \geq 0.8$$

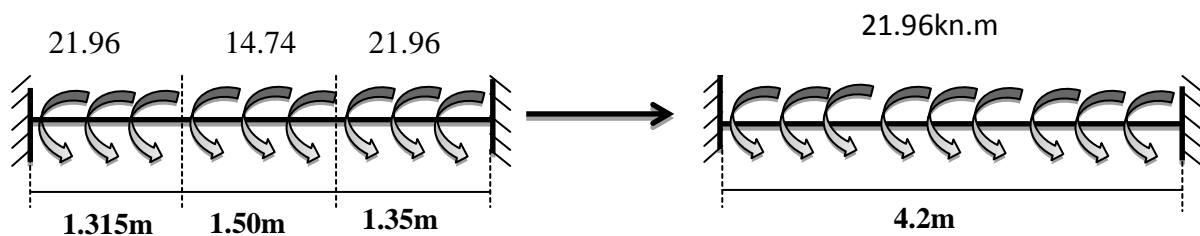
$$A_t \geq b(\tau - 0.3 f_{t28}) S_t / 0.8 f_e \Rightarrow A_t \leq 0$$

⇒ l'effort tranchant n'a aucune influence sur les armatures transversales.

Donc soit un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$.

2. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion :



Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 21.96 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = M_t \cdot l / 2 = 21.96 \cdot 4.2 / 2 = 46.12 \text{ KN.m}$$

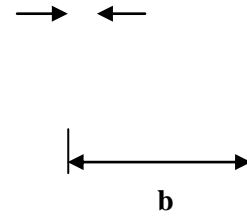
- Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

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

$$e = \frac{1}{6} * b = \frac{1}{6} * 40 = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) * (h - e) = (40 - 6.66) * (45 - 6.66) = 1278.25 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{46.12 * 10^{-3}}{2 * 0.127825 * 0.0666} = 2.7 \text{ Mpa}$$



On doit vérifier que :

$$\tau_{utor} \leq \overline{\tau}_{adm}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau_{utor} = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.416^2 + 2.7^2} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_{adm} = \text{Min} (0.13 f_c ; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\tau_{utor} = \overline{\tau}_{adm} = 3.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots \text{ pas de risque de la rupture par cisaillement.}$$

Armatures longitudinales en torsion :

$$A_l = \frac{M_T * U * \gamma_s}{2 \Omega f_e}$$

$$U = 2 * [(b - e) + (h - e)] = 2 * [(40 - 6.66) + (45 - 6.66)] = 143.36 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{46.12 * 10^{-3} * 1.4336 * 1.15}{2 * 0.127825 * 400} = 7.43 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales en torsion :

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{M_T}{2 * \Omega}$$

Si on fixe St=20 cm

$$A_{\overline{n}} = \frac{M_T * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{46.12 * 10^{-3} * 0.20 * 1.15}{2 * 0.127825 * 400} = 1.03 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage de la poutre brisée :

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion\ simple} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 1.01 + 1.03 = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures longitudinales :

En appui :

$$A_{i_t}^a = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_{i_t}^a = 3.35 + \frac{1.03}{2} = 3.865 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{li_t}^t = A_t^{flexion\ simple} + \frac{1}{2} A_t^{torsion}$$

$$A_{li_t}^t = 3.54 + \frac{7.43}{2} = 7.255 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferrailage :**

}	Pour $A_{li_t}^t$ on choisit 3HA14+3HA12=8.01 cm ² .
	Pour $A_{i_t}^a$ on choisit 3HA14=4.62cm ² .
	Pour A_t on choisit 2 cadre de $\Phi 8$ =2.00 cm ² .
- **Schéma de ferrailage :**

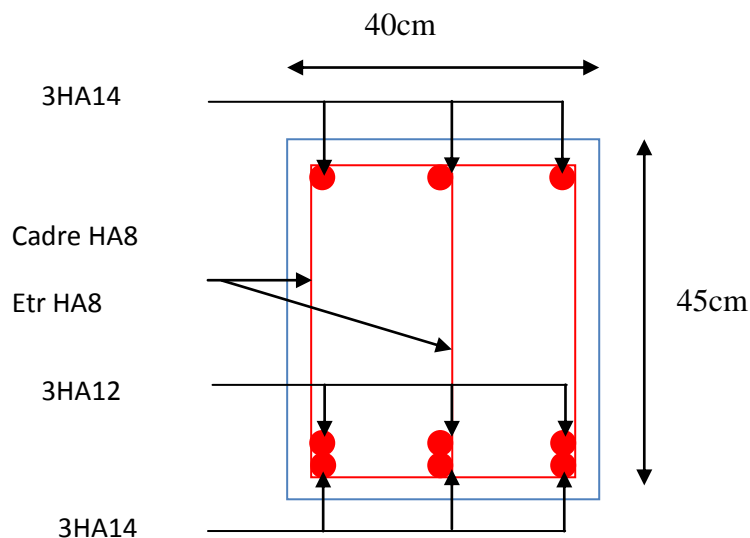


Fig. 4.10. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

Calcul à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans béton.

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.47. Calcul à l'ELS :

$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$X(m)$	$M_0(KN.m)$	$M_a (KN .m)$	$M_t(KN.m)$
39.68	39.68	2.1	68.44	34.22	51.33

• **Vérification de σ_{bc} :**

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_{sc} (y - d') - 15 A_{st} (d - y) = 0$$

$$\frac{40}{2} y^2 + 15 * 4.62 (y - 2) - 15 * 8.10 (43 - y) = 0$$

$$20 y^2 + 189.45 y - 5363.1 = 0$$

$$y = 12.31 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_{sc} (y - d')^2 + 15 A_{st} (d - y)^2$$

$$I = \frac{40}{3} * 12.31^3 + 15 * 4.62 (12.31 - 2)^2 + 15 * 8.10 (43 - 12.31)^2$$

$$I = 146676.39 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de σ_{bc} :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{51.31 * 10^{-3}}{146676.39 * 10^{-8}} * 0.1231 = 4.3 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuire donc la vérification σ_{stn} est pas nécessaire.

• **La flèche :**

$$1. \frac{h}{l} = \frac{45}{420} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{l} = 0.107 > \frac{M_t}{10 * M_0} = \frac{63.68}{10 * 84.30} = 0.075 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A}{b * d} = \frac{8.01}{40 * 43} = 0.0045 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

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

4.4. Dalles pleines :

4.4.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en un seul type :

1. Dalle sur un trois appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

1^{er} Type :

Il est de type dalle pleine appuyée sur trois appuis ; donc pour le calcul, on procède par la méthode des lignes de rupture.

On a : $L_x = 1.5$ m

$L_y = 4.85$ m

$\rho = \frac{1.5}{4.85} = 0,30 < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.85}{2} = 2,42 \text{ m} \Rightarrow L_x < L_y/2$$

Donc

$$\begin{cases} M_{0y} = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_{0x} = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

$L_x = 1.5$ m

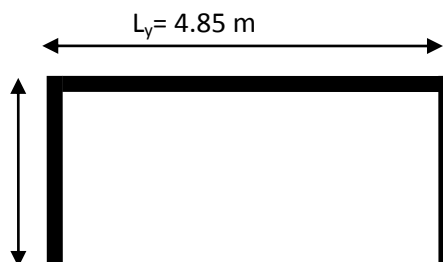


Figure 4.11 : 1^{er} type de Balcon sur trois appuis

On a : $G = 4.08 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$, $e = 0.12 \text{ cm}$

ELU $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.758 \text{ KN/m}$

ELS $P_s = G + Q = 7.58 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} M_{0y} = 10.758 \times \frac{1.5^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 6.05 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 10.758 \times \frac{1.5^2}{2} \times 4.85 - \frac{2}{3} \times 10.758 \times 1.5^3 \Rightarrow M_{0x} = 34.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 29.31 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 5.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 M_{0x} = 10.34 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 M_{0y} = 1.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{12}{10}$; Soit $\phi_x = 12 \text{ mm}$

$d_x = h - (\frac{\phi_x}{2} + e) \Rightarrow d_x = 12 - (\frac{1.2}{2} + 3) = 8.6 \text{ cm}$

$d_y = h - (\frac{3}{2}\phi_x + e) \Rightarrow d_y = 12 - (\frac{3}{2} \cdot 1.2 + 3) = 7.2 \text{ cm}$

Tableau.4.48:Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon y	5.14	0,036	0,045	0,0981	1.5	1.20	4T8=2.01
	Selon x	29.31	0.206	0,292	0,088	9.53	1.20	10T12=11.31
En appui	Selon y	1.81	0.012	0.016	0.099	0.52	1.20	4T8=2.01
	Selon x	10.34	0.072	0.094	0.096	3.08	1.20	5T12 =5.65

1. Calcul de l'espacement des armatures

// à L_y : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$. Donc $S_t \leq 45 \text{ cm}$; On opte : $S_t=25\text{cm}$

// à L_x : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$. Donc : $S_t \leq 33 \text{ cm}$; On opte: $S_t=10\text{cm}$

2. Vérification a l'E.L.U

• L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U \times Lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{10.75 \times 1.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.30}{2}} = 7.01 \text{ KN Vérifier}$$

3. Vérification a l'E.L.S

a. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0y} = 7.58 \times \frac{1.5^3}{6} = 4.26 \text{ KN} \cdot \text{m} \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 4.26 = 3.62 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{0x} = 7.58 \times \frac{1.5^2}{2} \times 4.85 - \frac{2}{3} \times 7.58 \times 1.5^3 = 24.30 \text{ KN} \cdot \text{m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 24.30 = 20.65 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 M_{0x} = 7.29 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ay} = 0.3 M_{0y} = 1.27 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Travée // L_X :

• Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 + 15 \times 11.31 \times y - 15 \times 11.31 \times 8.6 = 0$$

On trouve : y = 3.96cm

• Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = 5722.46 \text{ cm}^4$$

• Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{20.65 \times 10^{-3} \times 0,0396}{5722.46 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 11.1 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max (240 ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201.6 \text{ MPa} .$$

- **Vérification de σ_{st}**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{20.65 \times 10^{-3}}{5722.46 \times 10^{-8}} \times (0.086 - 0.0396) \Rightarrow \sigma_{st} = 251.17 \text{ MPa} > 201.6 \text{ MPa} \quad \text{Non Vérifié.}$$

En redimensionne avec le logiciel suçotec

En prend A=8T14 =12.32 avec un espacement de 12.5cm

On trouve

$$\sigma_{bc} = 10.8 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} ;$$

$$\sigma_{st} = 197.2 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPA} ;$$

Travée //à L_y

- **Calcul de y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0$$

Racine d'équation seconde degré : $y = 1.8 \text{ cm}$

- **Calcul de I**

$$I = \frac{100}{3} \times 1.8^3 + 15 \times 2.01 \times (7.2 - 1.8)^2 \Rightarrow I = 1073.74 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = 3.59 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} ; \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

Vérification de σ_{st}

$$\sigma_{st} = 194.2 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPA} ; \text{ C'est vérifié}$$

En appui :

- **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y^2 + 15 \times 5.65 \times y - 15 \times 5.65 \times 8.6 = 0$$

On trouve : $y = 3.06 \text{ cm}$

- **Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = 3556 \text{ ,20 cm}^4$$

- **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.29 \times 10^{-3} \times 0,0306}{3556 \text{ ,20} \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.27 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

c. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; \max (240 ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201 \text{ ,6 MPa} .$$

- **Vérification de σ_{st}**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{7.29 \times 10^{-3}}{3556 \text{ ,20} \times 10^{-8}} \times (0.086 - 0.0306) \Rightarrow \sigma_{st} = 170 \text{ ,35 MPa} > 201 \text{ ,6 MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

- Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x 1. $\frac{h}{l_x} > \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right) \Leftrightarrow 0,1 > 0,0424 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0143 > 0,005 \dots \dots \dots \text{Non Vérifié.}$

Sens y-y 1. $\frac{h}{l_y} > \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \right) \Leftrightarrow 0,0247 < 0,0424 \dots \dots \dots \text{Non Vérifié.}$

2. $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00233 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

Les conditions de flèche ne sont vérifiées dans les deux sens.

Suivant les mêmes procédures que précédemment on trouve les résultats suivants :

Sens x-x $\Delta f = 0,0538 \text{ cm} < f_{adm} = 0,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Sens y-y $\Delta f = 0,6069 \text{ cm} < f_{adm} = 0,97 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

• Schéma de ferrailage :

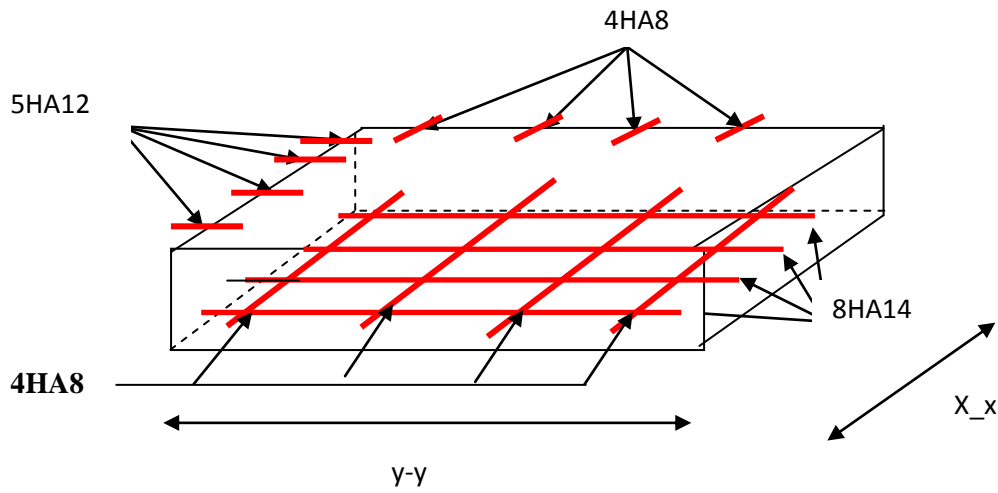


Fig. 4.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

Analyse sismique de la structure

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

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

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

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

5. Etude Sismique

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

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

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

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

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

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

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

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

Tableau 5.1 : Valeurs de T_1 et T_2

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait:

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

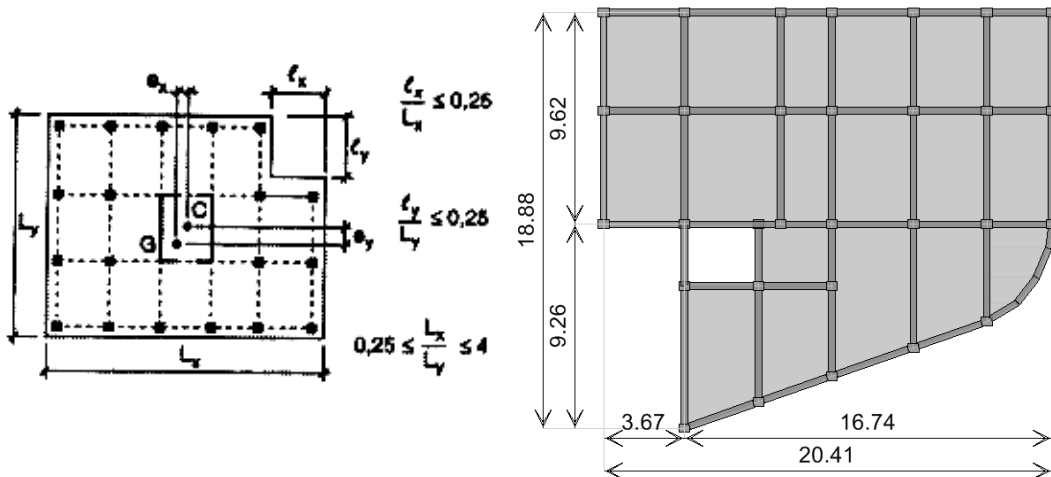


Fig. 5.1 : Limites des décrochements en plan

Pour notre bâtiment :

$$\begin{cases} \ell_x = 03,67m \\ L_x = 20,41m \end{cases} \Rightarrow \frac{\ell_x}{L_x} = 0,18 > 0,25 \Rightarrow C.V$$

$$\begin{cases} \ell_y = 09,26m \\ L_y = 18,88m \end{cases} \Rightarrow \frac{\ell_y}{L_y} = 0,49 > 0,25 \Rightarrow C.V$$

\Rightarrow **Batiment irrégulière en plan**

1.1.1. Régularité en plan

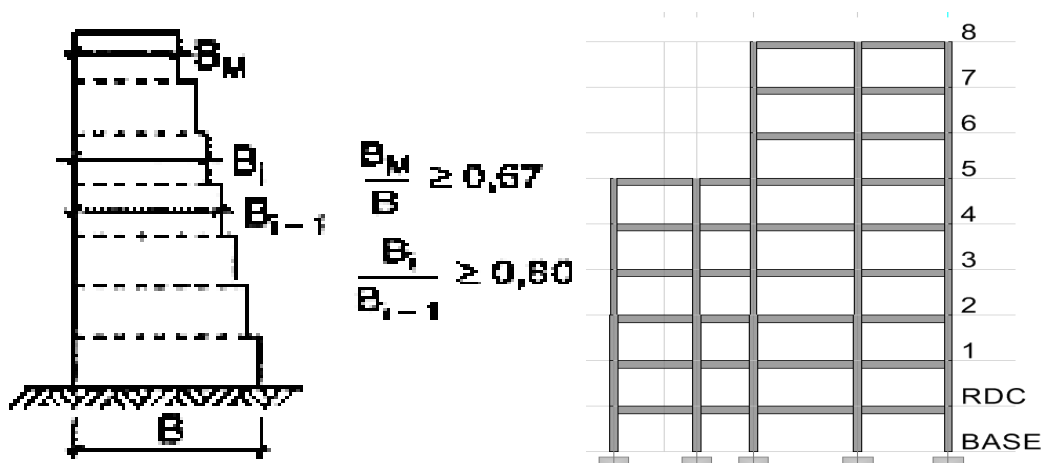


Fig. 5.2 : Limites des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment :

$$\begin{cases} \ell_x = 16,74m \\ L_x = 20,41m \end{cases} \Rightarrow \frac{\ell_x}{L_x} = 0,88 > 0,67 \Rightarrow C.V$$

$$\begin{cases} \ell_y = 9,62m \\ L_y = 18,88m \end{cases} \Rightarrow \frac{\ell_y}{L_y} = 0,51 < 0,60 \Rightarrow C \text{ non } V$$

\Rightarrow **Batiment irrégulière en plan et en élévation** \Rightarrow **Batiment irrégulière**

5.2. Etude sismique

5.2.1. Choix de la méthode de calcul

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Pour les structures **irrégulières** et **comportant des planchers rigides** (notre structure est classée irrégulière), elles sont représentées par :

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

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

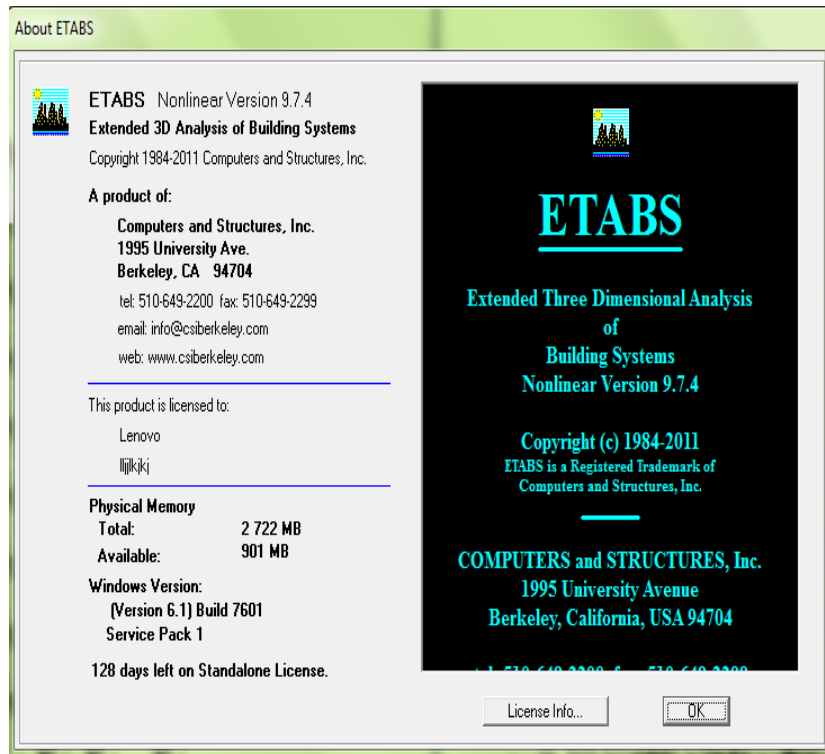
5.2.2.2. Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

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

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

5.2.2.3. Programme utilisé pour la modélisation

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



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

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

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

Eléments linéaires (Frame Sections)	
Poutres (Beams)	Poutres Principale : (30x50) cm ²
	Poutres Secondaire : (30x35) cm ²
Poteaux (Columns)	Poteaux R.D.C : (40x 50) cm ²
	Poteaux étages 1-2 : (40 x 45) cm ²
	Poteaux étages 3-4-5:(35x 45) cm ²
	Poteaux étages 6-7-8:(35x 40) cm ²
Eléments Surfaceutiques (Walls /Slab /Deck Sections)	
Voiles (Walls)	Epaisseur = 20 cm
Dalles Pleines (Slab)	Epaisseur = 12cm
Plancher corps creux (Deck) Epaisseur = 20cm (16 + 4)	Terrasse : G =5,75 KN/m ² Q =1 KN/m ²
	Habitation : G =5,33 KN/m ² Q =1,5 KN/m ²
	Bureau : G =5,33 KN/m ² Q =2,5 KN/m ²
	Commerce : G =5,33 KN/m ² Q =5 KN/m ²

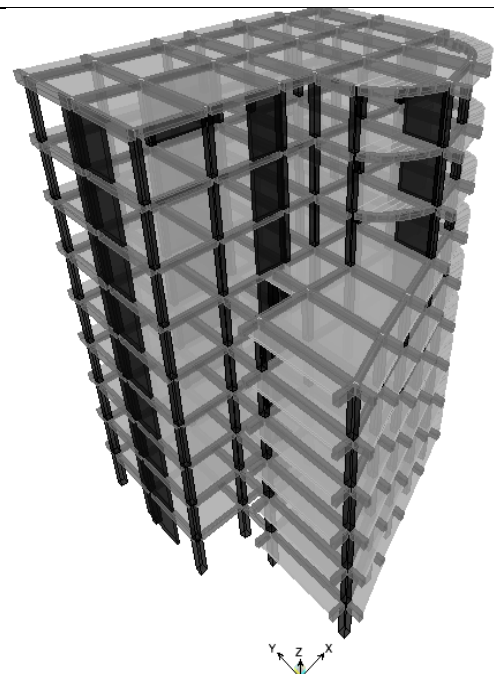


Figure 5.3: Modélisation 3D de la Super-structure

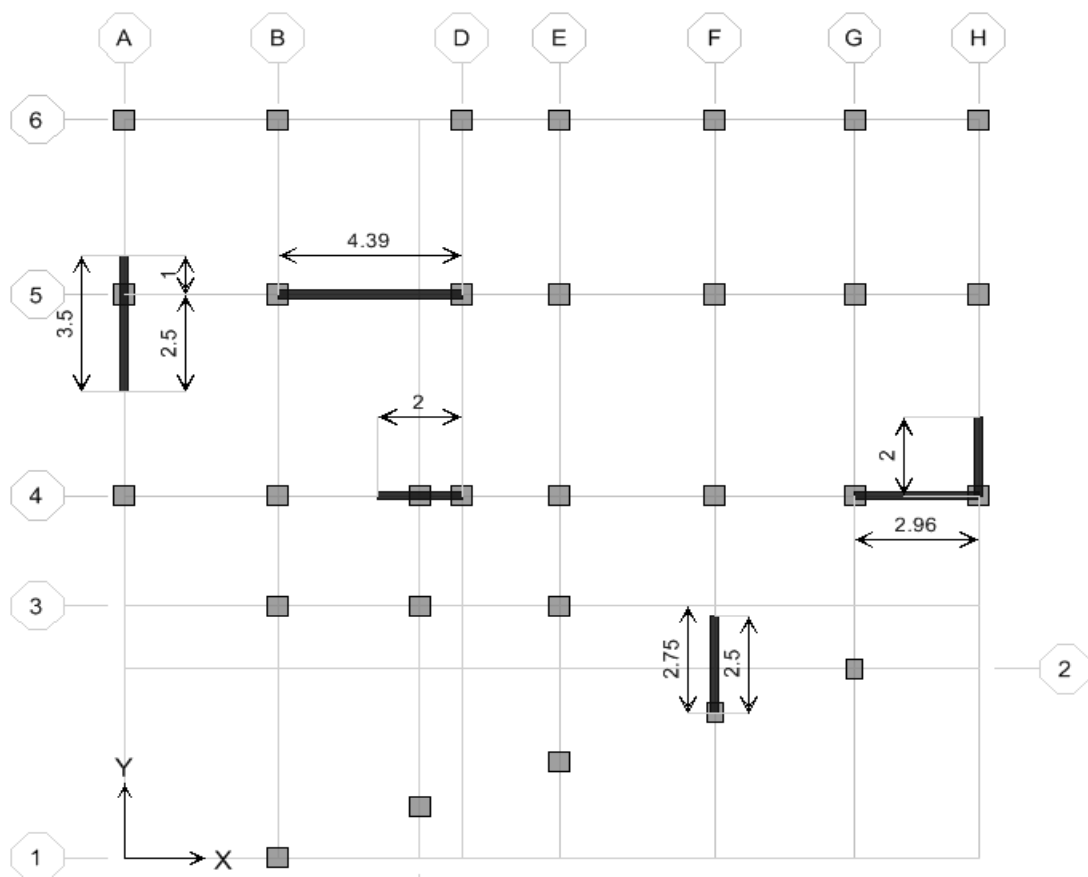


Figure 5.4: Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux - Voiles) de la super – structure

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

5.2.3.1. Coefficient d'accélération de zone A

Tableau 5.2 : Détermination de coefficient d'accélération de zone A

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

5.2.3.2. Facteur de qualité

Tableau 5.3 : Détermination de facteur de qualité Q

Valeur des pénalités P_q	Observation	P_q / xx	Observation	P_q / yy
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	0	0,05	0	0,05
2-Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3-Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4-Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5-Contrôles de qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05
6-Contrôles de qualité d'exécution	0	0,10	0	0,10
Total		$Q_x=1.35$		$Q_y=1.35$

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

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

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

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

Tableau 5.4 : Détermination du coefficient de comportement global de la structure "R"

Eléments structuraux	Niveaux	Charge verticale	Charge horizontale		Système de contreventement
			Sens XX	Sens YY	
Portiques	RDC	64.27%	16.59% < 25%	39.32%	Voiles porteurs → R= 3,5
Voiles	RDC	34.73 % > 20%	83.41 %	60.68 %	
Portiques	1 ^{er} étage	59.17%	11.7% < 25%	31.79%	
Voiles	1 ^{er} étage	40.83 % > 20%	88.3 %	68.21 %	
Portiques	3 ^{eme} étage	57.57%	18.85% < 25%	47.66%	
Voiles	3 ^{eme} étage	42.43 % > 20%	81.15 %	54.34%	
Portiques	6 ^{eme} étage	53.05%	22.09% < 25%	46.84%	
Voiles	6 ^{eme} étage	46.95% > 20%	77.91 %	53.16 %	

2.2.3.4. Coefficient de pondération "β"

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

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

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

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

Avec : •W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

•W_{Qi} : charges d'exploitation.

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

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

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	
Portiques et Voiles → ξ = 10 %			

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

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

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

Avec :

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

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

$$= \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.763$$

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

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

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

Q : Facteur de qualité ($Q=1,35$)

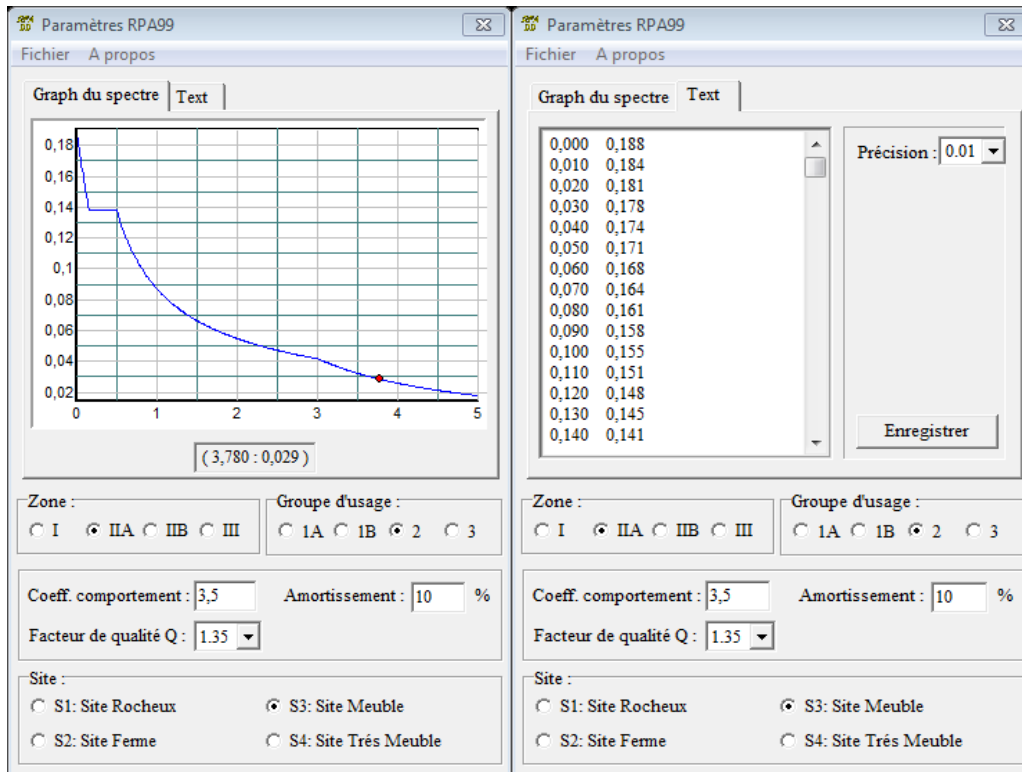


Figure 5.5: Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le R.P.A99/2003

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

5.2.4. Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale

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

5.2.4.1. Modes de vibrations de la structure

Building Modes									
Edit View									
Building Modes									
	Story	Diaphragm	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	RDC	D1	1	0,0005	-0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00007
	1	D2	1	0,0017	-0,0034	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00021
	2	D3	1	0,0033	-0,0064	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00039
	3	D4	1	0,0053	-0,0097	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00060
	4	D5	1	0,0075	-0,0129	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00081
	5	D6	1	0,0098	-0,0161	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00101
	6	D7	1	0,0143	-0,0200	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00120
	7	D8	1	0,0167	-0,0227	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00136
	8	D9	1	0,0191	-0,0252	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00151
	RDC	D1	2	0,0008	0,0009	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00003
	1	D2	2	0,0026	0,0029	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00008
	2	D3	2	0,0052	0,0054	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00017
	3	D4	2	0,0084	0,0081	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00027
	4	D5	2	0,0118	0,0109	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00037
	5	D6	2	0,0154	0,0134	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00048
	6	D7	2	0,0202	0,0155	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00059
	7	D8	2	0,0238	0,0176	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00068
	8	D9	2	0,0274	0,0195	0,0000	0,00000	0,00000	-0,00077

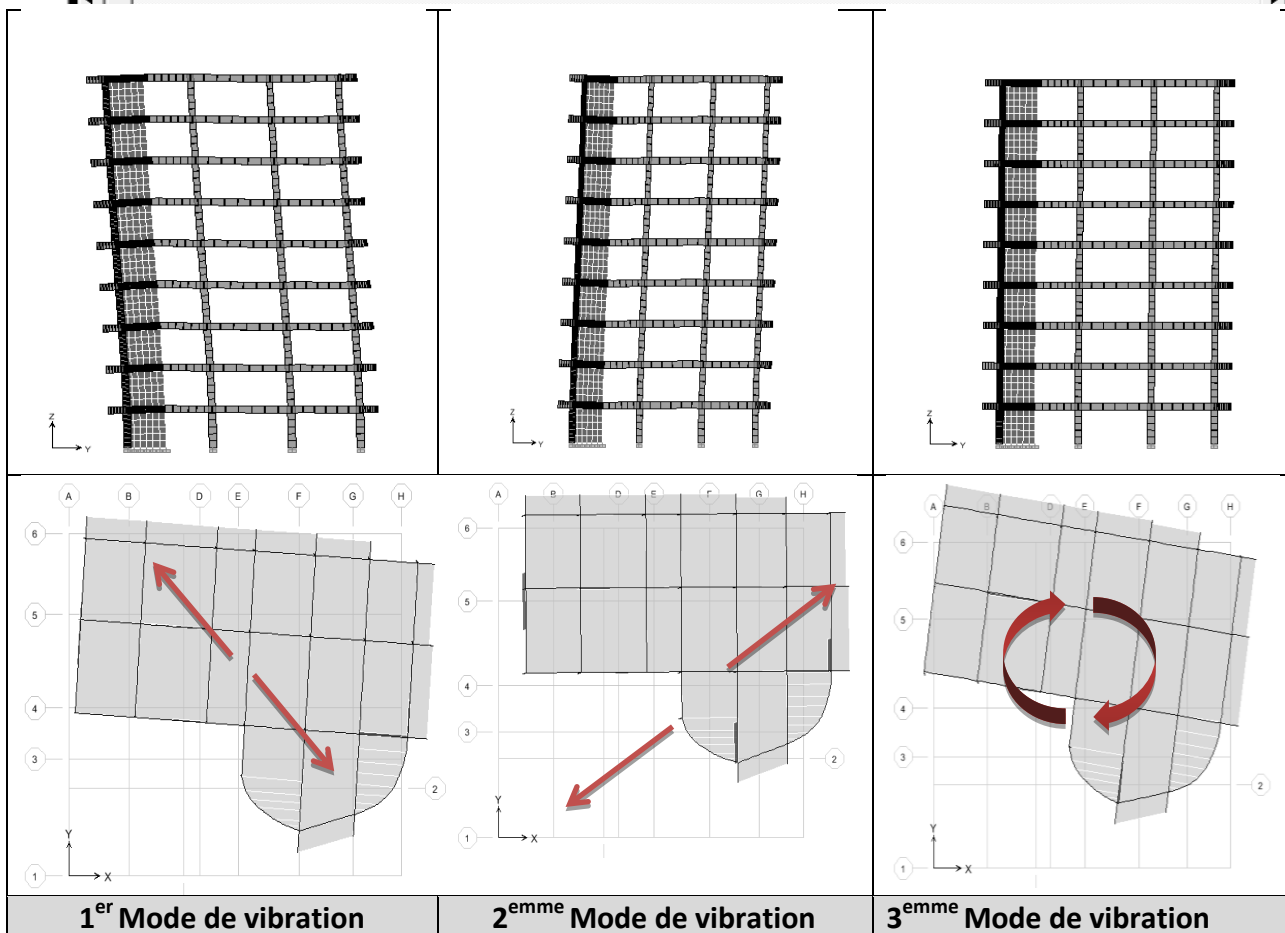
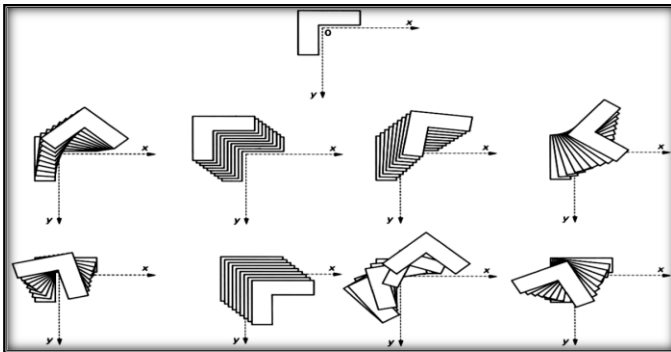


Figure 5.6: Les modes de vibration de la structure

- Analyse des résultats



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

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

Tableau 5.7 : Les périodes de vibration

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,772932	16,9517	41,4918	0,0000	16,9517	41,4918	0,0000	58,4853	25,8770	12,8659	58,4853	25,8770	12,8659
2	0,684813	41,2024	25,7409	0,0000	58,1541	67,2327	0,0000	35,4904	61,3091	1,7444	93,9756	87,1861	14,6104
3	0,630391	8,9068	4,3016	0,0000	67,0608	71,5343	0,0000	5,4346	11,1632	55,8166	99,4102	98,3492	70,4270
4	0,228836	0,5859	12,7181	0,0000	67,6468	84,2524	0,0000	0,1804	0,0471	1,2109	99,5907	98,3964	71,6378
5	0,190115	0,0037	1,4936	0,0000	67,6505	85,7460	0,0000	0,0416	0,0023	14,3121	99,6323	98,3987	85,9499
6	0,178978	18,2115	0,4987	0,0000	85,8620	86,2448	0,0000	0,0184	1,2189	0,1341	99,6507	99,6176	86,0840
7	0,108661	0,1927	5,5194	0,0000	86,0547	91,7641	0,0000	0,2369	0,0136	0,5992	99,8876	99,6312	86,6832
8	0,088558	0,0117	0,7540	0,0000	86,0664	92,5181	0,0000	0,0277	0,0000	6,1462	99,9153	99,6312	92,8294
9	0,080691	7,0740	0,2098	0,0000	93,1404	92,7279	0,0000	0,0063	0,2939	0,0334	99,9215	99,9251	92,8628
10	0,065170	0,1600	2,7242	0,0000	93,3004	95,4521	0,0000	0,0333	0,0040	0,3994	99,9548	99,9292	93,2621
11	0,052667	0,0106	0,5504	0,0000	93,3110	96,0025	0,0000	0,0076	0,0003	2,9256	99,9624	99,9295	96,1878
12	0,049287	3,1872	0,1263	0,0000	96,4982	96,1288	0,0000	0,0015	0,0439	0,1076	99,9639	99,9734	96,2954

Mode	période	UX	Uy	Rz	ΣUX	Σ Uy	Σ Rz
1	0,772932	16,9517	41,4918	12,8659	16,9517	41,4918	12,8659
2	0,684813	41,2024	25,7409	1,7444	58,1541	67,2327	14,6104
3	0,630391	8,9068	4,3016	55,8166	67,0608	71,5343	70,427
4	0,228836	0,5859	12,7181	1,2109	67,6468	84,2524	71,6378
5	0,190115	0,0037	1,4936	14,3121	67,6505	85,746	85,9499
6	0,178978	18,2115	0,4987	0,1341	85,862	86,2448	86,084
7	0,108661	0,1927	5,5194	0,5992	86,0547	91,7641	86,6832
8	0,088558	0,0117	0,754	6,1462	86,0664	92,5181	92,8294
9	0,080691	7,074	0,2098	0,0334	93,1404	92,7279	92,8628

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

5.2.5. Poids et centre de gravité de la structure

Tableau 4.8 : Les poids et centre de gravité de la structure

Center Mass Rigidity									
Edit View									
Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	RDC	D1	314,6835	314,6835	10,357	11,279	314,6835	314,6835	10,357
	1	D2	306,3705	306,3705	10,397	11,223	306,3705	306,3705	10,397
	2	D3	305,4996	305,4996	10,373	11,270	305,4996	305,4996	10,373
	3	D4	303,2490	303,2490	10,376	11,270	303,2490	303,2490	10,376
	4	D5	303,2490	303,2490	10,376	11,270	303,2490	303,2490	10,376
	5	D6	298,6793	298,6793	10,417	11,332	298,6793	298,6793	10,417
	6	D7	234,3601	234,3601	11,212	13,249	234,3601	234,3601	11,212
	7	D8	232,6465	232,6465	11,251	13,203	232,6465	232,6465	11,251
	8	D9	227,7961	227,7961	11,218	13,305	227,7961	227,7961	11,218

Niveau	D	Masse	Centre de gravité		Centre de rigidité	
			Xg	Yg	Xc	Yc
RDC	D1	314,6835	10,357	11,279	9,508	11,551
ETAGE 1	D2	306,3705	10,397	11,223	9,515	11,507
ETAGE 2	D3	305,4996	10,373	11,27	9,602	11,477
ETAGE 3	D4	303,249	10,376	11,27	9,685	11,458
ETAGE 4	D5	303,249	10,376	11,27	9,767	11,451
ETAGE 5	D6	298,6793	10,417	11,332	9,849	11,459
ETAGE 6	D7	234,3601	11,212	13,249	9,946	11,504
ETAGE 7	D8	232,6465	11,251	13,203	10,046	11,564
ETAGE 8	D9	227,7961	11,218	13,305	10,133	11,626

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = \sum_{i=1}^n M_i * g = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) * g = 25265.33 \text{ KN}$$

5.2.5.1. Moments et Efforts tranchants par niveau

Tableau 5.9 : Déterminations des moments et efforts tranchants par niveau suivant XX

Story Shears									
Edit View									
Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	8	EX	Top	0,00	427,12	108,22	5507,838	0,000	0,000
	8	EX	Bottom	0,00	427,12	108,22	5507,838	331,156	1306,996
	7	EX	Top	0,00	744,65	199,35	9607,730	331,156	1306,996
	7	EX	Bottom	0,00	744,65	199,35	9607,730	937,645	3566,315
	6	EX	Top	0,00	985,33	275,34	12900,752	937,645	3566,315
	6	EX	Bottom	0,00	985,33	275,34	12900,752	1769,115	6511,201
	5	EX	Top	0,00	1230,93	349,38	15897,258	1769,115	6511,201
	5	EX	Bottom	0,00	1230,93	349,38	15897,258	2816,010	10120,924
	4	EX	Top	0,00	1437,15	410,86	18435,670	2816,010	10120,924
	4	EX	Bottom	0,00	1437,15	410,86	18435,670	4044,202	14290,167
	3	EX	Top	0,00	1607,49	459,43	20531,747	4044,202	14290,167
	3	EX	Bottom	0,00	1607,49	459,43	20531,747	5414,130	18919,119
	2	EX	Top	0,00	1741,07	495,14	22182,736	5414,130	18919,119
	2	EX	Bottom	0,00	1741,07	495,14	22182,736	6888,052	23912,638
	1	EX	Top	0,00	1844,03	517,17	23478,249	6888,052	23912,638
	1	EX	Bottom	0,00	1844,03	517,17	23478,249	8427,910	29182,361
	RDC	EX	Top	0,00	1900,39	526,88	24157,782	8427,910	29182,361
	RDC	EX	Bottom	0,00	1900,39	526,88	24157,782	10000,259	34644,783

Tableau 5.10 : Déterminations des moments et efforts tranchants par niveau suivant YY

Story Shears									
Edit View									
Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	8	EY	Top	0,00	123,88	389,69	5528,145	0,000	0,000
	8	EY	Bottom	0,00	123,88	389,69	5528,145	1192,460	379,059
	7	EY	Top	0,00	223,63	697,86	9682,427	1192,460	379,059
	7	EY	Bottom	0,00	223,63	697,86	9682,427	3310,993	1058,485
	6	EY	Top	0,00	307,21	946,63	13037,815	3310,993	1058,485
	6	EY	Bottom	0,00	307,21	946,63	13037,815	6149,132	1984,113
	5	EY	Top	0,00	377,31	1202,45	16226,174	6149,132	1984,113
	5	EY	Bottom	0,00	377,31	1202,45	16226,174	9708,773	3118,970
	4	EY	Top	0,00	432,52	1419,66	18957,829	9708,773	3118,970
	4	EY	Bottom	0,00	432,52	1419,66	18957,829	13882,477	4417,707
	3	EY	Top	0,00	474,28	1598,78	21275,805	13882,477	4417,707
	3	EY	Bottom	0,00	474,28	1598,78	21275,805	18558,289	5838,105
	2	EY	Top	0,00	502,82	1735,34	23128,508	18558,289	5838,105
	2	EY	Bottom	0,00	502,82	1735,34	23128,508	23620,882	7342,388
	1	EY	Top	0,00	519,71	1833,55	24537,585	23620,882	7342,388
	1	EY	Bottom	0,00	519,71	1833,55	24537,585	28955,294	8896,695
	RDC	EY	Top	0,00	526,88	1881,23	25231,462	28955,294	8896,695
	RDC	EY	Bottom	0,00	526,88	1881,23	25231,462	34454,448	10475,618

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	h_i (m)	$V_{kx}(t)$	$V_{ky}(t)$
8	3,06	427,12	389,69
7	3,06	744,65	697,86
6	3,06	985,33	946,63
5	3,06	1230,93	1202,45
4	3,06	1437,15	1419,66
3	3,06	1607,49	1598,78
2	3,06	1741,07	1735,34
1	3,06	1844,03	1833,55
RDC	3,06	1900,39KN	1881,23KN

5.2.5.2. Déplacement de la structure par niveau

Tableau 5.11 : Déplacement de la structure par niveau

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
8	D9	EX	0,0179	0,0056	0,0000	0,00000	0,00000	0,00081	1448	11,218	13,305	27,540
7	D8	EX	0,0156	0,0051	0,0000	0,00000	0,00000	0,00073	1449	11,251	13,203	24,480
6	D7	EX	0,0132	0,0045	0,0000	0,00000	0,00000	0,00064	1450	11,212	13,249	21,420
5	D6	EX	0,0104	0,0034	0,0000	0,00000	0,00000	0,00054	1451	10,417	11,332	18,360
4	D5	EX	0,0080	0,0028	0,0000	0,00000	0,00000	0,00043	1452	10,376	11,270	15,300
3	D4	EX	0,0057	0,0021	0,0000	0,00000	0,00000	0,00032	1453	10,376	11,270	12,240
2	D3	EX	0,0036	0,0014	0,0000	0,00000	0,00000	0,00021	1454	10,373	11,270	9,180
1	D2	EX	0,0018	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011	1455	10,397	11,223	6,120
RDC	D1	EX	0,0006	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004	1456	10,357	11,279	3,060

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
8	D9	EY	0,0068	0,0182	0,0000	0,00000	0,00000	0,00091	1448	11,218	13,305	27,540
7	D8	EY	0,0059	0,0165	0,0000	0,00000	0,00000	0,00082	1449	11,251	13,203	24,480
6	D7	EY	0,0051	0,0144	0,0000	0,00000	0,00000	0,00072	1450	11,212	13,249	21,420
5	D6	EY	0,0032	0,0119	0,0000	0,00000	0,00000	0,00061	1451	10,417	11,332	18,360
4	D5	EY	0,0024	0,0097	0,0000	0,00000	0,00000	0,00049	1452	10,376	11,270	15,300
3	D4	EY	0,0017	0,0072	0,0000	0,00000	0,00000	0,00036	1453	10,376	11,270	12,240
2	D3	EY	0,0011	0,0048	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024	1454	10,373	11,270	9,180
1	D2	EY	0,0005	0,0026	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013	1455	10,397	11,223	6,120
RDC	D1	EY	0,0002	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004	1456	10,357	11,279	3,060

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

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

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

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

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

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

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

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

K: nombre de modes retenus.

Response Spectrum Base Reactions									
Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3	
EX	1	U1	442,02	-691,55	0,00	13485,474	8970,151	-13148,100	
EX	2	U1	1161,16	917,79	0,00	-17700,694	23264,704	-4340,844	
EX	3	U1	266,48	-185,19	0,00	3418,960	4900,081	-4661,717	
EX	4	U1	20,38	-94,95	0,00	185,757	94,949	-1169,050	
EX	5	U1	0,13	2,60	0,00	-7,135	1,687	20,875	
EX	6	U1	633,45	104,83	0,00	-330,851	2691,722	-5556,848	
EX	7	U1	7,56	-40,47	0,00	137,703	32,982	-515,606	
EX	8	U1	0,48	-3,88	0,00	12,226	0,252	-42,065	
EX	9	U1	297,16	51,17	0,00	-145,265	994,876	-2821,665	
EX	10	U1	6,99	-28,83	0,00	52,307	18,188	-405,330	
EX	11	U1	0,48	3,44	0,00	-6,640	1,323	22,230	
EX	12	U1	144,62	28,78	0,00	-51,586	278,837	-1405,781	
EX	All	All	1900,39	526,88	0,00	10000,258	34644,781	21228,659	
EY	1	U2	691,55	1081,92	0,00	-21097,983	-14033,774	20570,162	
EY	2	U2	917,79	725,43	0,00	-13990,750	18388,581	-3431,033	
EY	3	U2	-185,19	128,70	0,00	-2376,008	-3405,314	3239,662	
EY	4	U2	-94,95	442,37	0,00	-865,426	-442,361	5446,504	
EY	5	U2	2,60	51,95	0,00	-142,421	33,680	416,701	
EY	6	U2	104,83	17,35	0,00	-54,752	445,450	-919,596	
EY	7	U2	-40,47	216,59	0,00	-736,982	-176,518	2759,507	
EY	8	U2	-3,88	31,19	0,00	-98,218	-2,025	337,920	
EY	9	U2	51,17	8,81	0,00	-25,015	171,318	-485,892	
EY	10	U2	-28,83	118,95	0,00	-215,839	-75,049	1672,544	
EY	11	U2	3,44	24,78	0,00	-47,784	9,517	159,969	
EY	12	U2	28,78	5,73	0,00	-10,268	55,499	-279,806	
EY	All	All	526,88	1881,23	0,00	34454,448	10475,617	20847,417	

Tableau 5.12 : Déterminations des moments et efforts tranchants par niveau/XX

La résultante des forces sismiques à la base V_D (KN)	
$V_{D/xx}$	$V_{D/yy}$
1900.39	1881.23

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

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

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

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

Avec : **A=0,15 R=3,5 Q=1,35 W=25265.33 KN**

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

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

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003.

$$T_2 (S_3) = 0.5 \text{ sec}$$

$$\eta : \text{Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: Est le coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau (4-2) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau (VI.8) : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend $\xi = 10\%$

D'où $\eta = 0.763 > 0.7$.

VI.7.4.1 Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure voile porteur), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par la formule 4.6 et 4.7 du RPA99.

On a donc :

$$T_{\text{emp}} = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/ version 2003.

L : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Pour le sens longitudinal :**

$$h_N = 27.54 \text{ m}, L_x = 20.41 \text{ m}$$

$C_T = 0.05$ on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée, alors :

$$T_{\text{emp}/X} = \min (0.60 \text{ s}, 0.54 \text{ s}) \Rightarrow T = 0.54 \text{ s} \rightarrow 1.3 * T_{\text{emp}/X} = 0.702 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}/X} = 0.68 \text{ s}$$

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Donc : $T_{/X} = T_{analy X} = 0.702 \text{ s}$

$$D_{/X} = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T_{/X} \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T_{/X})^{2/3} & T_2 \leq T_{/X} \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / T_{/X})^{2/3} (3 / T_{/X})^{5/3} & T_{/X} \geq 3s \end{cases}$$

Donc : $D_x = 2.5 \eta (T_2 / T_{/X})^{2/3} = 1.64$

Dx=1.52

- Pour le sens transversal :

$h_N = 27.54 \text{ m}$, $L_y = 18.88 \text{ m}$

$T_{analytique/y} = 0.77 \text{ s}$

$T_{emp/y} = \min(0.61 \text{ s}, 0.57 \text{ s}) \Rightarrow T = 0.57 \text{ s} \rightarrow 1.3 * T_{emp X} = 0.741 \text{ s}$

Donc : $T_{/y} = 1.3T_{amperique/y} = 0.741 \text{ s}$

$$D_{/y} = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T_{/y} \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T_{/y})^{2/3} & T_2 \leq T_{/y} \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / T_{/y})^{2/3} (3 / T_{/y})^{5/3} & T_{/y} \geq 3s \end{cases}$$

Donc : $D_y = 2.5 \eta (T_2 / T_{/y})^{2/3} = 1.57$

Dy=1.47

⇒ Effort tranchant max à la base :

$$\begin{cases} V_{sx} = \frac{0.15 \times 1.52 * 1.35}{3.5} \times 25265.33 = 2221.9 \text{ KN} \\ V_{sy} = \frac{0.15 \times 1.47 * 1.35}{3.5} \times 25265.33 = 2148.82 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau 5.13 : Déterminations de l'effort sismique à la base

Effort sismique à la base		
	XX	YY
V Méthode Statique Equivalente V_S	2221.9	2148.82
0,8* V_S	1777.52	1719.05
V Dynamique	1900.39	1881.23
Coefficient de majoration	vérifier	vérifier
Combinaison de calcul	G+Q± Ex 0,8G ±Ex	G + Q ± Ey 0,8G ± Ey

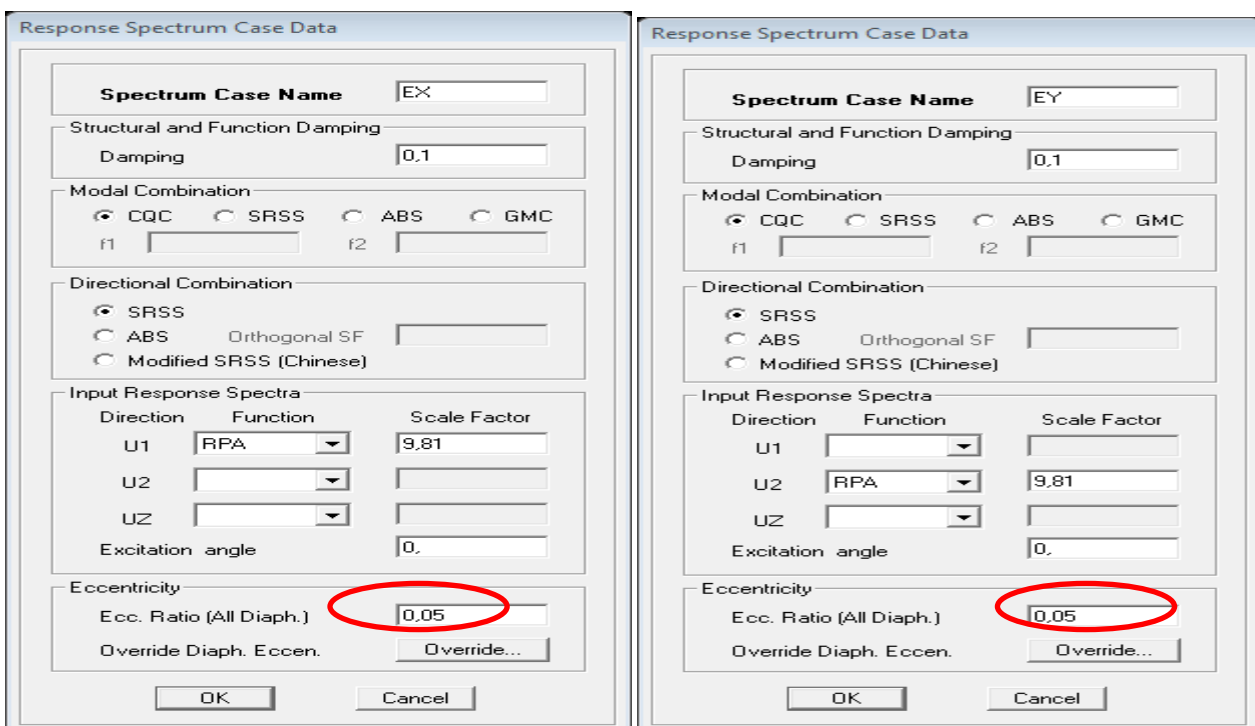
5.2.5.4. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003)

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

Tableau 5.14 : Excentricité accidentelle et additionnelle

Niveau	D	Xg	Yg	Xc	Yc	$E_{x\ th}$	$E_{x\ acc}$	$E_{y\ th}$	$E_{y\ acc}$
RDC	D1	10,357	11,279	9,508	11,551	0.849	5% $L_x = 1.02$	-0.272	5% $L_y = 0.94$
ETAGE 1	D2	10,397	11,223	9,515	11,507	0.882		-0.284	
ETAGE 2	D3	10,373	11,27	9,602	11,477	0.771		-0.207	
ETAGE 3	D4	10,376	11,27	9,685	11,458	0.691		-0,188	
ETAGE 4	D5	10,376	11,27	9,767	11,451	0.609		-0,181	
ETAGE 5	D6	10,417	11,332	9,849	11,459	0.568		-0,137	
ETAGE 6	D7	11,212	13,249	9,946	11,504	1.266		1.545	
ETAGE 7	D8	11,251	13,203	10,046	11,564	1.205		1.639	
ETAGE 8	D9	11,218	13,305	10,133	11,626	1.085		1.679	

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



5.2.6. Justification de la sécurité de l'ouvrage

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

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

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

Tableau 4.15 : Vérification de déplacement inter-étages

étage	Diaphragme	δ_{eKx}	δ_{Kx}	Δ_{Kx}	δ_{eKy}	δ_{Ky}	Δ_{Ky}	1% h_k
ETAGE 8	D9	0,0179	0,06265	0,00805	0,0182	0,0637	0,00595	0,0306
ETAGE 7	D8	0,0156	0,0546	0,0084	0,0165	0,05775	0,00735	0,0306
ETAGE 6	D7	0,0132	0,0462	0,0098	0,0144	0,0504	0,00875	0,0306
ETAGE 5	D6	0,0104	0,0364	0,0084	0,0119	0,04165	0,0077	0,0306
ETAGE 4	D5	0,008	0,028	0,00805	0,0097	0,03395	0,00875	0,0306
ETAGE 3	D4	0,0057	0,01995	0,00735	0,0072	0,0252	0,0084	0,0306
ETAGE 2	D3	0,0036	0,0126	0,0063	0,0048	0,0168	0,0077	0,0306
ETAGE 1	D2	0,0018	0,0063	0,0042	0,0026	0,0091	0,0063	0,0306
RDC	D1	0,0006	0,0021	0,0014	0,0008	0,0028	0,00245	0,0306

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

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

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

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

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

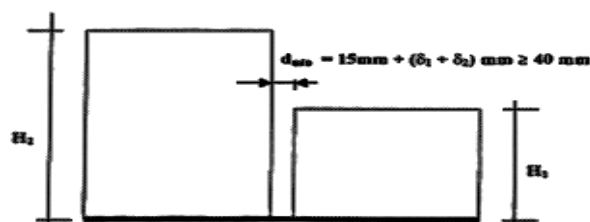


Figure 5.7: largeur minimum du joint sismique

Pour notre bâtiment, le déplacement au sommet (max): $\delta_{Sommet / xx} = 0.00805m = 0.805^*$

$$\delta_{\text{Sommet/yy}} = 0.00595 \text{ m} = 0.595 \text{ cm}$$

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

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

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

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

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

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

h_k : hauteur de l'étage "k"

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$. Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 5.16 : Vérification de l'effet P-Δ

étage	h k	Σ Pk	Sens XX			Sens YY		
			ΔKx	Vkx	θkx	ΔKy	Vky	θky
D9	3.06	25265.33	0,0014	1900,39	0,00608	0,00245	1881,23	0,010752
D8	3.06	22987.36	0,0042	1844,03	0,01710	0,0063	1833,55	0,025811
D7	3.06	20660.90	0,0063	1741,07	0,02431	0,0077	1735,34	0,029959
D6	3.06	18317.30	0,00735	1607,49	0,02737	0,0084	1598,78	0,032573
D5	3.06	15330.51	0,00805	1437,15	0,02806	0,00875	1419,66	0,030878
D4	3.06	12298.02	0,0084	1230,93	0,027425	0,0077	1202,45	0,025735
D3	3.06	9265.53	0,0098	985,33	0,030115	0,00875	946,63	0,027998
D2	3.06	6210.534	0,0084	744,65	0,022894	0,00735	697,86	0,021376
D1	3.06	3146.835	0,00805	427,12	0,01938	0,00595	389,69	0,015701

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

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

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

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

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

Eléments résistants

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

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

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

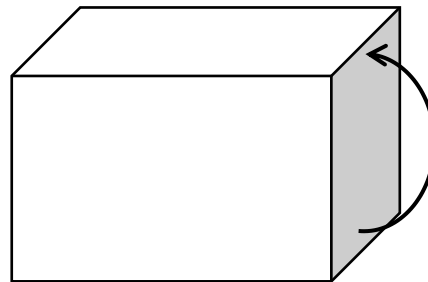
6. Les éléments structuraux

6.1. Poutres

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

6.1.1. Type de Sollicitation

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



6.1.2. Recommandation du R.P.A99/2003

6.1.2.1 Combinaison de charge

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

	B.A.E.L 91		RPA99 version 2003
<i>Poutres</i>	ELU : 1,35G+1,5Q	ELS : G+Q	Accidentelle : 0,8G±Ex / G+Q±Ex 0,8G±Ey / G+Q±Ey

Avec :

G : Sollicitations dues aux charges permanentes,

Q : Sollicitations dues aux charges d'exploitations,

E : Sollicitations dues au séisme,

6.1.2.2. Armature longitudinale

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

6.1.2.2.1. Armature transversale

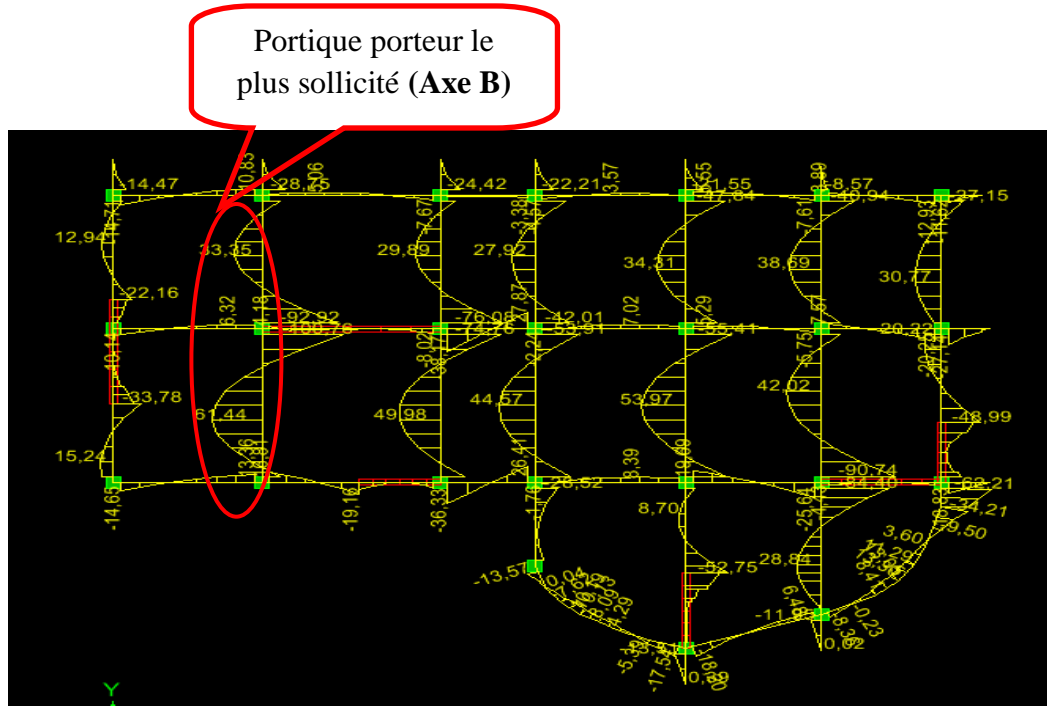
- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b$;
- S_t : L'espacement maximum entre les armatures transversales des poutres, avec :

- $S_i \leq (h/4, 12\Phi_{min}) \rightarrow$ en zone nodale. - $S \leq h/2 \rightarrow$ en dehors de la zone nodale.

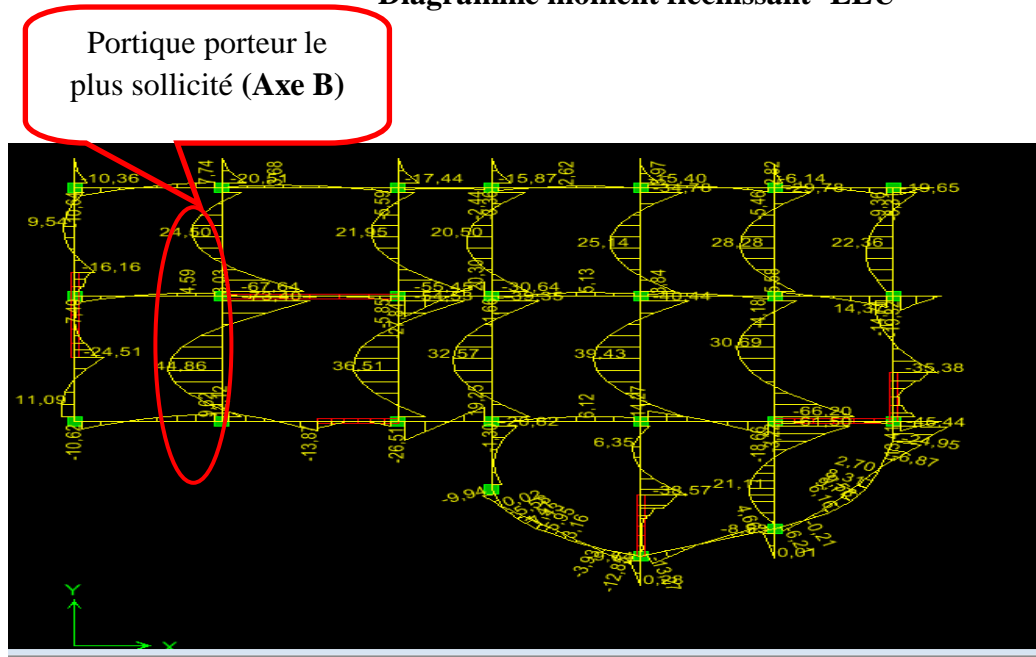
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

6.1.3. Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

6.1.3.1. Sous combinaison statique (ELU et ELS)



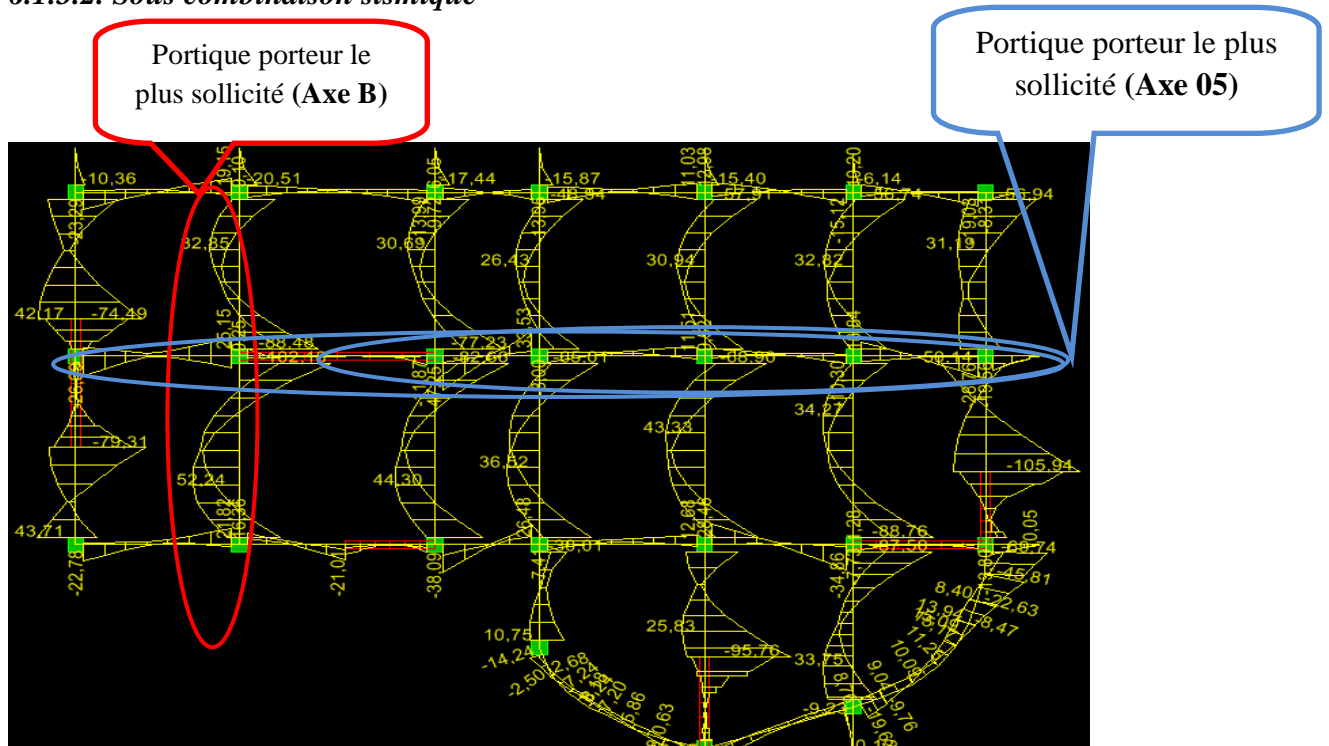
Vue en plan - Etage 8-
Diagramme moment fléchissant -ELU-



Vue en plan - Etage 8-
Diagramme moment fléchissant -ELS-

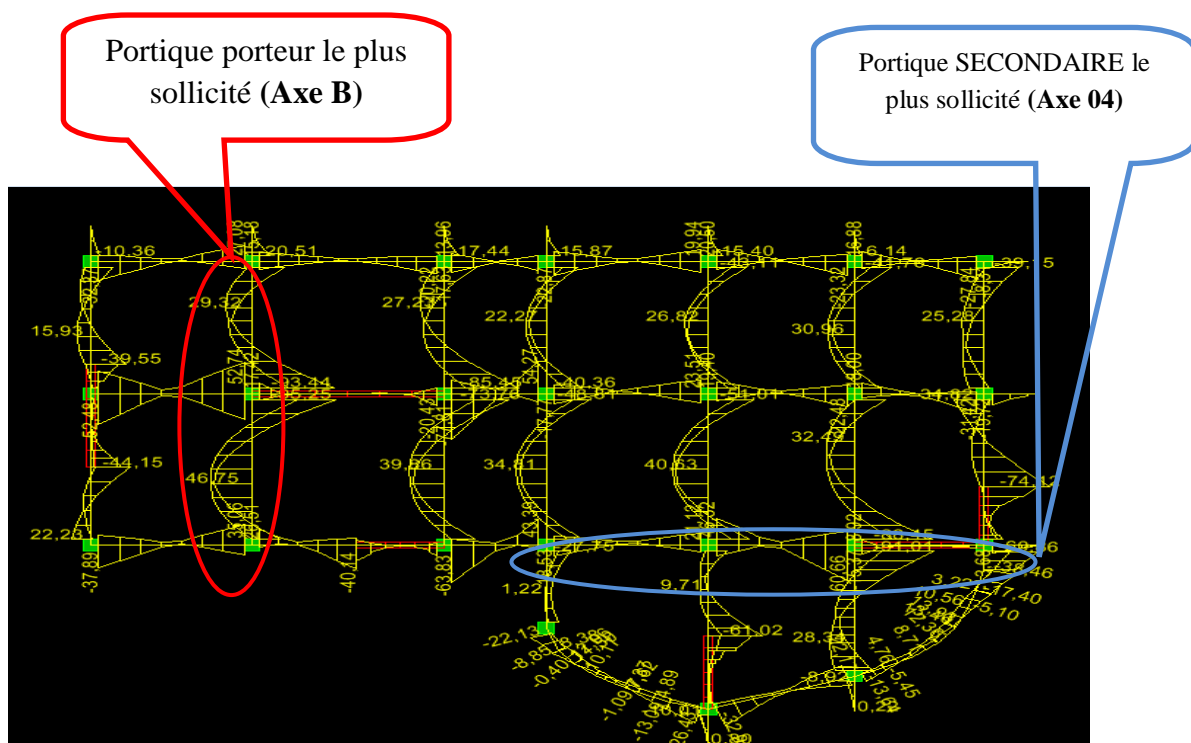
Figure 6.1:Sollicitation statique dans les poutres –Moments fléchissant-

6.1.3.2. Sous combinaison sismique



Vue en plan -Etage 8-

Diagramme moment fléchissant –GQEY



Vue en plan - R.D.C-

Diagramme moment fléchissant –GQEY-

Figure 6.2: Sollicitation sismique dans les poutres –Moments fléchissant-

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	Moment Statique (KN.m)				Moment Sismique (KN.m)			
	ELU		ELS		GQEX		GQEY	
	Appuie	Travée	Appuie	Travée	Appuie	Travée	Appuie	Travée
Poutre porteuse	125.42	61.41	91.58	44.84	110.90	46.15	179.87	52.24
Poutre de chaînage	29.17	8.33	18.58	6.07	80.68	5.28	45.13	6.01

6.1.4. Diagramme des Efforts tranchants (KN)

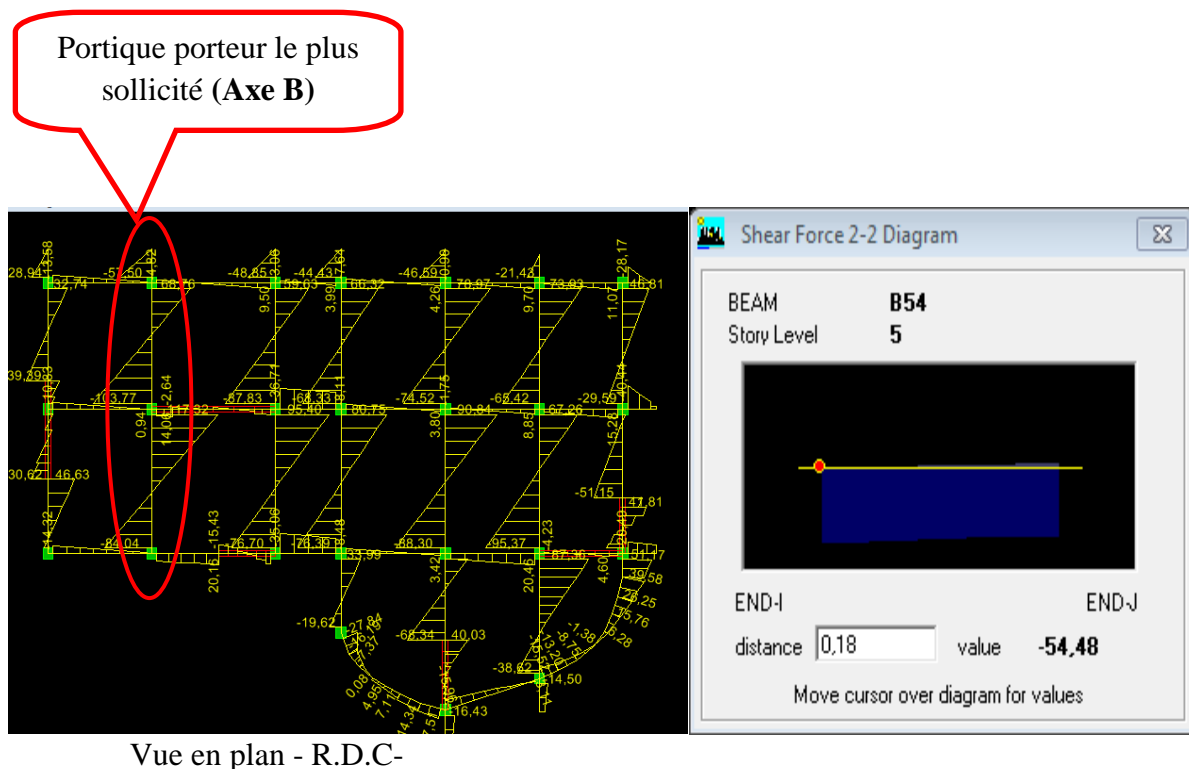


Diagramme effort tranchant

Figure 6.3 :Sollicitation dans les poutres - Effort tranchant -

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	Effort tranchant (KN)	Effort tranchant (KN)
	ELU (Appuie)	ELA (Appuie)
Poutre porteuse	103.77	131.37
Poutre de chaînage	44.55	54.49

Poutres principales :**6.1.5. Calcul du ferrailage :**

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

On prend un exemple de calcul de la poutre principale, les armatures seront déterminées selon le $B,A,E,L 91$ en flexion simple pour les combinaisons à l' ELU ou l' ELA , et les vérifications se feront à l' ELS ,

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

- ELU : 1,35G + 1,5Q
- ELS : G+Q
- ELA : G+Q±E, 0,8G±E

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETAPS

➤ Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d (1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

6.1.5.1. Calcul des armatures longitudinales

➤ Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×50) la plus sollicitée

avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 61.41 \text{KN.m} \dots\dots\dots(ELU) \\ M_a = 179.81 \text{KN.m} \dots\dots\dots(G+Q+E_y) \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{61.41 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.48^2 \times 14.2} = 0.0625 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} : \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0808$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.48(1 - 0.4 \times 0.0808) = 0.464 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{61.41 \times 10^{-3}}{0.464 \times 348} = 3.79 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{179.81 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.48^2 \times 18.48} = 0.140 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.190$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.48(1 - 0.4 \times 0.190) = 0.443 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{179.81 \times 10^{-3}}{0.443 \times 400} = 10.14 \text{ cm}^2$$

Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 > A$ adopté

En zone de recouvrement: $A_{max}=6\%b*h=0.06*30*50=90cm^2 > A$ adopté

- **Longueurs de recouvrement : $L_r > 40*\phi$:**

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40*1.6 = 64\text{cm}$. On adopte: $L_r = 70\text{cm}$.

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r > 40*1.4 = 56\text{cm}$. On adopte : $L_r = 60\text{cm}$.

Tableau 6.1 : Ferrailage de la poutre principale

	Mu	A _{cal}	A'	A _{min/ B.A.E.L}	A _{min/ R.P.A}	A _{Adoptée}	choix
travée	61.41	3.79	0	1.81	7.50	9.24	6 HA14
appui	179.81	10.14	0	1.81		10.90	3HA16+3HA14

6.1.5.2. Les armatures transversales :

- **Calcul de Φ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

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

Pour les poutres principales : $\phi_t \leq \min = \phi \leq \min \left(1.4 ; \frac{50}{35} ; \frac{30}{10} \right)$

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

Calcul des espacements des armatures transversales :

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

- Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l\ min}) \Rightarrow S_t \leq \min(\frac{50}{4} ; 14.4) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$.
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification des sections d'armatures transversales :

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

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

6.1.5.3. Vérification à l'E.L.U

- **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 1.73 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Contrainte tangentielle maximale**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1])}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	131.37	0.910	Vérifiée

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9d} \right)$	Obser
principales	9.24	131.37	179.81	3.28	-7.81	vérifiée

6.1.5.4. Vérification à l'E.L.S

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow > \frac{50}{645} = 0.077 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{4.2}{In_e} \Rightarrow 0.0064 < 0.0105 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0.0775 > 0.075 \text{ (Condition vérifiée),}$$

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

- **Vérification des contraintes**

- On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1])}.$$

Sections	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
En travée	44.84	4.17	15	OK
En appuis	91.58	8.05	15	

6.1.6. Poutres Secondaires

6.1.6.1. Armature Longitudinales

Tableau 6.2 : Ferrailage de la poutre secondaire

	Mu	A _{cal}	A'	A _{min/ B.A.E.L}	A _{min/ R.P.A}	A _{Adoptée}	choix
travée	8.33	0.73	0,00	1.26	5.25	8.01	3HA14
appui	80.68	6.58	0,00	1.26		9.24	6HA14

6.1.6.2. Armature Transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \text{min}\left(14 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right)$$

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

- **Espacement des armatures transversales**

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

- Zone nodale : $S_t \leq \text{min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l \text{ min}}\right) \Rightarrow S_t \leq \text{min}\left(\frac{35}{4} ; 16.\right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

- **Section minimale d'armatures transversales**

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

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

6.1.5.5. Vérification à l'E.L.U

- **Condition de non fragilité :**

$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 1.19 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Contrainte tangentielle maximale**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

Poutres	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres secondaires	54.49	0.518	Vérifiée

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

- En appuis de rives : $A_l \geq \frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	$\frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9d} \right)$	Observé
Secondaires	8.01	54.49	80.68	1.36	-6.10	vérifiée

6.1.6.3. Vérification à l'E.L.S

- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow > \frac{35}{439} = 0.079 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{A_s}{bd} \geq \frac{4,2}{In_e} \Rightarrow 0.006 < 0.0105 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Rightarrow 0,079 > 0,075 (\text{Condition vérifiée}),$$

Les conditions de la flèche sont toutes vérifiées

- Vérification des contraintes

Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Sections	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
En travée	6.07	1.1	15	OK
En appuis	18.58	3.23	15	

6.1.7. Dispositions constructives

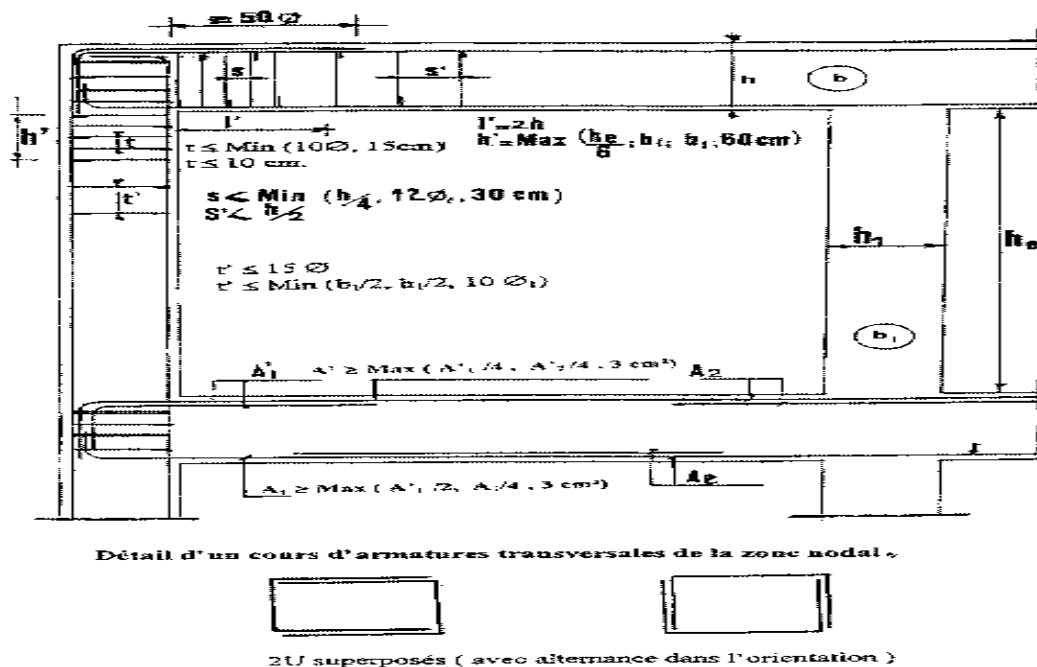


Figure 6.4: Disposition constructives pour les poutres selon R.P.A99/03

6.8. Schéma de ferrailage

6.8.1. Poutres de chaînage

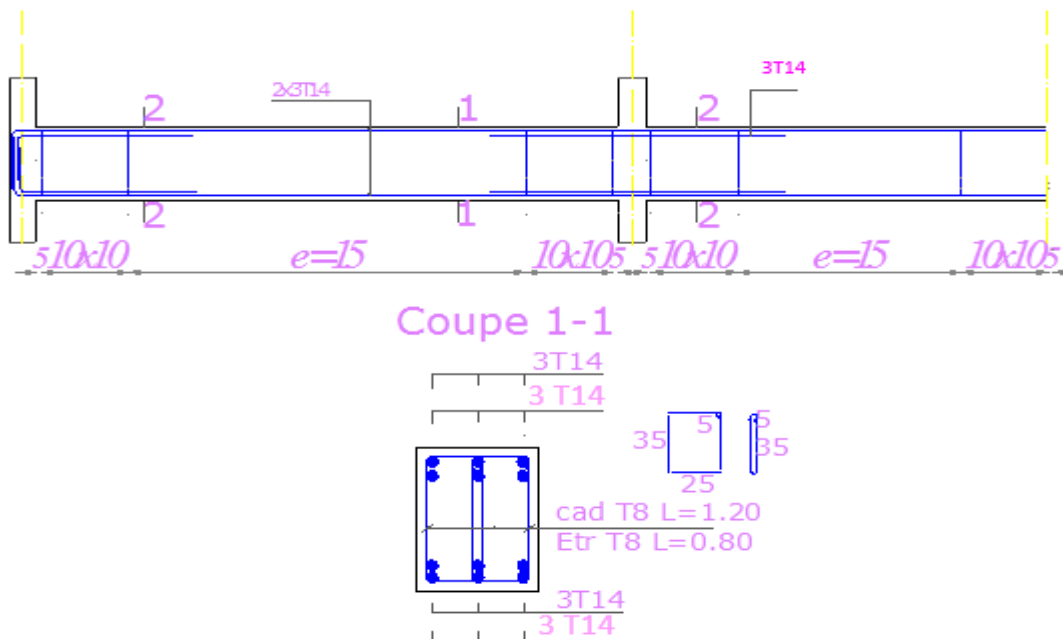


Figure 6.5: Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire –la plus sollicitée–

6.8.2. Poutres porteuse

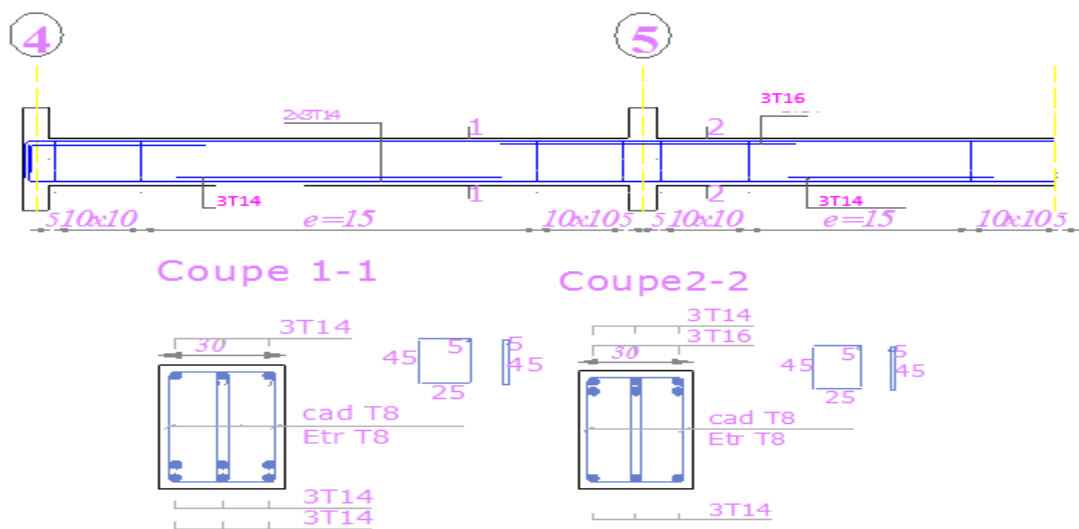


Figure 6.6: Schéma de ferrailage d'une poutre principale –la plus sollicitée–

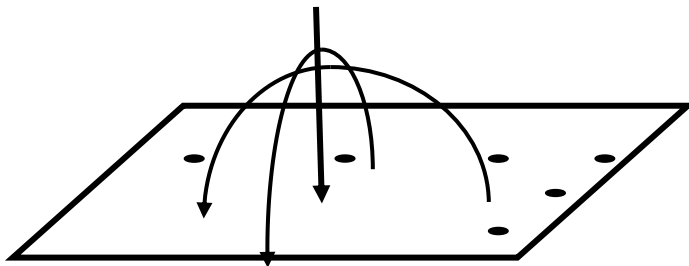
6.2. Poteaux

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

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

6.2.1. Type de Sollicitation

Un poteau est soumis à un effort normal " N " et deux moments de flexion (longitudinal M_2 et transversal M_3). Donc les poteaux sont calculés sous **flexion composée**. Avec un effort tranchant " T ".)



6.2.2. Recommandation du R.P.A99/2003

6.2.2.1. Combinaison de charge

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

	<i>C.B.A93</i>		<i>RPA99 version 2003</i>
<i>Poteau</i>	ELU : 1,35G+1,5Q	ELS : G+Q	0,8G±Ex / G+Q±Ex / 0,8G±Ey / G+Q±Ey

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

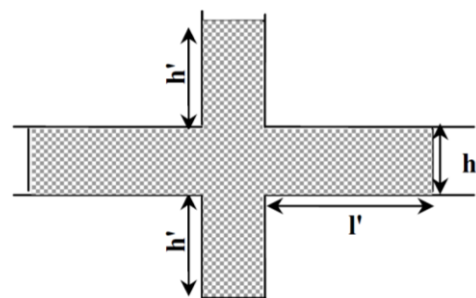
6.2.2.2. Armature longitudinale

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

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

$$\bullet l' = 2h.$$

$$\bullet h' = \max (h e/6, b_1, h_1, 60\text{cm}).$$



6.2.2.3. Armature transversale

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

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

Avec V_u : Effort tranchant calculé.

h : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

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

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

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

• $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$.

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

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

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

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8% ($t.b_1$)

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

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

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

6.2.3.1. Sollicitations normales (effort normal réduit)

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

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

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

B_c est l'aire de cette dernière

f_{c_j} est la résistance caractéristique du béton

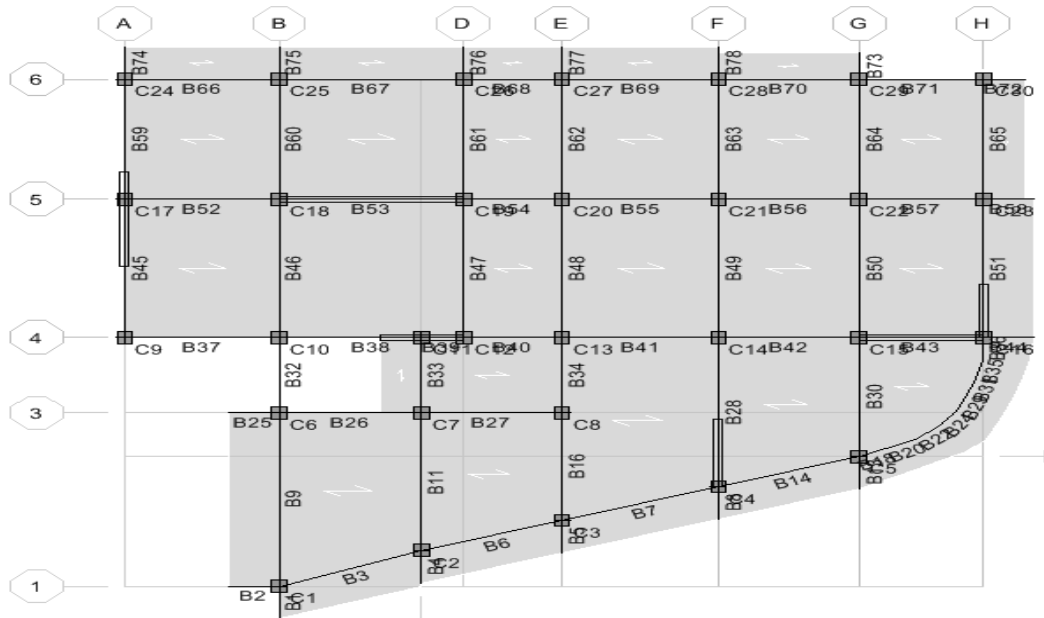


Figure 6.7: repérage des poteaux (Vue en plan)

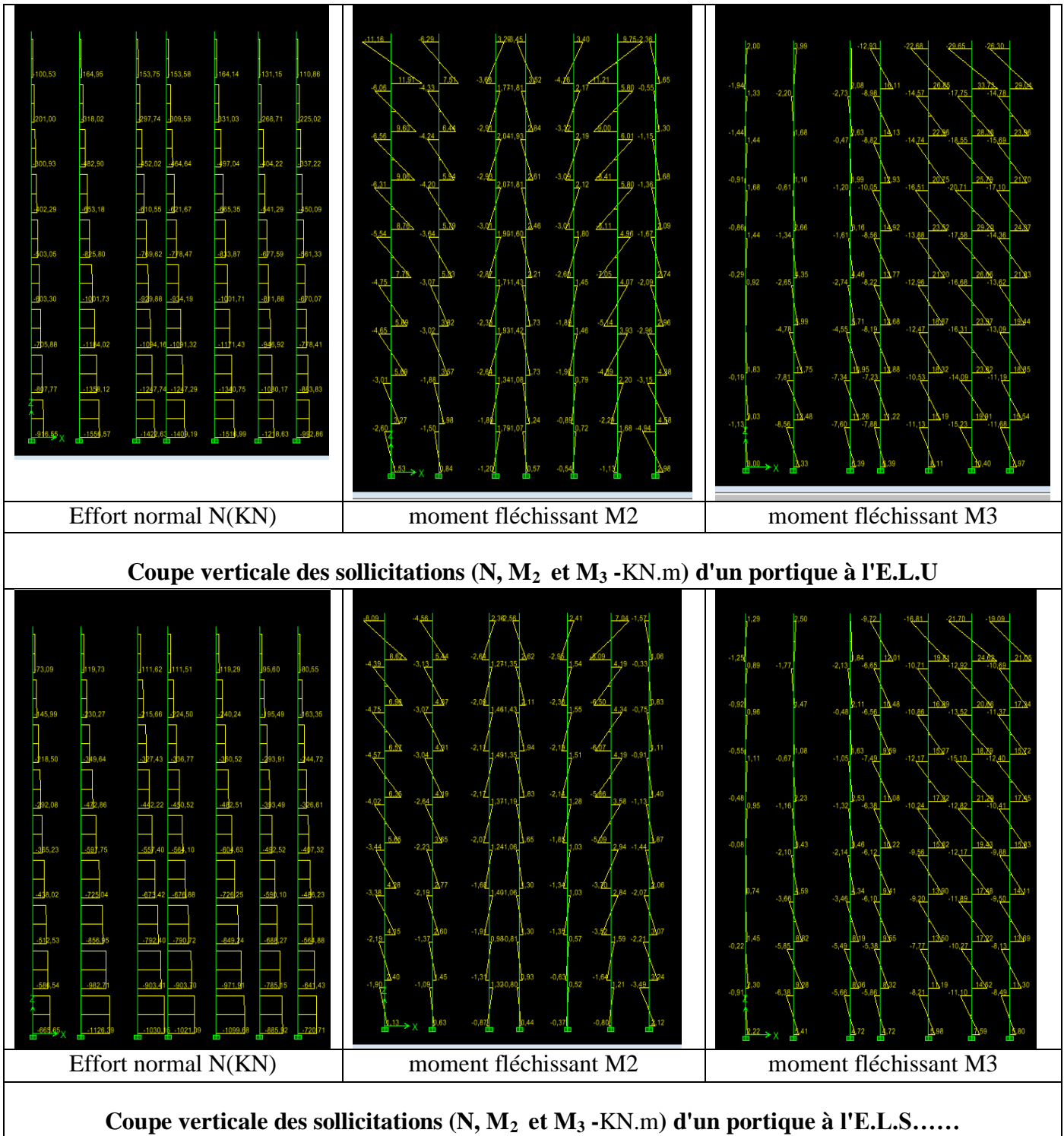
Tableau 6.3 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Effort normal réduit $v : v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$									
Niveau	Section (cm ²)		N° Poteau	N _d (KN)	Combinaison	v	Obser	Section retenue	
	h	b						h	b
R.D.C	0,4	0,5	C10	1776,7	G+Q-EX	0,355	<input checked="" type="checkbox"/>	0,5	0,5
	0,4	0,5	C23	1578,2	G+Q-EY	0,315	<input checked="" type="checkbox"/>	0,5	0,5
	0,4	0,5	C13	1571,2	G+Q-EX	0,314	<input checked="" type="checkbox"/>	0,5	0,5
	0,4	0,5	C14	1519,2	G+Q-EY	0,303	<input checked="" type="checkbox"/>	0,5	0,5
Etages : 1, 2	0,4	0,45	1,2	1439,52	G+Q-EX	0,7	<input checked="" type="checkbox"/>	/	/
Etages:3, 4,5	0,35	0,45	3, 4,5	967,35	G+Q-EX	0,193	<input checked="" type="checkbox"/>	/	/
Etages: 6, 7,8	0,35	0,4	6, 7,8	457,75	G+Q-EX	0,091	<input checked="" type="checkbox"/>	/	/

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

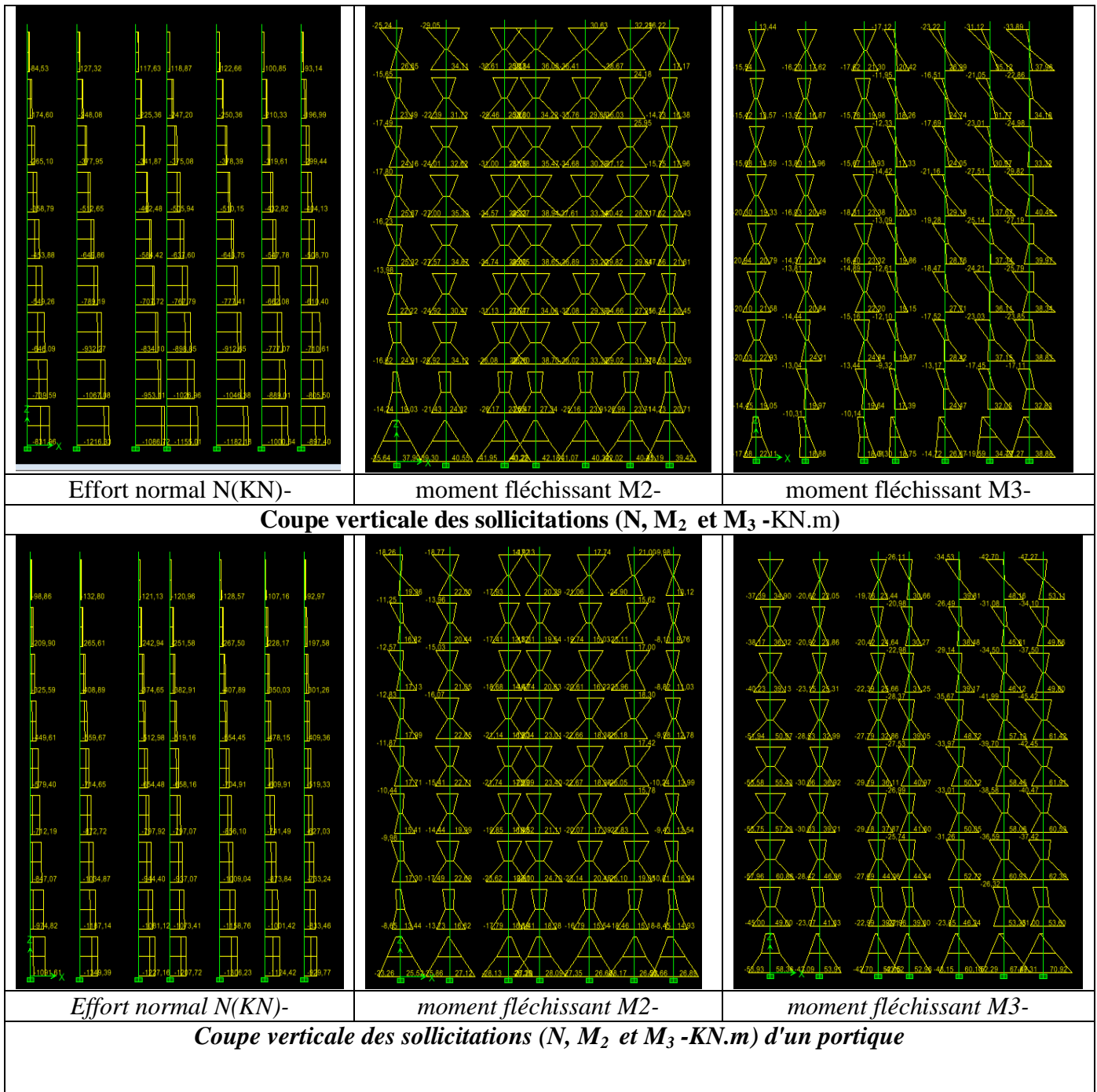
6.2.4.1. Sous combinaison statique (ELU et ELS)

Tableau 6.4 : Diagrammes des sollicitations (N, M₂, M₃) dans les poteaux



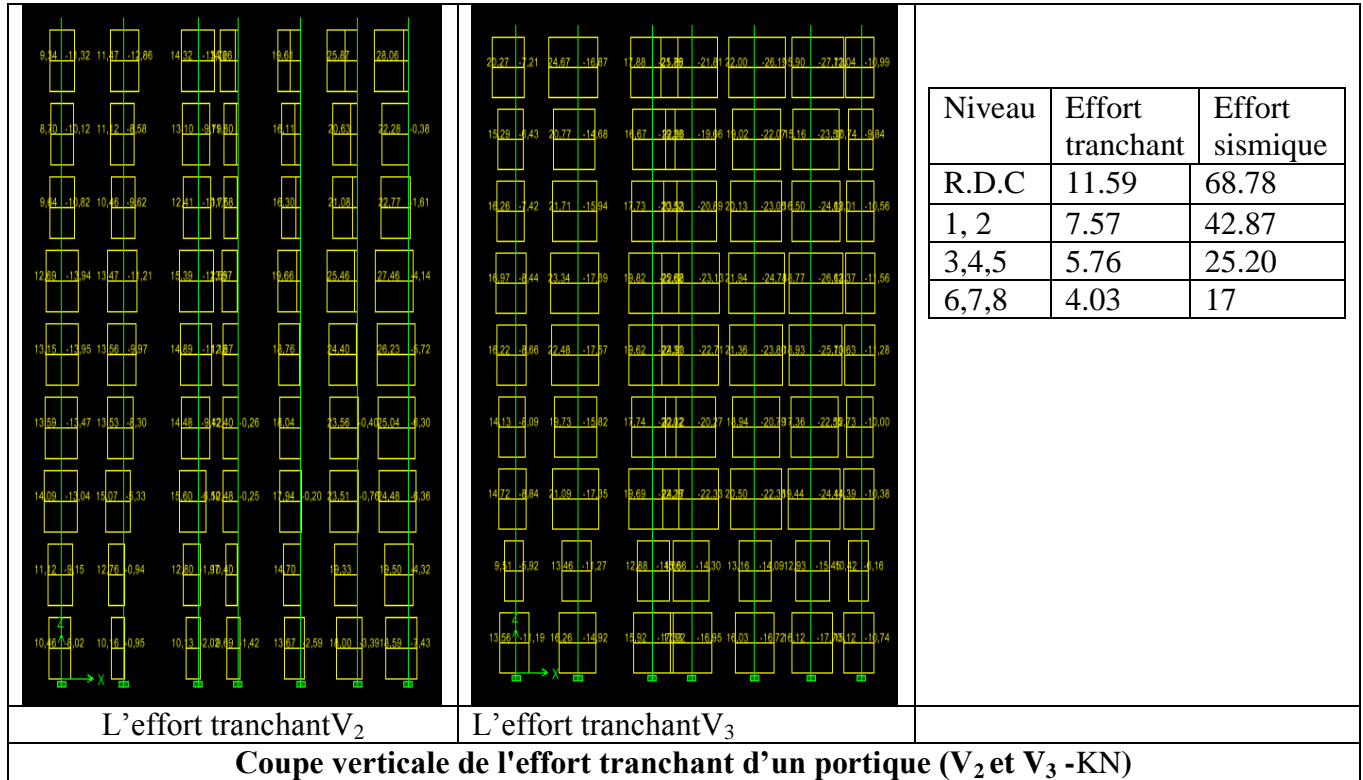
6.2.4.2. Sous combinaison sismique

Tableau 6.5 : Diagrammes des sollicitations (N, M_{2,3}) dans les poteaux



6.2.5. Diagramme des Efforts tranchants (V₂, V₃ -KN)

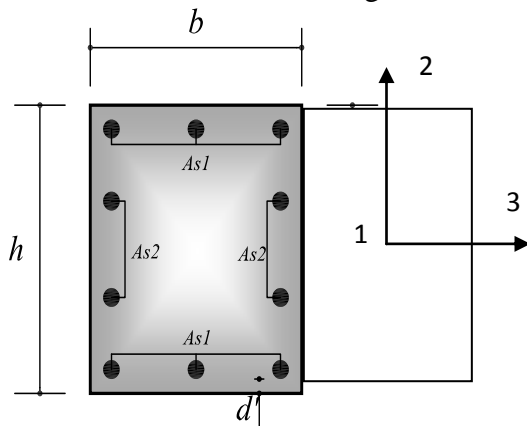
Tableau 6.6 : Diagrammes des sollicitations ($V_{2,3}$) dans les poteaux



6.2.6. Etape de calcul

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

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



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

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

6.2.7. Sollicitations de calcul

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

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

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

Entre le cas (n°3 et n°4) en prend le plus défavorable

Tableau 6.7 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	1838.14	5.09	84.88	-245.82	435.86	21.1
1et2	1615.45	9.16	111.27	180.25	-355.53	54.8
3,4et5	1194.61	11.23	106.91	165.92	-233.39	66.73
6,7et8	592.25	12.54	71.91	113.52	-67.71	46.06

6.2.8. Ferrailage type du poteau le plus sollicité

6.2.8.1. Armature Longitudinales

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau (tab.6.9).

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du RDC avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 1838.14 \text{ KN}$ $M_{cor} = 5.09 \text{ KN.m}$
- $M_{max} = 84.88 \text{ KN.m}$ $N_{cor} = -245.82 \text{ KN}$
- $N_{min} = 435.86 \text{ KN}$ $M_{cor} = 21.10 \text{ KN.m}$

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 0.45 \text{ m}; d_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$N = 1838.14 \text{ KN (de compression)}$$

$$M = 5.09 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.0027 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.5/2 = 0.25 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0)b \cdot h \cdot f_{bu}(I)$$

$$M_A = M + N \times (d-h/2) = 5.09 + 1838.14 \times (0.45 - 0.5/2) = 372.72 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 1838.14 \times 10^{-3} \times (0.45 - 0.05) - 372.72 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.05) \times 0.5^2 \times 14.2$$

$$0.362 \geq 0.454 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{372.72 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45^2 \times 14.2} = 0.259$$

$$\mu_{bu} = 0.259 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.382$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.381m \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{372.72 \times 10^{-3}}{0.381 \times 348} = 28.10 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -24.72 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous M_{min} et N_{cor} :

$$M = 21.1 \text{ KN.m}, N = 435.86 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.0048 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

(I) $\Rightarrow 0.066 \geq 0.454$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 108.27 \text{ KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0753 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0979 \Rightarrow z = 0.432 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 7.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -5.332 \text{ cm}^2 \leq 0$$

c) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 84.88 \text{ KN.m}, N = -245.82 \text{ KN} \Rightarrow e_G = -0.345 \text{ m}$$

(I) $\Rightarrow -0.0357 \geq 0.454$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 134.044 \text{ KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0932 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.122 \Rightarrow z = 0.380 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 10.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 3.05 \text{ cm}^2$$

Tableau 6.8 : Calcul du ferrailage longitudinal dans les poteaux

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RP} A (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
RDC	50×50	0	8.52	20	31.04	4HA20+12HA14
1 et 2 ^{ème} étage	40×45	1.41	8.36	14.40	24.89	4HA20+8HA14
3,4 et 5 ^{ème} étage	35×45	0	7.47	12.60	24.89	4HA20+8HA14
6,7 et 8 ^{ème} étage	35×40	0	4.19	11.20	14.20	4HA16+4HA14

6.2.8.2. Armature transversale

✓ Longueur de recouvrement

$$l_r \geq 40 \phi_{l,max} \Rightarrow l_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

✓ Espacement

-Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{l,min}, 15 \text{ cm}) = \min(14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{l_{min}} = 15 \times 1.4 = 21\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$

✓ **Quantité d'armature minimale**

On a pour étage RDC : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 * 3.06}{0.5} = 4.28 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5 :$

-zone nodale : $A^{\min} = 0.55\%(t \times b) = 0.55\%(10 \times 50) = 2.75\text{cm}^2$

-zone courante : $A^{\min} = 0.55\%(t \times b) = 0.55\%(15 \times 50) = 4.125\text{cm}^2$

$$D'où : A_t = \frac{3.75 \times 0.1 \times 68.778 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400} = 1.28\text{cm}^2$$

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

Tableau 6.9 : Calcul du ferrailage transversal dans les poteaux

Pot	$\Phi_{l_{min}}$ (cm)	$\Phi_{l_{max}}$ (cm)	Vu (KN)	Z nodale	Z courante	At (cm ²)	Amin		At _{adop} (cm ²)
							Z.N	Z.C	
50×50	1.4	2	68.78	10	15	1.28	2.75	4.12	2 Cadre T8
40×45	1.4	2	42.87	10	15	0.89	2.47	3.71	
35×45	1.4	2	25.20	10	15	0.52	2.47	3.71	
35×40	1.4	1.6	17	10	15	0.265	1.20	1.80	

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

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

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

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

Tableau 6.10. Vérification aux sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	τ_{buadm} (MPa)	Obs.
RDC	50×50	214.2	4.284	0.040	45	68.78	0.305	1	✓
1, 2 ^{ème} étage	40×45	214.2	4.76	0.040	40	42.87	0.268	1	✓
3, 4, 5 ^{ème} étage	35×45	214.2	4.76	0.040	40	25.20	0.157	1	✓
6, 7, 8 ^{ème} étage	35×40	214.2	5.355	0.075	35	17	0.139	1.875	✓

6.2.8.4. Vérification à l'E.L.S

- Contraintes

Tableau 6.11 : Vérification des contraintes dans les poteaux

Niveau	RDC	1et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} étage	6,7et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	50×50	40×45	35×45	35×40
d (cm)	45	40	40	35
A' (cm ²)	10.09	9.36	9.36	5.56
A (cm ²)	10.09	9.36	9.36	5.56
N ^{ser} (KN)	1337.95	1175.6	869.64	431.59
M ^{ser} (KN.m)	3.70	6.66	8.19	9.14
σ_{bc1} (MPa)	4.92	6.03	5.21	3.57
σ_{bc2} (MPa)	4.63	5.27	4.16	1.94
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

6.2.9. Disposition constructive des armatures dans les poutres

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

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

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

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

6.2.10. Schéma de ferrailage

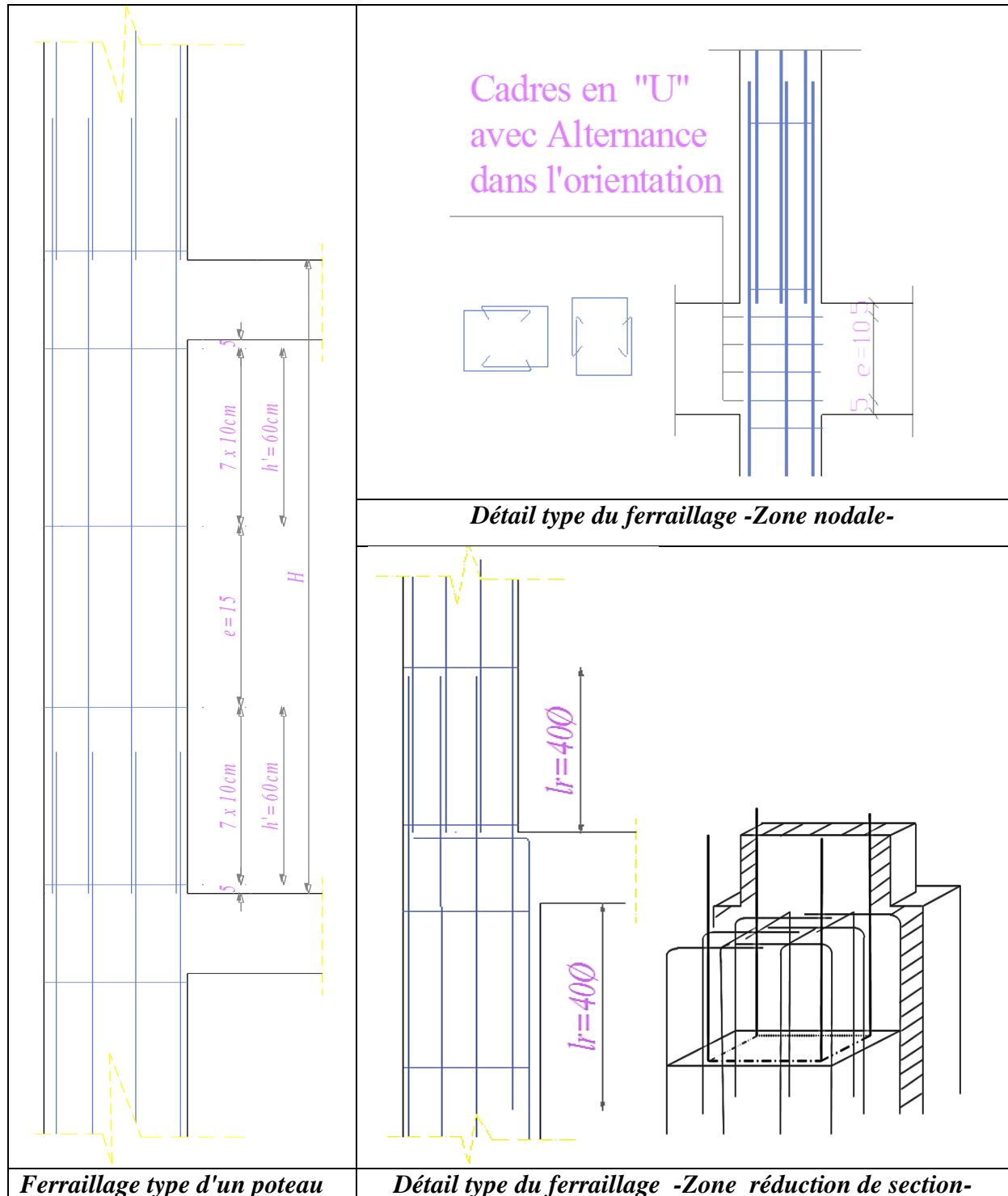


Figure 6.8: Ferrailage des poteaux (Coupe verticale)

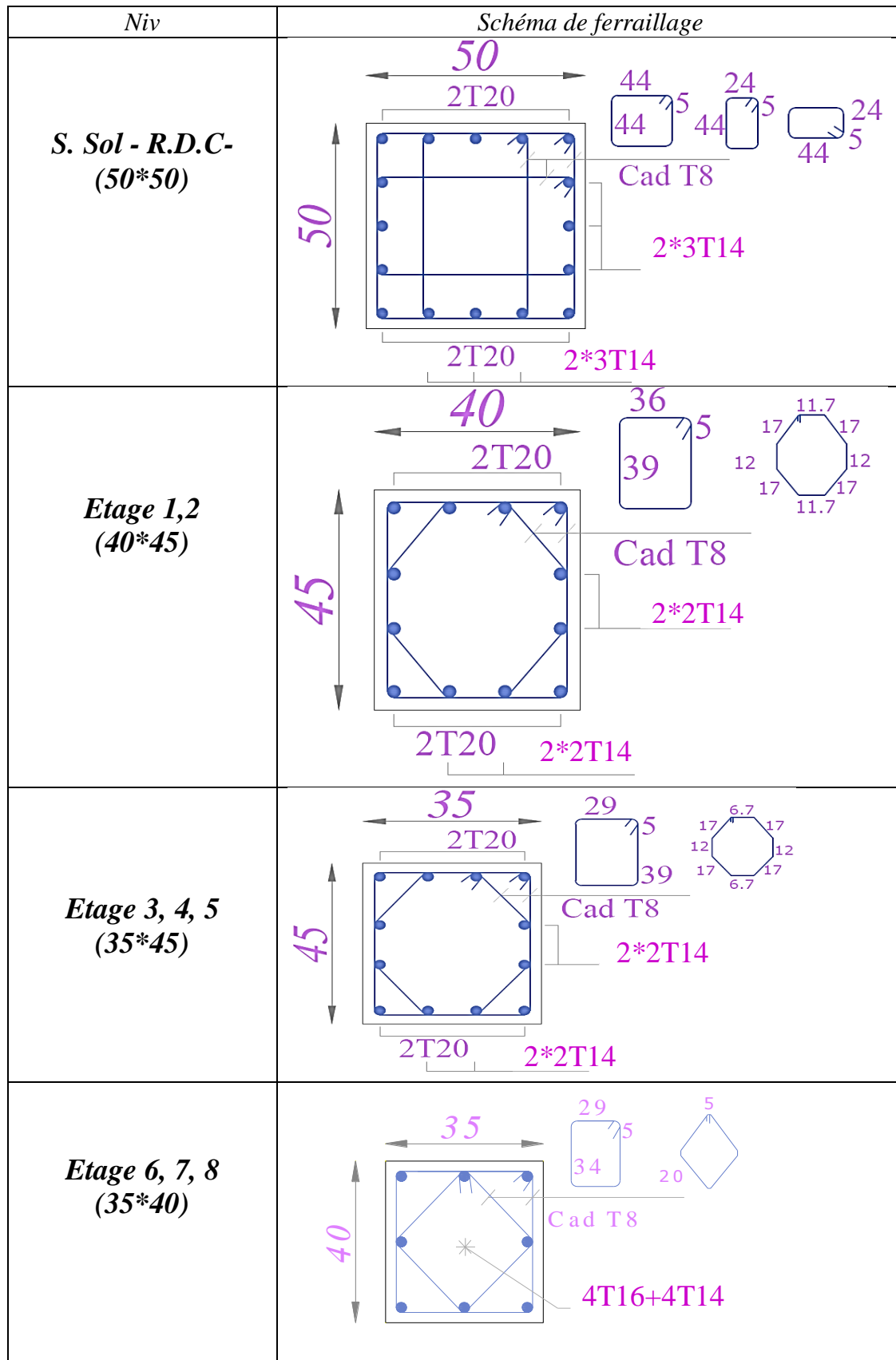


Figure 6.9:Ferrailage des poteaux (Vue en plan)

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

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

6.3.1. Dispositions constructives

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

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

Le R.P.A99/2003 exige que :

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

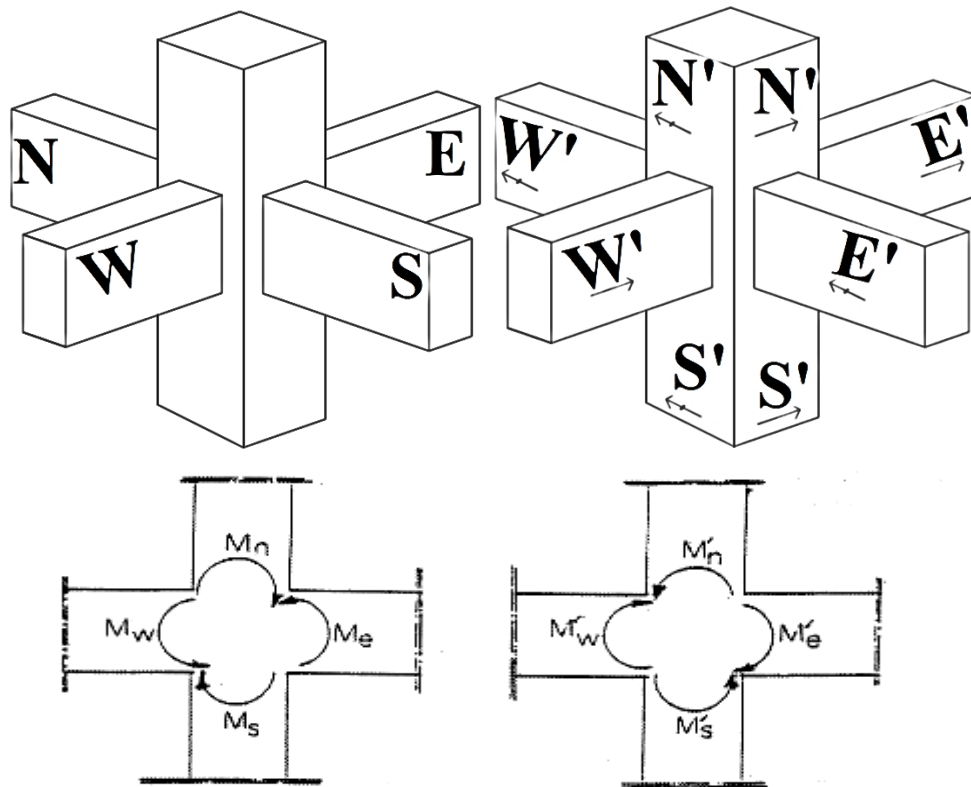


Figure 6.8: Dimensionnement des nœuds poteaux-poutres

6.3.2.2. Détermination du moment résistant dans les poteaux

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

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

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

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

Tableau 6.12. Vérification de la zone nodale en plan

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25(M_W+M_E)$	Obs
RDC	474.91	350.799	825.70	101.288	101.288	253.22	vérifiée
Etage1	350.799	350.799	701.59	101.288	101.288	253.22	vérifiée
Etage2	350.799	350.799	701.59	101.288	101.288	253.22	vérifiée
Etage3	350.799	350.799	701.59	101.288	101.288	253.22	vérifiée
Etage4	350.799	350.799	701.59	101.288	101.288	253.22	vérifiée
Etage5	350.799	185.41	536.20	101.288	101.288	253.22	vérifiée
Etage6	185.41	185.41	370.82	101.288	101.288	253.22	vérifiée
Etage7	185.41	185.41	370.82	101.288	101.288	253.22	vérifiée
Etage8	185.41	185.41	370.82	101.288	101.288	253.22	vérifiée

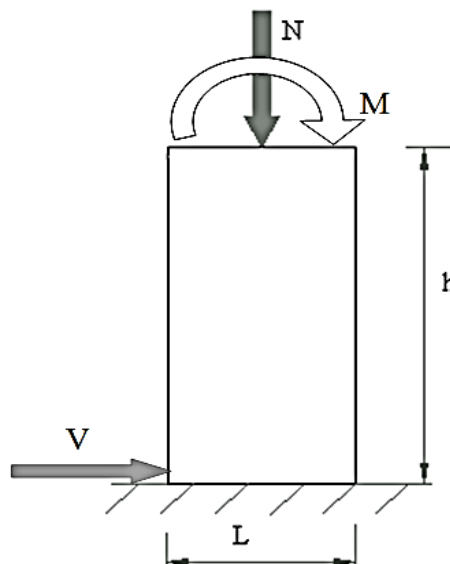
→La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

6.4. Voiles

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

6.4.1. Type de Sollicitation

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



6.4.2. Recommandation du R.P.A99/2003

6.4.2.1. Combinaison de charge

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

	<i>B.A.E.L 91</i>		<i>RPA99 version 2003</i>
<i>Poutres</i>	ELU : $1,35G+1,5Q$	ELS : $G+Q$	Accidentelle : $0,8G\pm 1,09Ex / G+Q\pm 1,09Ex$ $0,8G\pm 1,13Ey / G+Q\pm 1,013Ey$

Avec :

G : Sollicitations dues aux charges permanentes,

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

6.4.2.2. Armature longitudinale

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

- L'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0,20 \cdot L_t \cdot e$.

Avec: L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$ (e : épaisseur du voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

6.4.2.3. Armature horizontale

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

6.4.2.4. Armature transversale

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

6.4.2.5. Armature de couture

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

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

6.4.2.5. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

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

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

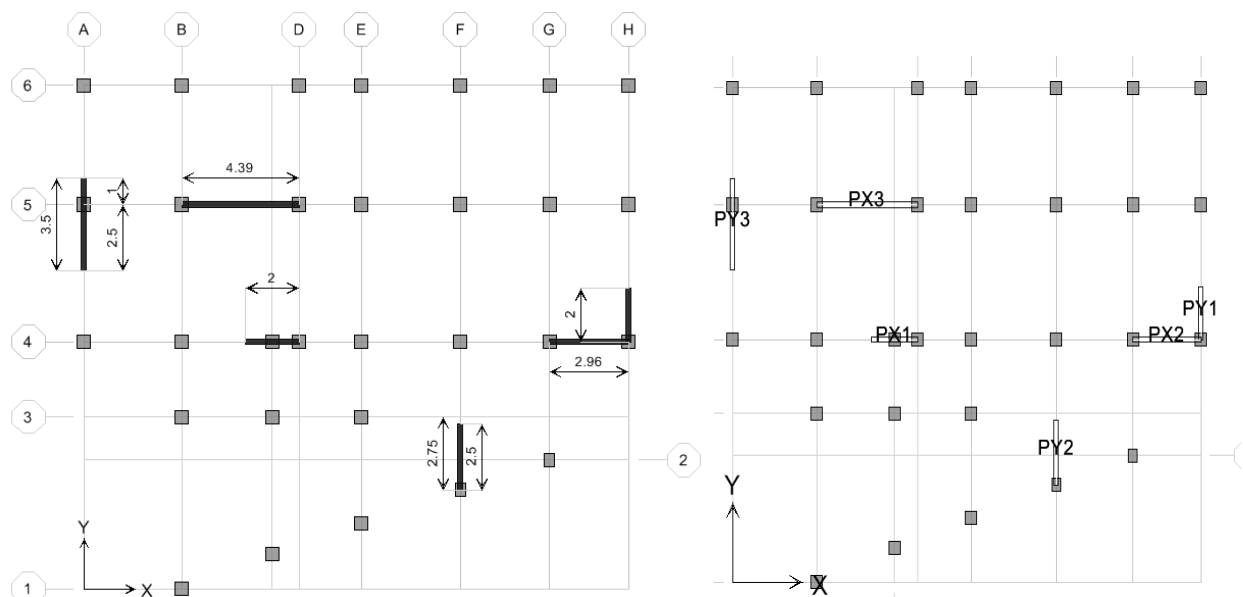
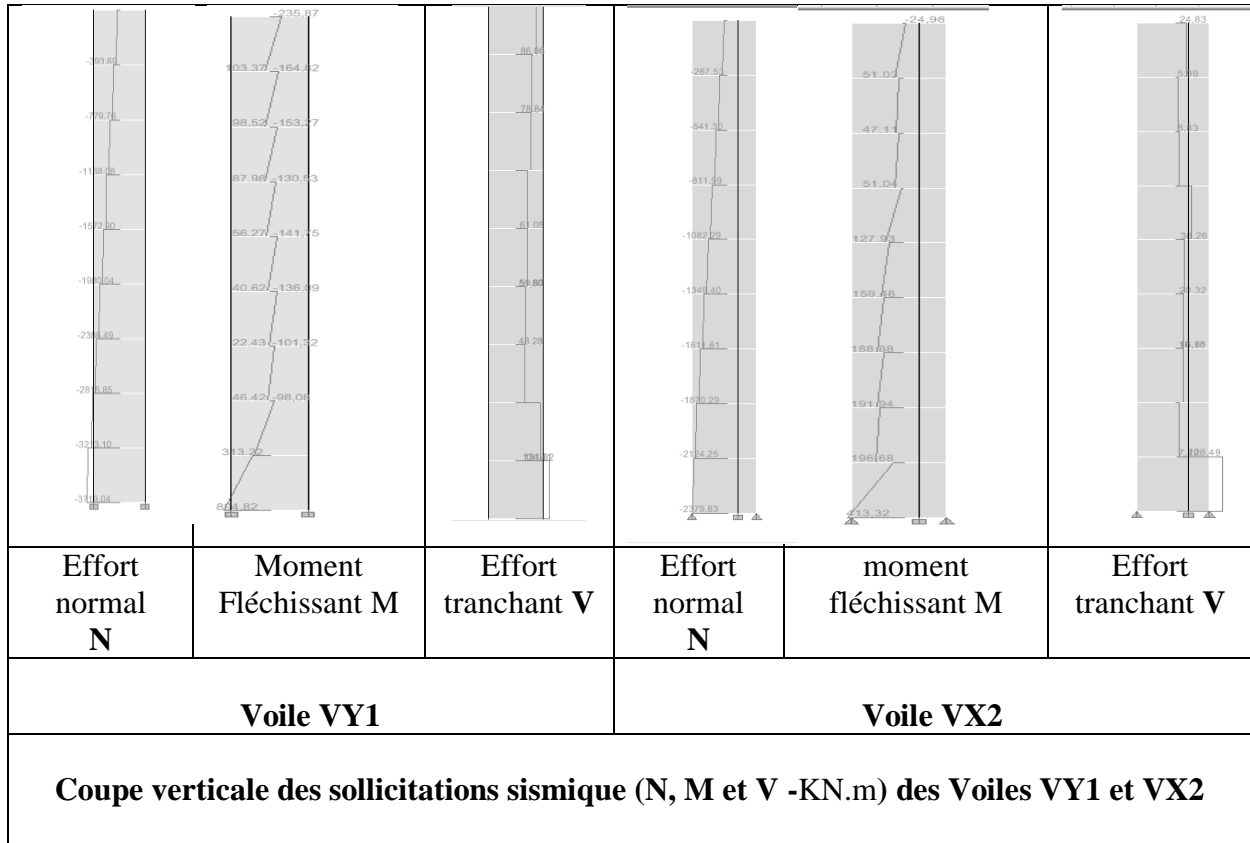


Figure 6.10: Repérage des voiles

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

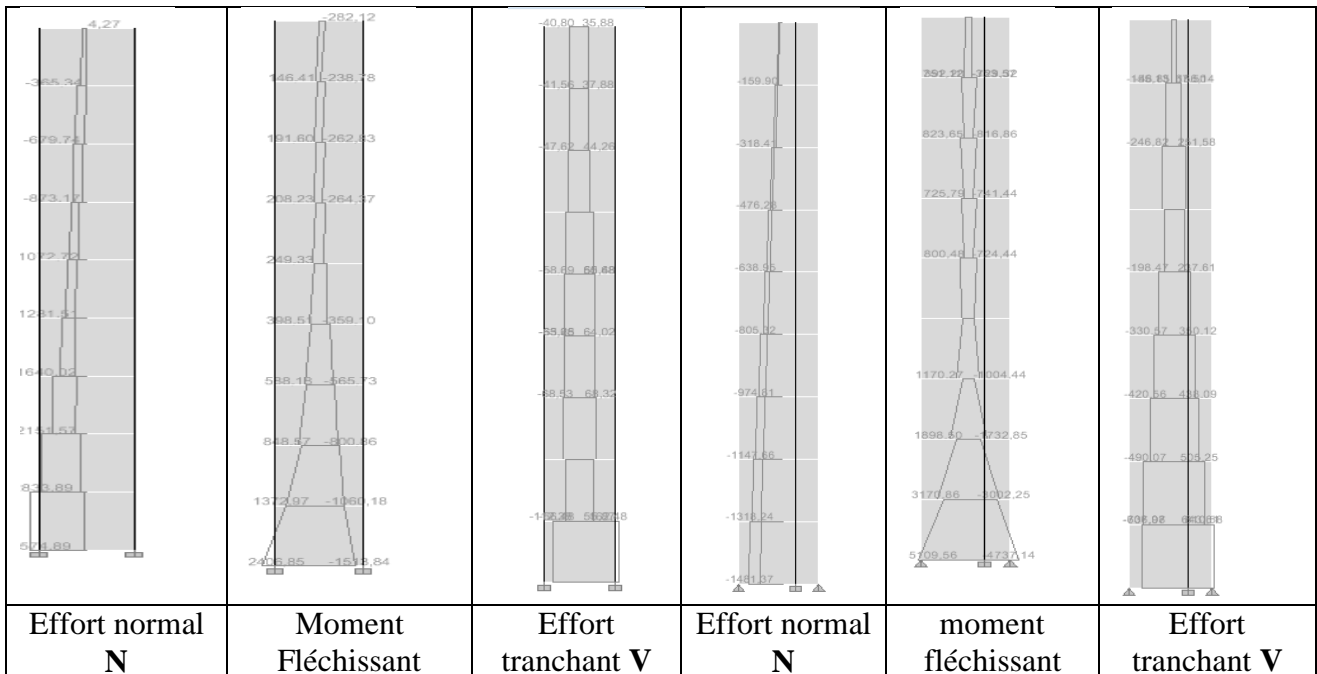
6.4.3.1. Sous combinaison sismique

Tableau 6.14.Sollicitation sismique dans les voiles



6.4.3.2. Sous combinaison statique

Tableau 6.15 : Sollicitation statique dans les voiles



Voile VY1	Voile VX1
Coupe verticale des sollicitations statique (N, M et V -KN.m) des Voiles VY1 et VX1	

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

Cas n°1 : $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant (Compression)

Cas n°2 : $N_{\min} \rightarrow M$ correspondants (Traction)

Cas n°3 : $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

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

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

Niveaux	Voile VY3				Voile VX2			
	Comb.	N	M	V	Comb.	N	M	V
R.D.C	0.8G+Ey	1005.73	5109.56	108.49	0.8GEx	729.52	6232.84	181.62
Etages : 1, 2	0.8G+Ey	899.41	3170.85	18.86	0.8G+Ex	679.17	4295.64	134.41
Etages : 3,4,5	0.8G+Ey	1004.44	974.81	38.26	0.8G+Ey	565.73	1640.02	51.80
Etages : 6,7,8	0.8G+Ey	424.87	816.85	24.83	0.8G+Ey	127.35	873.16	78.95

6.4.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

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

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

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

$$d \leq \min \left(\frac{h_c}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

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

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

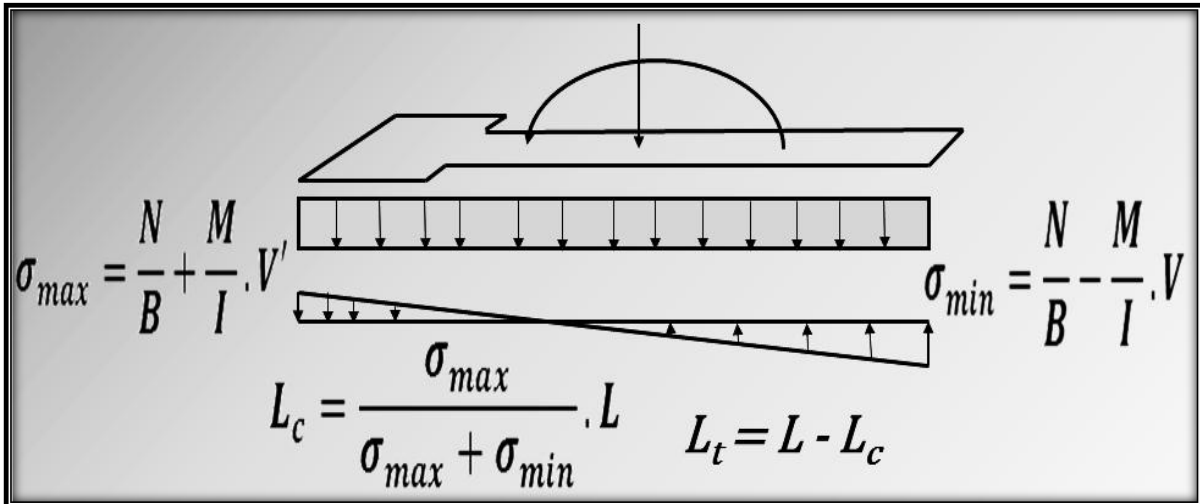
Avec : N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

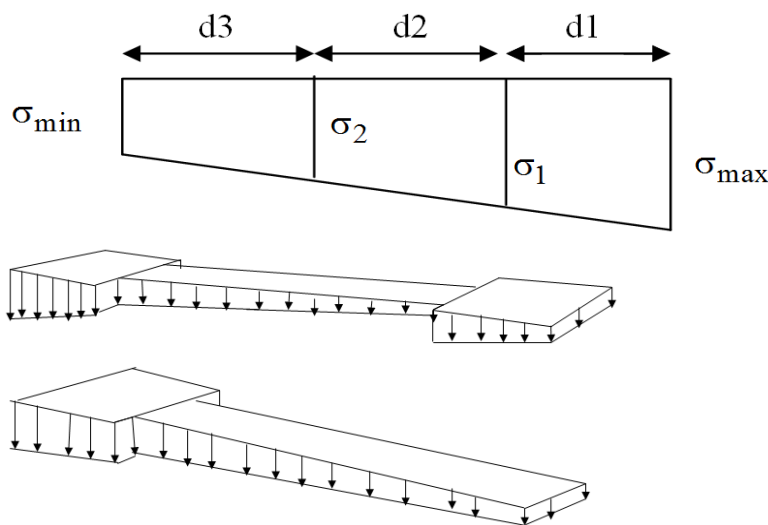
V : bras de levier

- I : l'inertie de voile
- h_e: hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c: longueur de la zone comprimée.
- L_t: longueur de la zone tendue.



- On distingue 3 cas :
1. Section entièrement comprimée
 2. Section entièrement tendue
 3. Section partiellement comprimée

6.4.4.1. Section entièrement tendue



- (σ max, σ min) < 0

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

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

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

- A_v = $\frac{N_i}{\sigma_{s2}}$

- Si : A_{vi} ≤ A_{min} = 0.20% . e . L
 → A_{retenue} = A_{min}

Sinon : → A_{retenue} = A_{vi}

6.4.4.2. Section entièrement comprimée

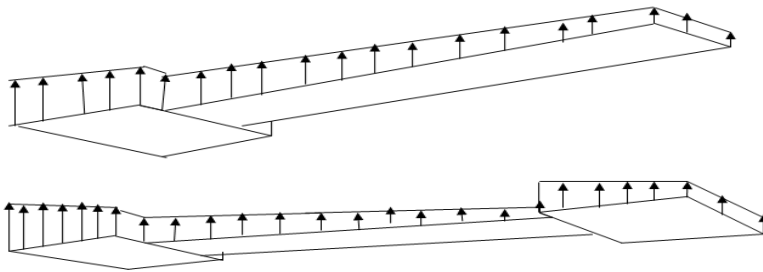
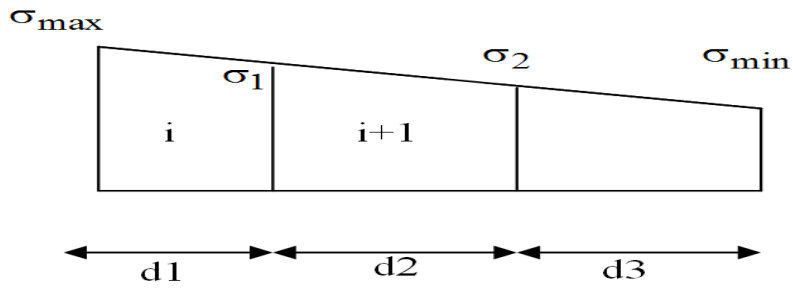
- (σ max, σ min) > 0

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

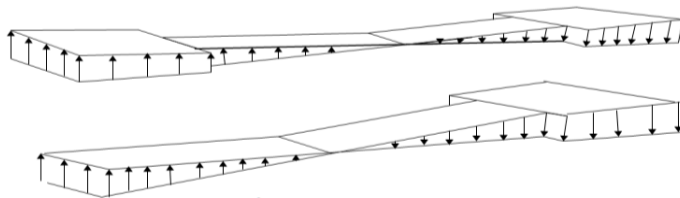
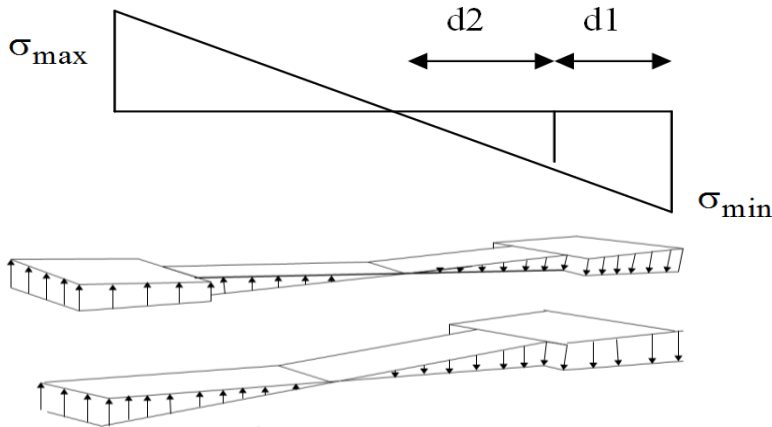
-

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

A_v = $\frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$



6.4.5 Section partiellement comprimée



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

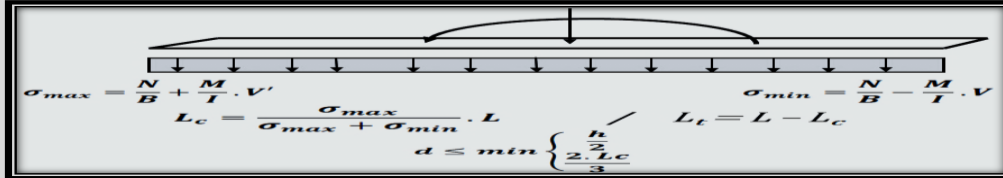
Ferraille+B2++B2:I66B+B2:I662:I67:I66g+H61+B2:I24+B2:I27+H61+B2:I24+B2:I30+B2:I35+B2:I38+H61+B2:I24+B2:I42

Vx2 étage (RDC)

I.° / Caracteristiques géométriques

L (m) =	3,46	S (m ²) =	1,115
e (m) =	0,2	I (m ³) =	1,4158
V' (m) =	1,73	I (m ³) =	3,06
V (m) =	1,73		

II.° / Calcul Des Contraintes



Normale / Accidentelle (1/2)

N (KN)	729,52	σ _{max} (KN / m ²)	9003,49
M (KN.m)	6832,84	σ _{min} (KN / m ²)	-7694,934
V (KN)	181,62	L _c (m)	1,866
	ok,	L _t (m)	1,6



→ Section Partiellement comprimée

II.° / Ferrailage Vertical

1° Section de ferrailage

Fc28 (Mpa)	25	Fe (Mpa)	400
Fbu (Mpa)	18,48	fst (Mpa)	400
Ft28 (Mpa)	2,1	Tadm (MPa)	5

d (m) ≤ 1,244

Prendre 3Tronçons

Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3	
d1 (m)	0,5	d2 (m)	1,1	d3 (m)	0
e1 (m)	0,5	e2 (m)	0,2	e3 (m)	0,2
σ1 (KN/m ²)	-5290,2672	σ2 (KN/m ²)	0	σ3 (KN/m ²)	0
N1 (KN)	-1623,151	N2 (KN)	-581,93	N3 (KN)	0
Av1 (cm ²)	40,5788	Av2 (cm ²)	14,5483	Av3 (cm ²)	0

2° / Aramature de couture

Avj (cm²) 4,99455

3° Pourcentage min préconisé par le RPA

Dans tous le voile	Amin (cm ²)	16,725
Dans la zone comprimée	Amin (cm ²)	6,92
Dans la zone tendue	Amin (cm ²)	9,4

4° Espacement des barres

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

5° Ferrailage choisie

14T20 ≡	2*8
43,98cm ²	T12e=15cm =
	18,10 cm ²

III.° / Ferrailage Horizontale

1° Section de ferrailage R.P.A

AH1 (cm ²)	10,1447	AH2 (cm ²)	3,637075	AH3 (cm ²)	0
Cadre	4*7T8 /ml ≡ 14,07 cm ²		2*7T8/ml ≡ 7,04m ²		

IV.° / Contraintes de Cisaillement

1,4V (KN)	254,268	τ (MPA)	0,46163399	≤	Tadm (MPA)	5
-------------	---------	-----------	------------	---	--------------	---

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

Zone		R.D.C	1-2	3-4-5	6-7-8	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.46	3.36	3.31	3.31	
	B (m ²)	1.115	0.872	0.837	0.802	
	e (m)	0.20	0.20	0.2	0.2	
	V'	1.73	1.68	1.655	1.655	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m ²)	9003.49	7504.56	2905.62	1319.7	
	σ_{min} (KN/m ²)	-7694.934	-5946.83	1013.18	857.75	
	V _U (KN)	181.62	134.41	51.8	78.84	
	L _t	1.6	1.49	0.86	1.31	
	L _c	1.866	1.875	2.455	2.007	
	d	1.244	1.25	1.53	1.338	
ferraillages	σ_i (KN/m ²)	σ_1	-5290.26	-4350.36	600.84	628.58
		σ_2	0	0	0	0
		σ_3	/	/	/	/
	N (KN)	N ₁	-1623.15	-926.74	127.10	104.04
		N ₂	-581.93	-474.19	30.64	60.34
		N ₃	0	0	0	0
	A _v (cm ²)	A _{v1}	40.57	23.16	3.17	2.60
		A _{v2}	14.54	11.85	0.76	1.5
		A _{v3}	/	/	0	/
	A _{min} R.P.A		16.72	13.08	12.55	12.03
	A _{adopté} (cm ²)		43.98	24.13	12.95	11.31
	Choix /d1		14AH20	12HA16	4HA14+6HA12	10HA12
	Choix /d2		8HA12	7HA12	4HA12	7HA10
	Choix /d3		/	/	/	/
	S _t (cm)		(10,15)	(10,15)	(10 ,15)	(10,15)
	A _{H/d1} (cm ²) /ml		7.04	7.04	7.04	7.04
	Choix par face/ml		7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
	A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²			
	A _{vj} couture calcul		4.99	3.69	1.42	2.16
	Choix par nappe		7HA8	7HA8	7HA8	7HA8
A _{vJadopté} (cm ²)		3.52	3.52	3.52	3.52	
Cont. Cisaillement	τ_b (Mpa)	0.46	0.34	0.131	0.2	
	$\tau_{badm}=0.2f_{c28}$	5	5	5	5	

5.2.6.5.Zone 1 : R.D.C

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e _{voile} (m)
1,115	3.46	1.4158	1.73	1.73	(0.5x0.5)	0,2

5.2.6.6.Zone 2 : Etage 1 / 2

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e _{voile} (m)
0.872	3.36	1.073	1.68	1.68	(0.4x0.45)	0,2

5.2.6.7.Zone 3 : Etage 3 / 4/5

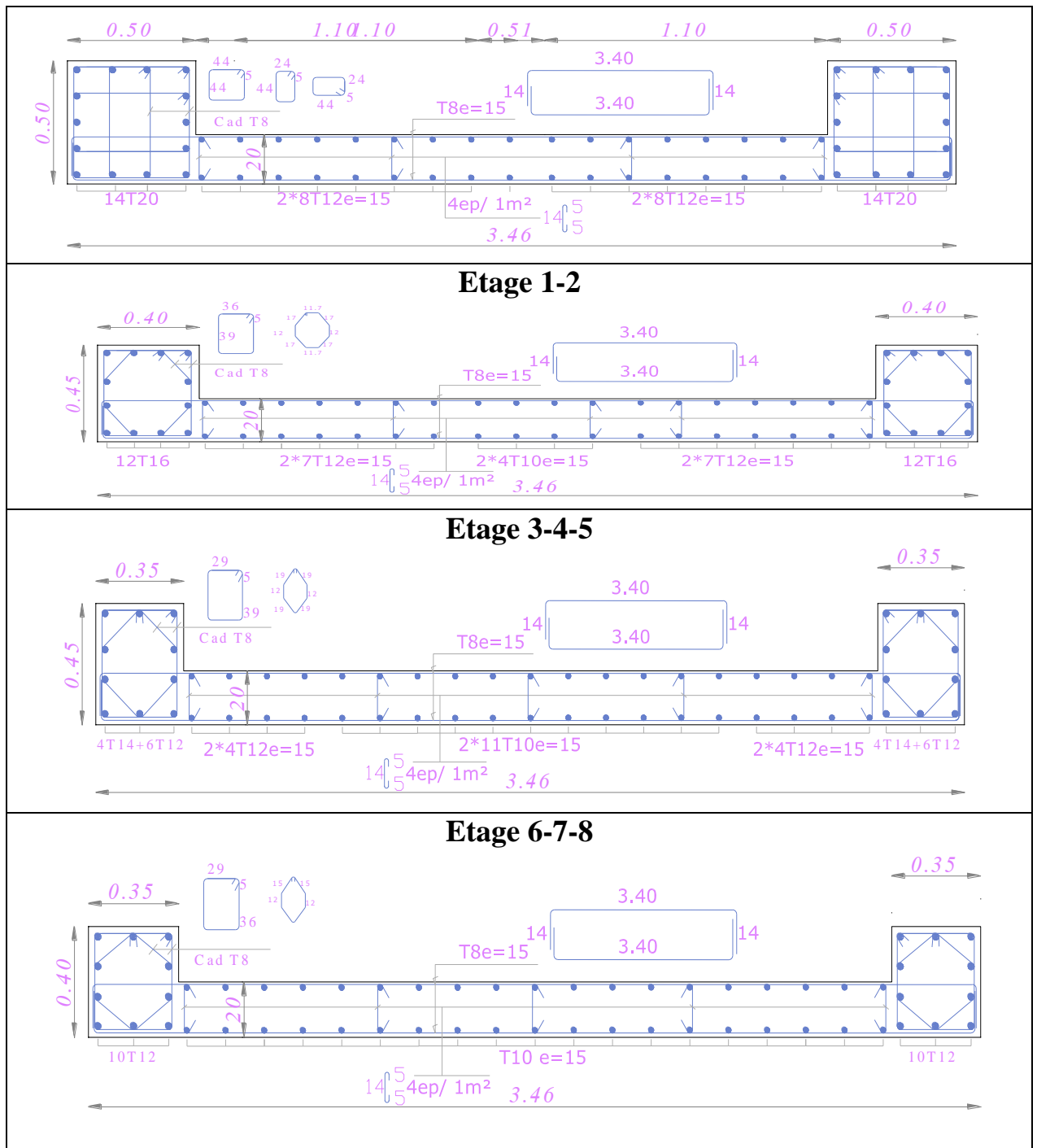
B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0.837	3.31	0.9895	1.655	1.655	(0.35x0.45)	0,2

5.2.6.8.Zone 4 : Etage 6 / 7/8

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0.802	3.31	0.9125	1.655	1.655	(0.35x0.40)	0,2

5.2.6.9.Schéma du ferrailage

R.D.C/ S.Sol



5.2.7. Ferrailage d'un voile type selon YY

GQ+E _{X,Y} , 0.8G+E _{X,Y}					
Zone		R.D.C	1-2	3-4-5	6-7-8
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.5	3.5	3.5
	B (m²)	0.85	0.79	0.7675	0.76
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
	V'	1.882	1.835	1.816	1.809
Sollicitat	σ _{max} (KN/m²)	12542.11	8430.19	3612.46	2473.96

ion de calcul	σ_{\min} (KN/m ²)	-10175.69	-6153.21	-1072.24	-1355.88	
	V_U (KN)	108.49	18.86	38.26	24.83	
	L_t	1.57	1.48	0.81	1.24	
	L_c	1.933	2.02	2.699	2.269	
	d	1.288	1.349	1.53	1.507	
ferraillages	σ_i (KN/m ²)	σ_1	-5185.06	-2951.87	-52.95	-513.92
		σ_2	-1944.4	-1288.84	0	-131.21
		σ_3	0	0	0	0
	N (KN)	N_1	-1182.77	-701.09	-86.64	-141.97
		N_2	-891.18	-381.66	-0.447	-47.16
		N_3	-58.33	-39.95	0	-1.57
	A_v (cm ²)	A_{v1}	29.56	17.52	2.16	3.59
		A_{v2}	22.27	9.54	0.012	1.13
		A_{v3}	1.45	0.99	0	0.039
	A_{\min} R.P.A		12.75	11.85	11.51	11.4
	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)		30.91	20.36	13.57	9.42
	Choix /d1		6HA20+6HA16	4HA16+8HA16	12HA12	12HA10
	Choix /d2		14HA16	10HA14	4HA14+6HA12	10HA12
	Choix /d3		6HA12	6HA12	/	/
	S_t (cm)		(15,10,15)	(15,10,15)	(15,10)	(15,10)
	$A_{H/d1}$ (cm ²)/ml		11	11	11	11
	Choix par face/ml		7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
	A_t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²			
	A_{vj} couture calcul		2.98	0.51	1.05	0.68
	Choix par nappe		7HA10	7HA10	7HA10	7HA10
$A_{V\text{Jadopté}}$ (cm ²)		5.5	5.5	5.5	5.5	
Cont. Cisaillement	τ_b (Mpa)	0.027	0.047	0.097	0.063	
	$\tau_{\text{badm}}=0.2f_{c28}$	5	5	5	5	

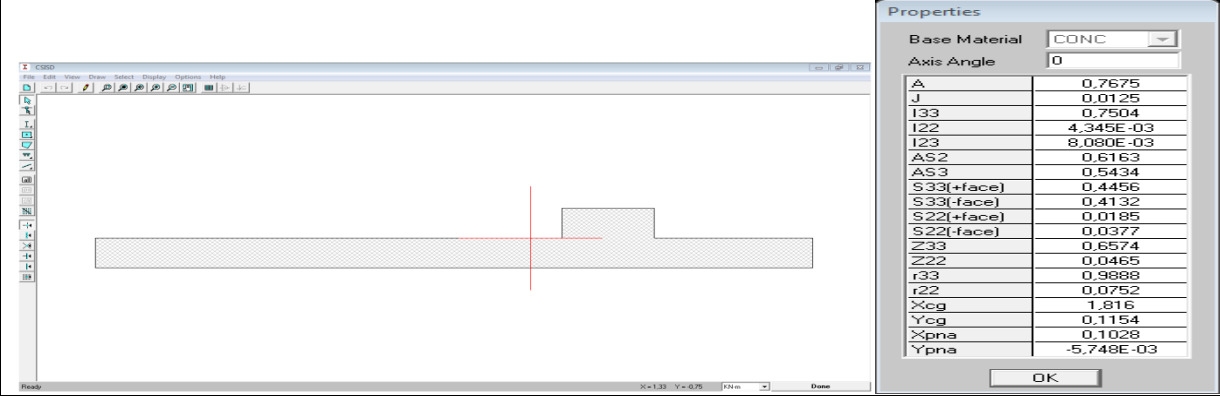
4-6-1.1 Zone I : RDC

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e _{voile} (m)
0.85	3.5	0.7892	1.882	1.818	(0.50x0.50)	0,2

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

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e _{voile} (m)
0.79	3.5	0.761	1.835	1.665	(0.40x0.45)	0,2

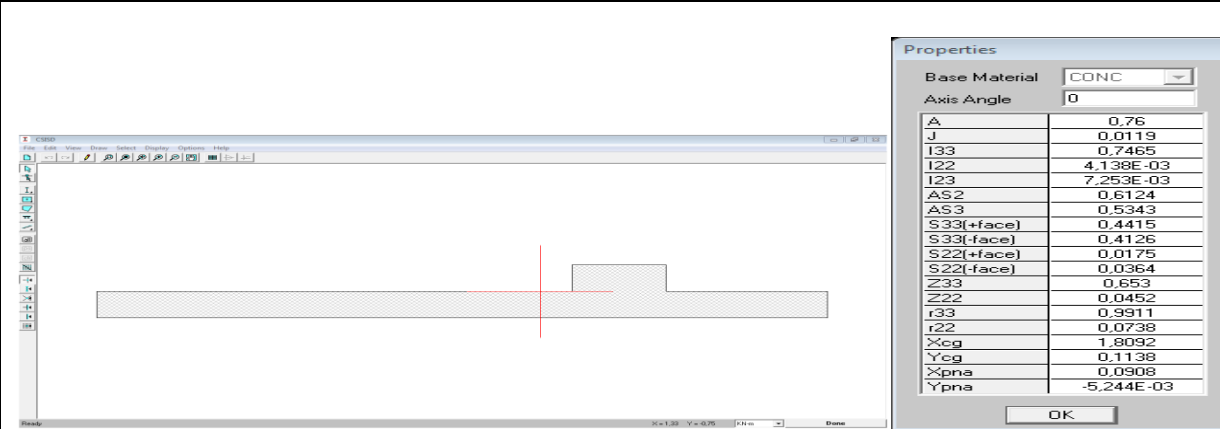
4.6.1.3.Zone 3 : ETAGE3-4-5



Properties	
Base Material	CONC
Axis Angle	0
A	0.7675
J	0.0125
I33	0.7504
I22	4.345E-03
I23	8.080E-03
AS2	0.6163
AS3	0.5434
S33(+face)	0.4456
S33(-face)	0.4132
S22(+face)	0.0185
S22(-face)	0.0377
Z33	0.6574
Z22	0.0465
r33	0.9888
r22	0.0752
Xcg	1.816
Ycg	0.1154
Xpna	0.1028
Ypna	-5.748E-03

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0.7675	3.5	0.7504	1.816	1.684	(0.35x0.45)	0,2

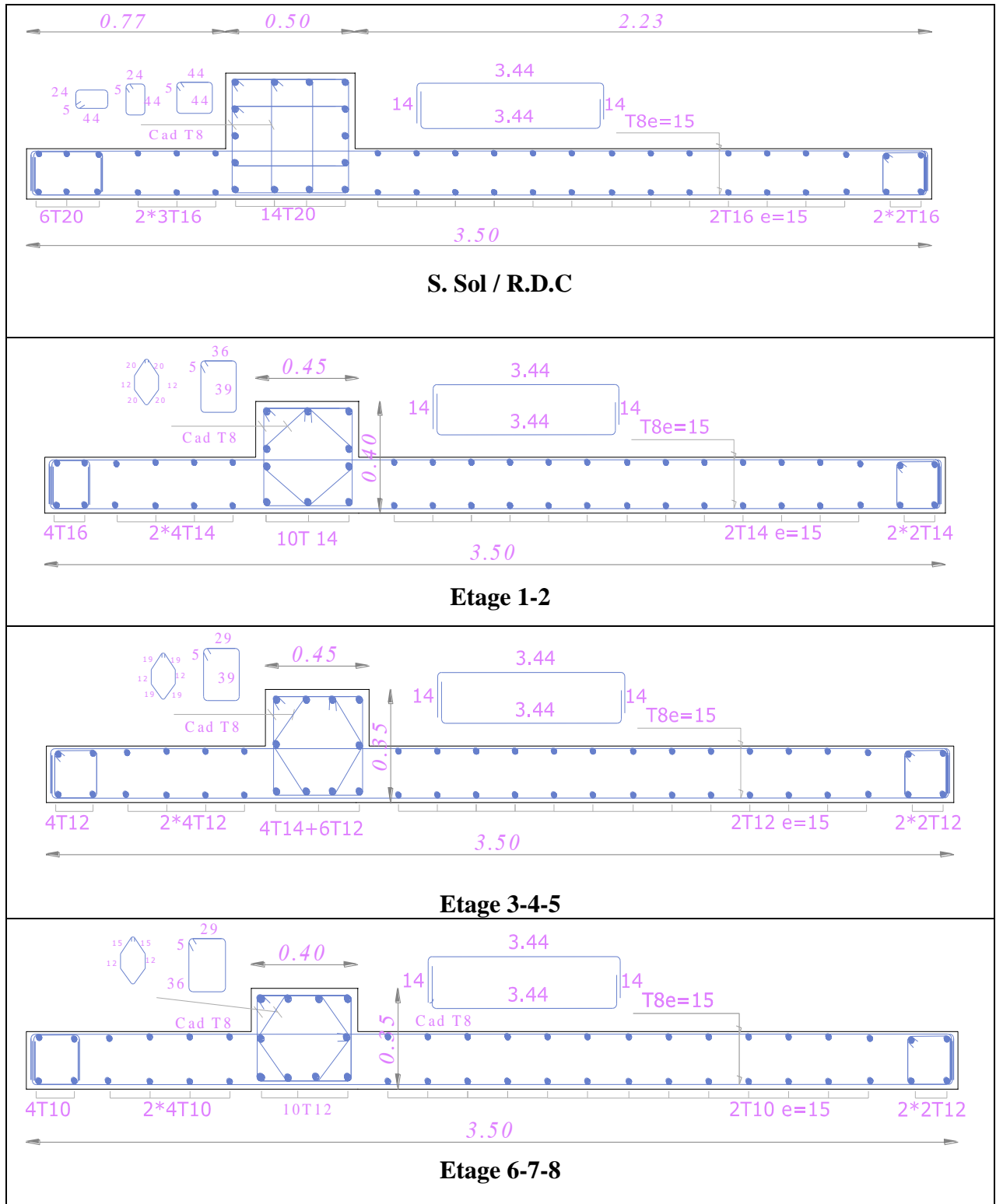
4.6.3.1. Zone4 : Etage 6-7-8



Properties	
Base Material	CONC
Axis Angle	0
A	0.76
J	0.0119
I33	0.7465
I22	4.138E-03
I23	7.253E-03
AS2	0.6124
AS3	0.5343
S33(+face)	0.4415
S33(-face)	0.4126
S22(+face)	0.0175
S22(-face)	0.0364
Z33	0.653
Z22	0.0452
r33	0.9911
r22	0.0738
Xcg	1.8092
Ycg	0.1138
Xpna	0.0908
Ypna	-5.244E-03

B (m ²)	L(m)	I (m ⁴)	V' (m)	V(m)	(a _{Poteau} x b _{Poteau}) (m ²)	e voile (m)
0.76	3.5	0.7465	1.809	1.691	(0.35x0.40)	0,2

4.6.3.2.Schéma du ferrailage



Infra - Structure

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure ;
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Leur choix dépend essentiellement de:

- Type d'ouvrage à construire: l'importance des charges, entre-axes poteaux/voiles;
- La nature, la capacité portante et l'homogénéité du bon sol ;
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol ;
- La raison économique: la facilité d'exécution, temps de réalisation ;

On distingue deux types de fondations

- *Fondation superficielles : utilisée pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol*
- *Fondations profondes : utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : pieux ou puits.*

7. Infrastructure

7.1. Etude du sol

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car le choix d'un type de fondation et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physique et mécanique du sol.

Elles doivent cependant être suffisamment détaillées pour permettre :

- Le classement du site par rapport aux sites types.
- L'utilisation d'une méthode de calcul impliquant la prise en compte des propriétés du sol.
- Localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Conclusion et recommandations du rapport d'étude du sol

- Les essais de laboratoire ont montré que le sol est assez homogène détenant un pouvoir porteur moyen.
- Une analyse chimique n'a relevé aucune agressivité vis à vis du béton de fondation.
- Des fondations superficielles de type filantes ou radier, il laisse l'appréciation et le choix d'adaptation de manière à éviter tout risque de tassement différentiel.

- Un taux de travail de l'ordre de 2.1 bars pour une profondeur d'ancrage moyenne de 1,5 m/terrain naturel ;
- Vu les propriétés mécaniques de notre sol, il est classé en site S_3 (Site meuble).

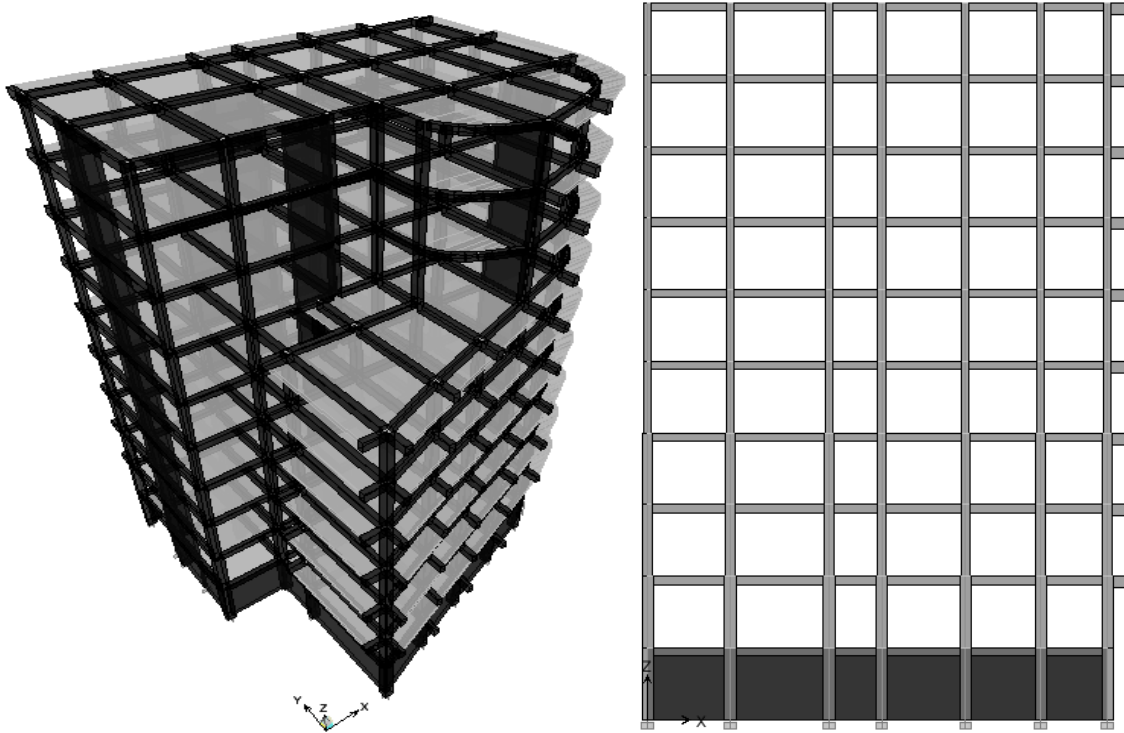


Figure 7.1. Modèle de l'infrastructure

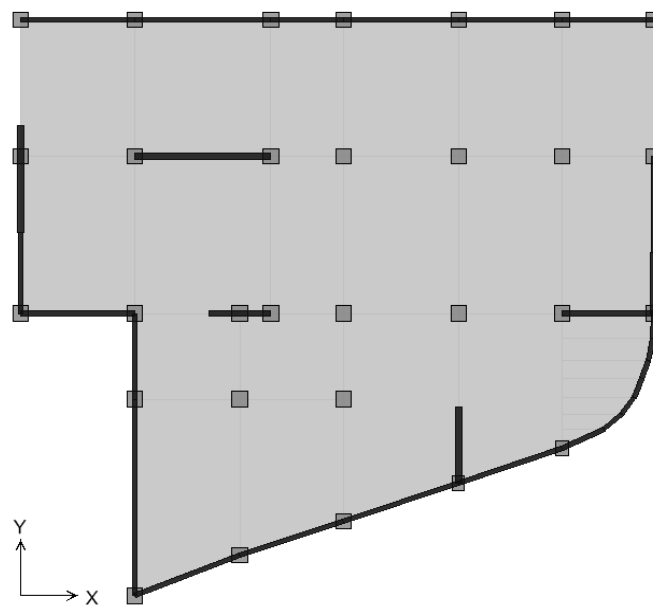


Figure 7.2. Vue en plan du S. Sol

7.2.Type de fondation adopté

Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.

- Le taux de charge transmise..
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

On suppose que les efforts normaux et les moments de la superstructure vers les semelles soient appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle, donc elle doit vérifier :

$$\overline{\sigma}_s = \frac{N_{sup + inf}}{S^{fond\ nécessaire}} \Rightarrow S^{fond\ nécessaire} = \frac{N_{sup + inf}}{\overline{\sigma}_s}$$

Avec: $\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible du sol

$N_{sup + inf}$: Poids de la super-structure et l'infrastructure

$S^{fond\ nécessaire}$: Surface nécessaire de la fondation

Tableau7.1 : Type de fondation adopté

Poids super-structure (KN)	Poids infra-structure	$N_{sup + inf}$ (KN)	$\overline{\sigma}_s$ (bars)	$S^{fond\ nécessaire}$ (cm ²)	S_{bloc} (cm ²)
28694.41	6330.12	35024.53	2.1	166.78	300.6

Donc : $\frac{S^{fond\ nécessaire}}{S_{bloc}} > 50\% \Rightarrow$ La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise

du bloc, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier générale**.

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir **un radier général nervuré**.

7.3.Radier général nervuré

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans poutre, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appuis sur les poteaux et murs qui exercent sur lui des charges descendantes. Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Le choix du système d'un radier général nous amène à prévoir une grande épaisseur. Pour cela nous allons étudier la possibilité de concevoir **un radier général nervuré**.

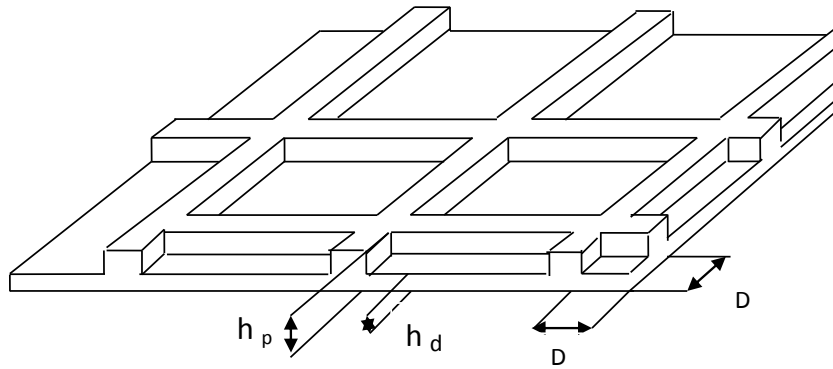


Figure 7.3. Radier général nervuré

7.3.1. Pré dimensionnement du radier

7.3.1.1 Dalle du radier

La hauteur minimal dela dalle est conditionné par:

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{515}{20} = 25.75 \text{ cm} \text{ Soit } h_d=40\text{cm}$$

Avec l_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

7.3.1.2. Les nervures (poutres croisées)

- **La condition de coffrage :** $h_p \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{5,5}{10} = 55 \text{ cm}$
- **La condition de rigidité :** $L_e \geq \frac{2 L_{max}}{\pi} \dots\dots\dots(01)$

Le radier est considéré rigide avec une répartition linéaire des contraintes.

Avec : L_e : Longueur élastique: $L_e = \left(\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots(02)$

E : Module d'élasticité du béton (E=32164,195 MPA)

I : Moment d'inertie de la semelle (I=bh³/12)

b : La largeur de la bande = 1.00 m K : Coefficient de raideur du sol: K=40000 kN /m³

De (01) et (02) : $L_e = \left(\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b} \right)^{\frac{1}{4}} > \frac{2 \cdot L_{max}}{\pi} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\left(\frac{3 \cdot K}{E} \left(\frac{2 \cdot L_{max}}{\pi} \right)^4 \right)} = 0.76$

Nous optons pour un radier nervuré de dimensions :

- la dalle:h_d=40cm
- la nervure: (bxh)_p=(60*80) cm²

7.3.1.3. Le Débord

Le débordement est limité par $D \geq \max (h/2; 30 \text{ cm}) \rightarrow$ Soit un débordement $D = 40 \text{ cm}$

7.3.2. Caractéristiques géométriques du radier

7.3.2.1. Surface, Centre de gravité et les inerties du radier

<p>Caractéristiques de la sélection</p> <p>Caractéristiques de la section simple exprimées dans le repère local de section</p> <p>Aire : 300,6 m²</p> <p>Position du centre de gravité x : 10,34 m y : 11,22 m</p> <p>Inerties au centre de gravité I_{xx} : 6 599,6 m⁴ I_{yy} : 8 983,9 m⁴ I_{xy} : 171,7103 m⁴</p> <p>Par rapport aux axes principaux u-v I_{uu} : 8 996,2 m⁴ I_{vv} : 6 587,3 m⁴ angle x - u : -85,9 deg section réduite S_u : 260,9 m² section réduite S_v : 259,9 m²</p>	<p>Caractéristiques de la sélection</p> <p>Caractéristiques de la section simple exprimées dans le repère local de section</p> <p>Aire : 322,9 m²</p> <p>Position du centre de gravité x : 10,57 m y : 11,22 m</p> <p>Inerties au centre de gravité I_{xx} : 7 816,1 m⁴ I_{yy} : 10 061,8 m⁴ I_{xy} : 150,9018 m⁴</p> <p>Par rapport aux axes principaux u-v I_{uu} : 10 071,9 m⁴ I_{vv} : 7 806 m⁴ angle x - u : -86,2 deg section réduite S_u : 279,5 m² section réduite S_v : 278,9 m²</p>	
<p>Surface bloc</p>	<p>Surface radier</p>	

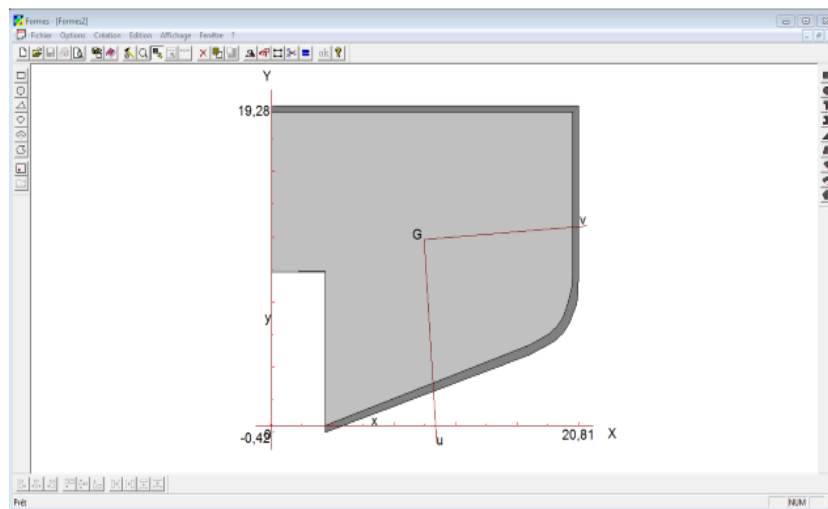


Figure 7.4. Vue en plan Radier

Tableau 7.2 : Les caractéristiques géométriques

Caractéristiques géométriques	
Surface Bloc (m ²)	300.6
Surface Radier (m ²)	322.9
Centre de gravité du radier (X _g , Y _g)	(10.57 ; 11.22)
Inertie/xx, yy (I _{xx} , I _{yy}) m ⁴	(7816.1 ; 10061.8)
Inertie/uu, vv (I _{uu} , I _{vv}) m ⁴ - Axes principaux d'inertie	(10071.9 ; 7806)

7.3.2.2. Caractéristiques géométriques de la section rectangulaire équivalente

Calcul de la section rectangulaire équivalente:

$$\begin{cases} I_{UU} = A.B^3/12 = 10071.9m^4 \\ I_{VV} = B.A^3/12 = 7806 m^4 \\ S_{radier} = 322.9 = A.B \end{cases}$$

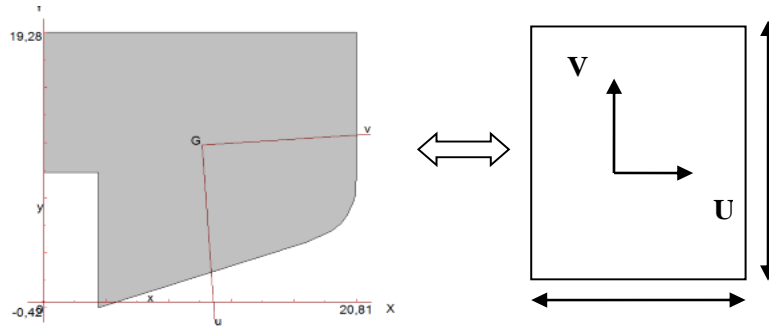


Figure 7.5. Section équivalente du radier

Après la résolution de ces équations : $\begin{cases} A_{/xx}=16.20m \\ B_{/yy}=26.10m \end{cases}$

Tableau 7.3 : Les caractéristiques géométriques de la section rectangulaire équivalente

Caractéristiques géométriques de la section rectangulaire équivalente				
A(m)/xx	B(m)/yy	I/xx	I/yy	S (m ²)
16.7	19.34	10067.10	7506.27	322.97

7.3.3. Résultante des forces (N, M1, M2, V) par rapport au centre de gravité (Xg, Yg)

Section	Load	F1	F2	F3	M1	M2	M3	X	Y	Z	Angle
POIDS	ELS	-86,67	-99,02	-24033,72	-14355,427	-15816,562	-2395,609	10,340	11,220	1,000	-85,9000
POIDS	ELU	-120,29	-136,93	-33041,74	-19744,339	-21844,967	-3294,036	10,340	11,220	1,000	-85,9000
POIDS	GQEX_MAX	700,97	2960,41	-23653,93	16116,138	-2513,834	9521,733	10,340	11,220	1,000	-85,9000
POIDS	GQEX_MIN	-874,32	-3158,45	-24413,51	-44826,993	-29119,291	-14312,950	10,340	11,220	1,000	-85,9000
POIDS	GQEY_MAX	2412,08	804,81	-23182,17	-3794,683	23708,188	8902,676	10,340	11,220	1,000	-85,9000
POIDS	GQEY_MIN	-2585,43	-1002,85	-24885,28	-24916,171	-55341,312	-13693,893	10,340	11,220	1,000	-85,9000
POIDS	08GEX_MAX	670,75	2744,96	-15698,73	18415,289	2178,332	9336,666	10,340	11,220	1,000	-85,9000
POIDS	08GEX_MIN	-774,48	-2868,68	-16395,60	-37495,840	-22230,345	-12530,016	10,340	11,220	1,000	-85,9000
POIDS	08GEY_MAX	2446,89	841,96	-15195,61	1020,468	29498,743	9701,610	10,340	11,220	1,000	-85,9000
POIDS	08GEY_MIN	-2550,62	-965,69	-16898,72	-20101,019	-49550,756	-12894,959	10,340	11,220	1,000	-85,9000

Section	Comb	F3=P	M1	M2	X	Y	Angle
POIDS	ELS	-24033,72	-14355,427	-15816,562	10,34	11,22	-85,9
POIDS	ELU	-33041,74	-19744,339	-21844,967	10,34	11,22	-85,9
POIDS	GQ+EX	-23653,93	16116,138	-2513,834	10,34	11,22	-85,9
POIDS	GQ-EX	-24413,51	-44826,993	-29119,291	10,34	11,22	-85,9
POIDS	GQ+EY	-23182,17	-3794,683	23708,188	10,34	11,22	-85,9
POIDS	GQ-EY	-24885,28	-24916,171	-55341,312	10,34	11,22	-85,9
POIDS	0.8G+EX	-15698,73	18415,289	2178,332	10,34	11,22	-85,9
POIDS	0.8G-EX	-16395,6	-37495,84	-22230,345	10,34	11,22	-85,9
POIDS	0.8G+EY	-15195,61	1020,468	29498,743	10,34	11,22	-85,9
POIDS	0.8G-EY	-16898,72	-20101,019	-49550,756	10,34	11,22	-85,9

7.3.4. Justification du radier

7.3.4.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible: $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N = N_{\text{super}} + N_{\text{infra}}$$

Avec:

- N super : effort normal du aux charges verticales de la super structure

D'après le tableau précédent: N super = N_{R.D.C+8+S.Sol} = 42629.63KN

- N infra : effort normal dû au poids propre de l'infra structure (radier, terres) :

$$N_{\text{infra}} = N_{\text{radier}} + N_{\text{terre}} \quad \text{L Infrastructure}$$

$$N_{\text{infra}} = \begin{cases} N_{\text{radier}} = \begin{cases} \text{Dalle} : \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{radier}} \times h_{\text{radier}} \\ \text{Nervure} : \rho_{\text{béton}} \times (h_{\text{nervure}} - h_{\text{radier}}) \times b_{\text{nervure}} \times \text{Longueur}_{\text{nervure}} \end{cases} \\ N_{\text{terre}} = \text{Terre} : \rho_{\text{terre}} \times (S_{\text{radier}} - S_{\text{batiment}}) \times h_{S.SOL} = \rho_{\text{terre}} \times D_{\text{d'ébord radier}} \times P_{\text{périmètre radier}} \times h_{S.SOL} \end{cases}$$

$$\rightarrow N_{\text{infra}} = 6330.12 \text{ KN} = \begin{cases} N_{\text{radier}} = \begin{cases} \text{Dalle} : 25 \times 322.9 \times 0.40 = 3229 \text{ KN} \\ \text{Nervure} : 25 \times 0.6 \times 0.4 \times 312.14 = 1872.84 \text{ KN} \end{cases} \\ N_{\text{terre}} = 18 \times 22.3 \times 3.06 = 1228.28 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau7.4 : Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales

N = N _{super} + N _{infra}	S _{radier}	σ (bars)	$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$	Observation
35024.53	322.9	1.08	2.1	✓
→La contrainte sous le radier est inférieure à $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.1 \text{ bars}$				

7.3.4.2. Vérification au soulèvement

à l'ELS G+Q : $\sigma_{\text{moy-fondation-ELS}} < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$

à l'ELU:1,35G+1,5Q : $\sigma_{\text{moy-fondation-ELU}} < 1,5 * \overline{\sigma}_{\text{sol}}$

à l'ELU:G+Q±E x,y / 0,8G±E x,y : $\sigma_{\text{moy-fondation-sismique}} < 2 * \overline{\sigma}_{\text{sol}}$

Avec

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S} - \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

Tableau7.5 : Vérification au soulèvement

	Comb	N	M	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	σ _{moy}	Observation
Sens XX A/xx=16.7m	ELS	24033,72	14355,427	0.86	0.62	0.8	$< \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.1$
	ELU	33041,74	19744,339	1.18	0.85	1.09	$< 1,5 * \overline{\sigma}_{\text{sol}}$
	GQE _{x,y} /0.8GE _{x,y}	24885,28	24916,171	0.97	0.56	0.86	$< 2 * \overline{\sigma}_{\text{sol}}$
Sens YY A/xx=19.34m	ELS	24033,72	15816,562	0.94	0.54	0.84	$< \overline{\sigma}_{\text{sol}}$
	ELU	33041,74	21844,967	1.30	0.74	1.16	$< 1,5 * \overline{\sigma}_{\text{sol}}$
	GQE _{x,y} /0.8GE _{x,y}	24885,28	55341,312	1.48	0.057	1.12	$< 2 * \overline{\sigma}_{\text{sol}}$
→Les contraintes moyennes sous le radier sont inférieure à $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.1 \text{ bars}$							

7.3.4.3. Vérification de la stabilité au renversement

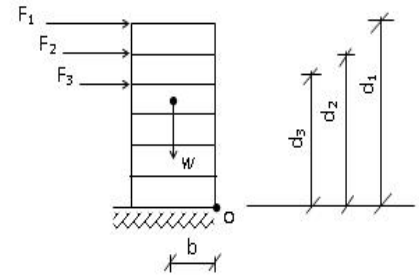
Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

Soit :
$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Avec :
$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$



M_s : moment stabilisant / M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

Comme, on peut également vérifier que, selon l'article A10.1.5 : $e = \frac{M}{N} < L/4$

Tableau7.6 : Vérification de la stabilité au renversement

Comb	N	M ₁	e _x	A _{/xx} / 4	Obser	M ₂	e _y	B _{/yy} / 4	Obser
GQ+EX	24033,72	14355,427	0.59	4.175 m	✓	15816,562	0.65	4.83 m	✓
GQ-EX	33041,74	19744,339	0.59		✓	21844,967	0.66		✓
GQ+EY	24885,28	24916,171	1.00		✓	55341,312	2.22		✓
→ Pas risque de renversement									

7.3.4.4. Vérification de l'effort de sous pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique : $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$

- Avec W : poids total du bâtiment à la base du radier
- α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)
- γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t} / \text{m}^3$).
- h : profondeur de l'infrastructure ($h = h_{S,\text{sol}} + h_{P,D,R} = 3,06 \text{ m}$).
- S : surface de radier ($S = 322.97 \text{ m}^2$).

$W_{\text{tot}} = 35024 \cdot 53 > 1.5 \times 322 \cdot 97 \times 10 \times 3.06 = 14821 \cdot 11 \text{ KN} \rightarrow C.V$

Les vérifications de 3.4.1 à 3.4.4 peuvent sont résumés dans la page suivante :

7.3.4.5. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_U : effort normal à la base du poteau ou voile considéré à l'état limite ultime.

μ_c : Perimètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure .

N_u : Charge de calcul vis à vis de l'E.L.U

Cette vérification se fera pour l'élément le plus sollicité (Niveau S. Sol) :

Sous poteau le plus sollicité

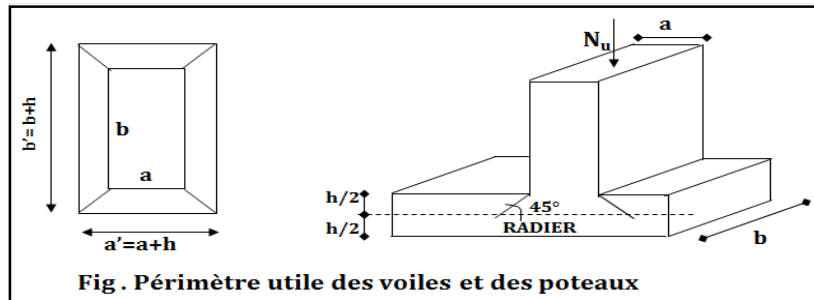


Figure 7.6.Périmètre utile du poteau

$$N_u = 1776 .45 \text{ kn}$$

$$\mu_c = 2.(a + b + 2.h) = 2 \times (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.8) = 5.2 \text{ m}$$

$$N_u = \frac{0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5.2 \times 0.8 \times 25 \times 1000}{1.5} = 3120 \text{ kn}$$

$$N_u = 1776 .45 \text{ kn} < 3120 \text{ kn} \rightarrow C.V$$

7.3.5. Ferrailage de la dalle radier

Le radier se calculera comme plancher renversé. Vu que le radier peut être alternativement noyé et émergé en eau douce, La fissuration est considérée préjudiciable.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol moyenne en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

7.3.5.1.Section d'acier

Le radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés, soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles seront calculés pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs

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

Les valeurs des μ_x, μ_y sont en fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

Les moments en travée et les moments sur appuis.

- panneau intermédiaire : Moment en travée : $M_{tx} = 0.75M_x, M_{ty} = 0.75M_y$
Moment sur appuis : $M_{ax} = 0.5M_x, M_{ay} = 0.5M_y$
- panneau de rive : Moment en travée : $M_{tx} = 0.85M_x, M_{ty} = 0.85M_y$
Moment sur appuis : $M_{tx} = 0.3M_x, M_{ty} = 0.3M_y$

Pour le panneau le plus sollicité :



Figure.7.7. Panneaux de dalle du radier (e = 40cm)

Tableau 7.7 : Les sections d'acier dans le sens XX et YY

		ELU v = 0	ELS v = 0.2
	Panneau	D ₁	
	L _x (m)	3.79	
	L _y (m)	4.55	
	ρ	0,83	
	μ _x	0.0528	0.0596
	μ _y	0.6494	0.7518
q KN/m ²)		119.85	99.20
Sens xx	M _{ox} (KN.m)	59.92	49.60
	M _{oxappuié} (KN.m)	5.01	/
	AS _{x appuie} (cm ²)	0.0528	0.0596
	AS _{x appuie retenue}	7HA12 e=15/ml = 7.91 cm²	
	M _{oxtravée} (KN.m)	89.88	74.4
	AS _{x travée} (cm ²)	7.59	/
	AS _{x travée retenue}	11HA12 e=10/ml = 12.44cm²	
Sens yy	M _{oy} (KN.m)	77.83	74.45
	M _{oyappuié} (KN.m)	38.91	37.28
	AS _{y appuie} (cm ²)	3.23	
	AS _{y appuie retenue}	6HA12 e=20cm /ml= 6.79 cm²	
	M _{oytravée} (KN.m)	58.37	55.8
	M _{oytravée} (KN.m)	4.88	/
	AS _{y travée retenue}	11HA12 e=10/ml = 12.44cm²	
<p>b=1ml, h=0.4m, Fe400, f_{c28}=25MPA</p>			

- L'enrobage $C \geq \frac{hr}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} \rightarrow C=C'=5\text{cm}$
- Espacement $e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow e=20 \text{ cm}.$

7.3.5.2. Vérification des contraintes

Tableau 7.8 : La vérification des contraintes

		Mser (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
XX	Tr	74.4	12.44	6.79	4.54	15	188.6	201.6	vérifiée
	Ap	49.60	7.91	12.44	3.63	15	194.7	201.6	vérifiée
YY	Tr	55.8	12.44	6.79	3.34	15	141.4	201.6	vérifiée
	Ap	37.28	6.79	6.79	2.94	15	169.5	201.6	vérifiée

7.3.6. Ferrailage Débord

Le débord du radier est assimilé à un console de longueur L=0.4 m. le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de largeur égale à un mètre sous flexion simple et en fissuration préjudiciable.

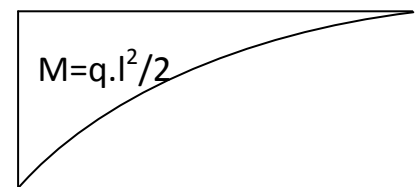
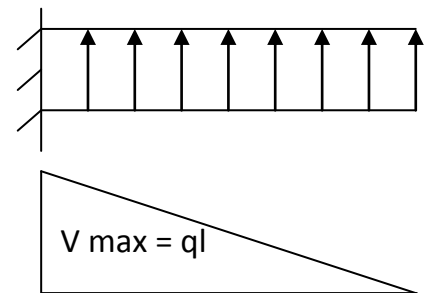
$h=0,40\text{ m}, b=1\text{ml}, d=0,9*h =0.36\text{ cm}, L = 0.40\text{ m}$

7.3.6.1. Sollicitation : $M_u = \frac{q_u}{2} L^2 M_{ser} = \frac{q_{ser}}{2} L^2$

$V_u = \frac{q_u}{2} L$

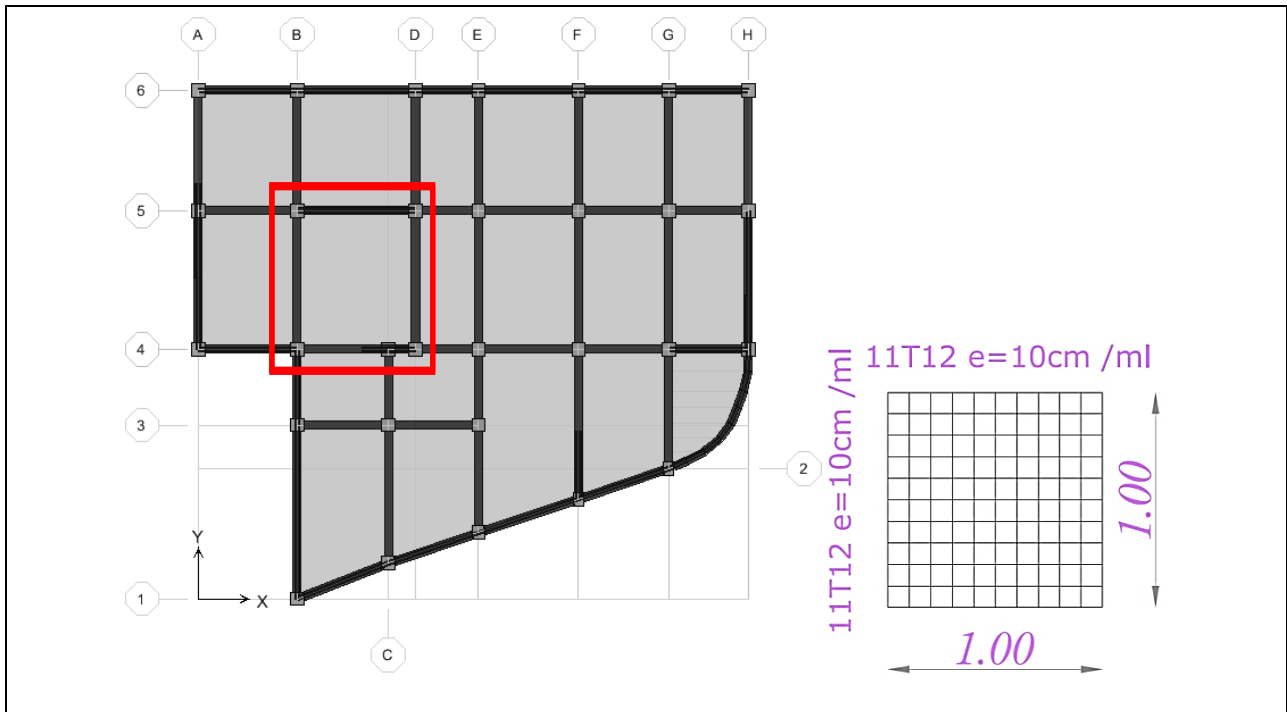
Avec : $q_{u/ser} = \sigma_{moy\ ultime/service} * 1\text{ ml}$

Mu (KN.m)	9.44
Au (cm ²)	0.78 cm ²
Vu (KN)	23.6
$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = 0.0674$	$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

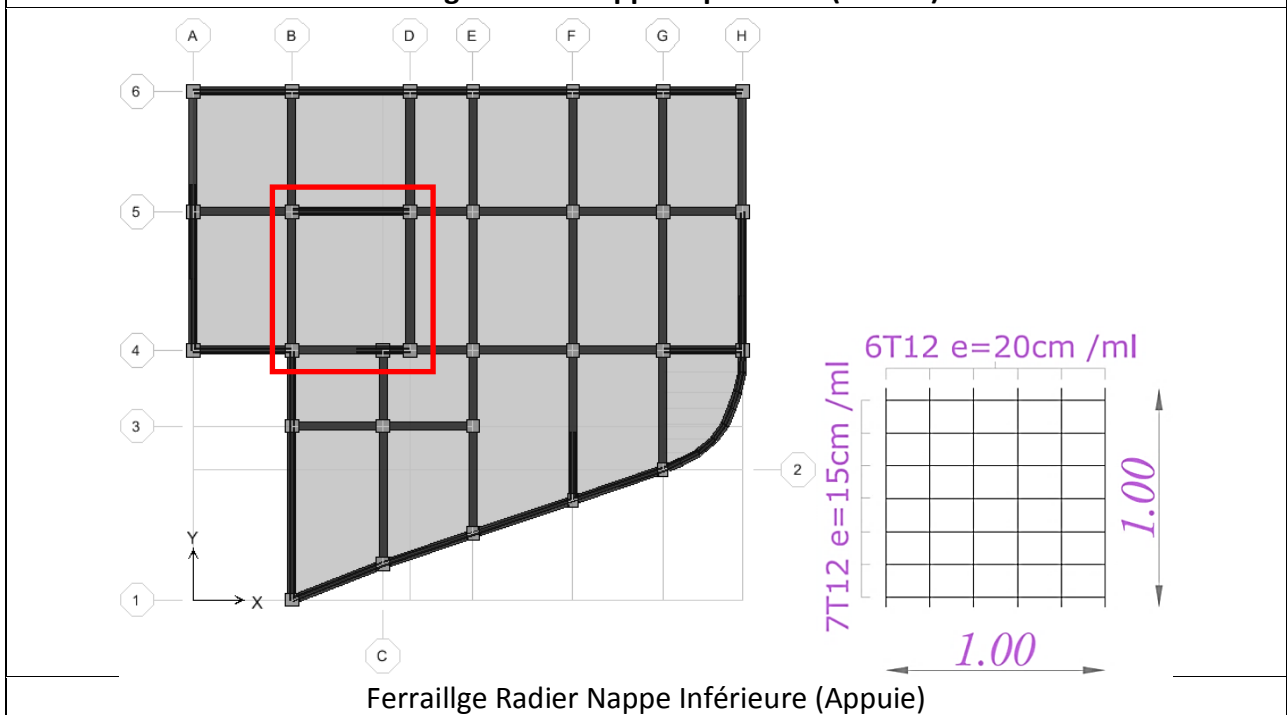


Nota :

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.



Ferraille Radier Nappe Supérieure (Travée)



Ferraille Radier Nappe Inférieure (Appuie)

7.3.7. Ferrailage des nervures (poutre de rigidité)

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

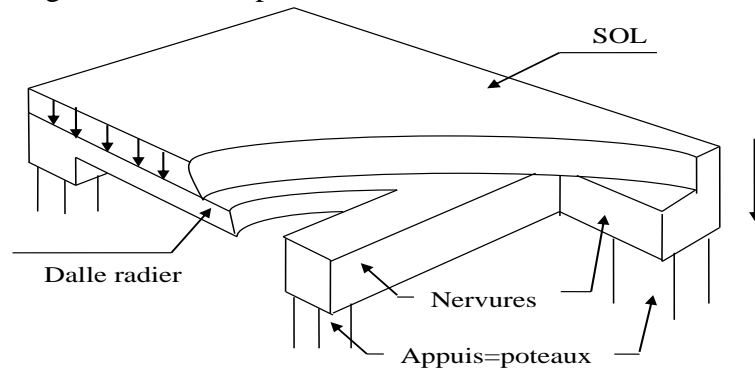


Figure 7.8. La poutre nervure dans l'infrastructure

Pour déterminer les sollicitations nous utilisons la méthode des lignes de rupture. Les lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes, se composent de tronçons formant un angle de 45^0 avec les rives du panneau et parallèles à son grand coté.

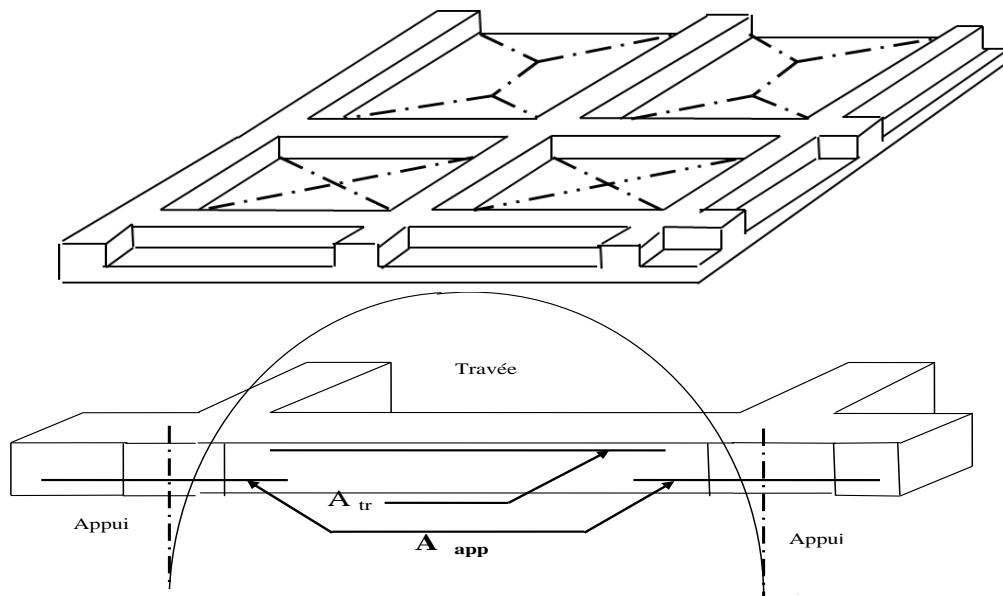
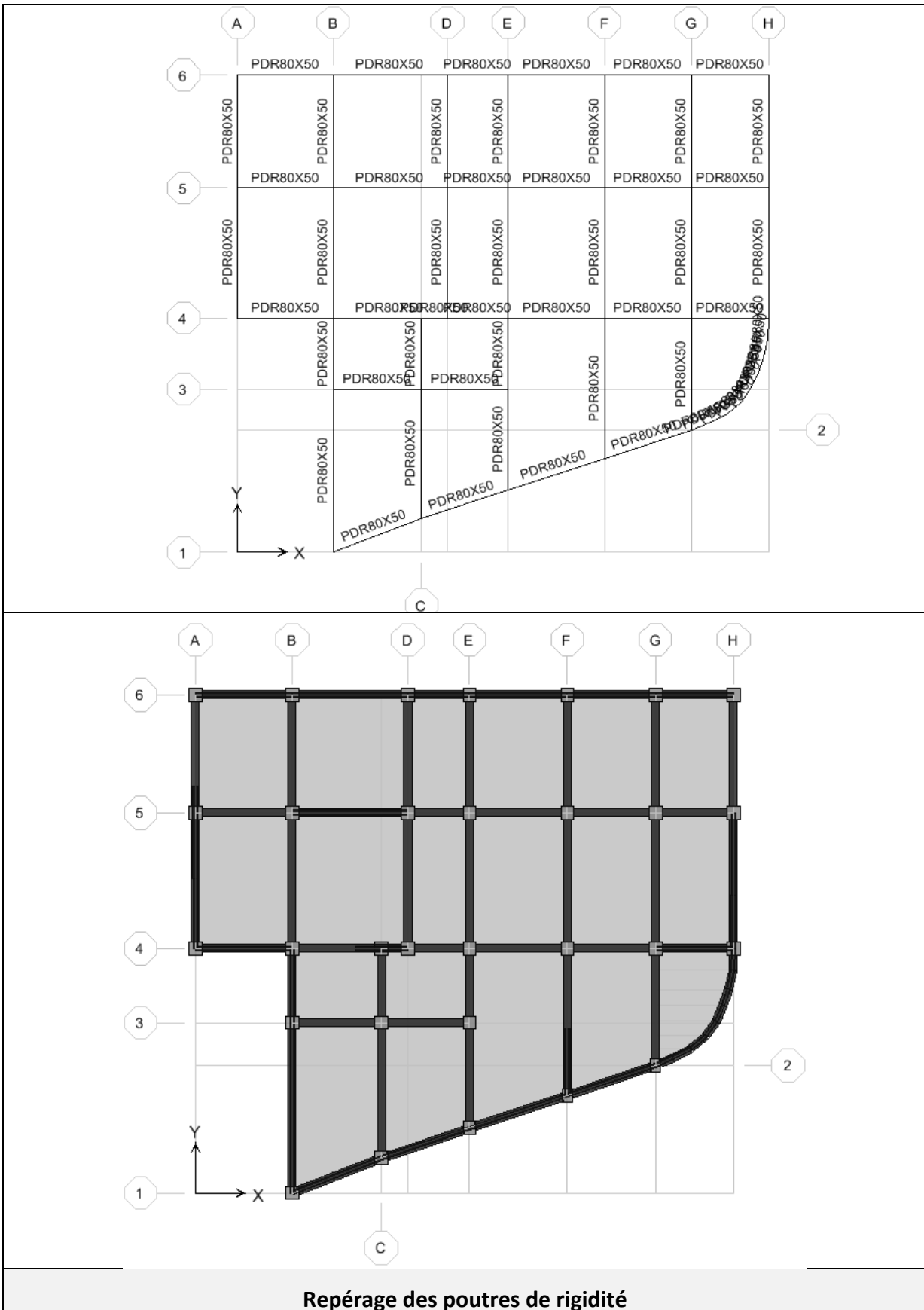
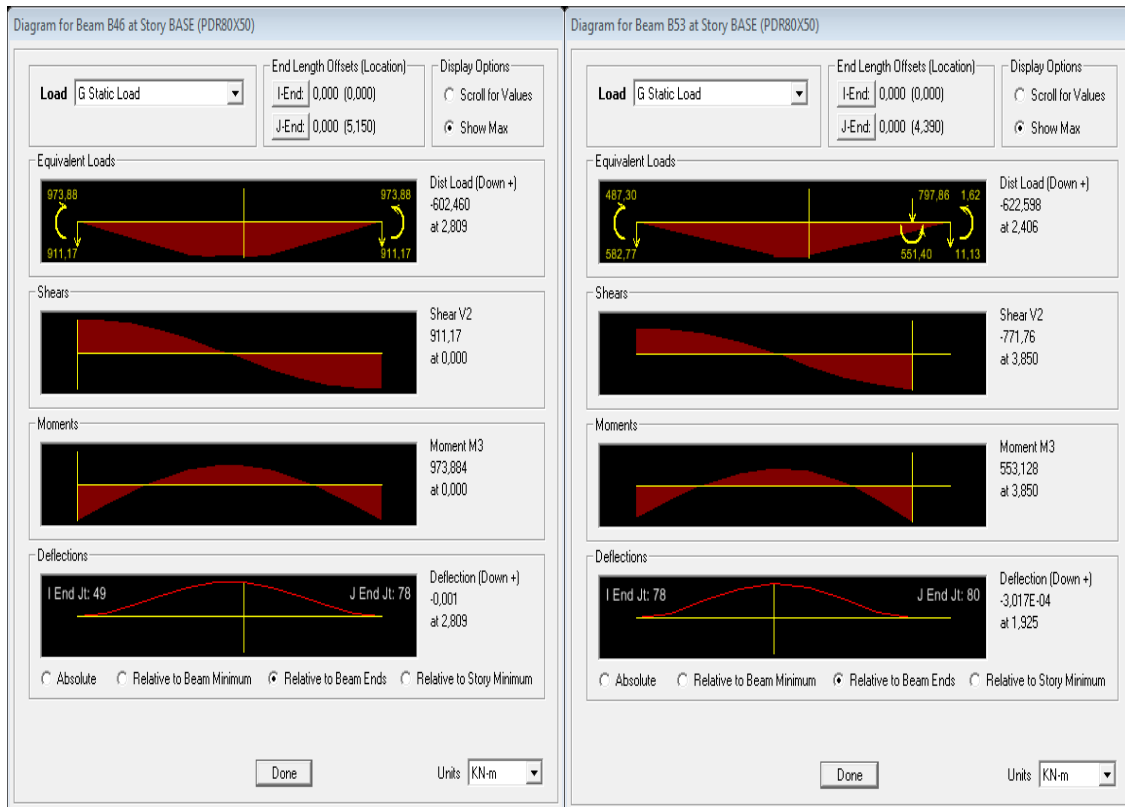
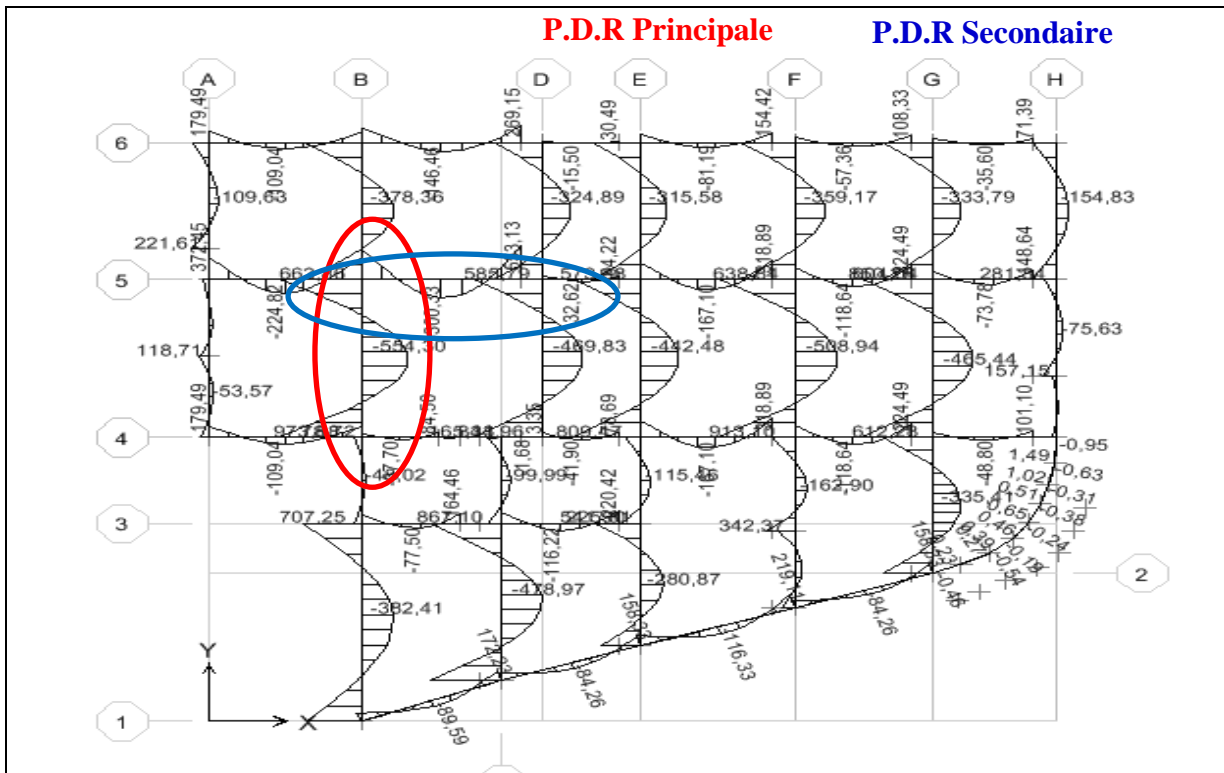


Figure 7.9. Transmission des charges des dalles aux nervures (Poutre de rigidité)

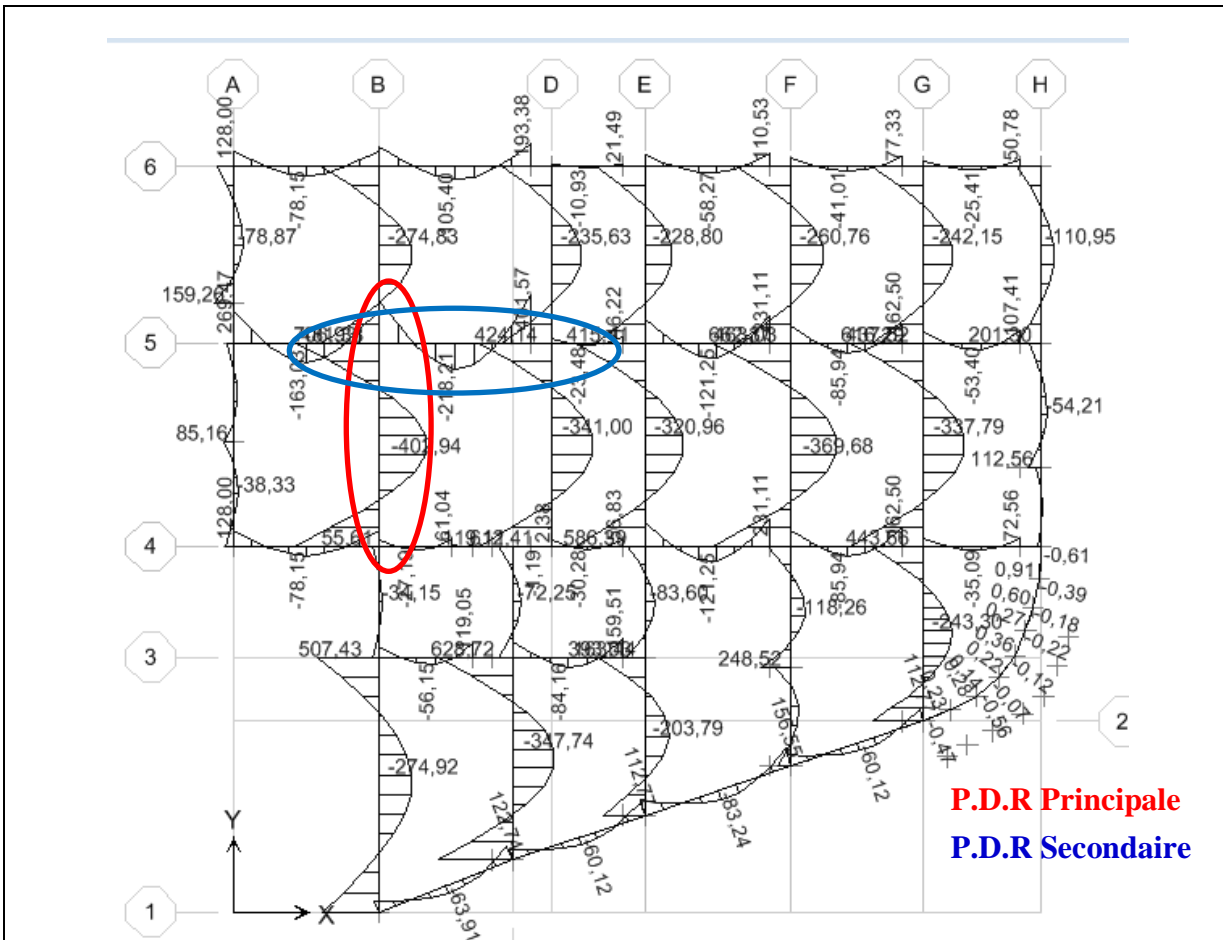
Note : Un model simple utilisé pour évaluer les sollicitations dans les nervures à l'aide du même logiciel utilisée préalablement (**ETABS**).



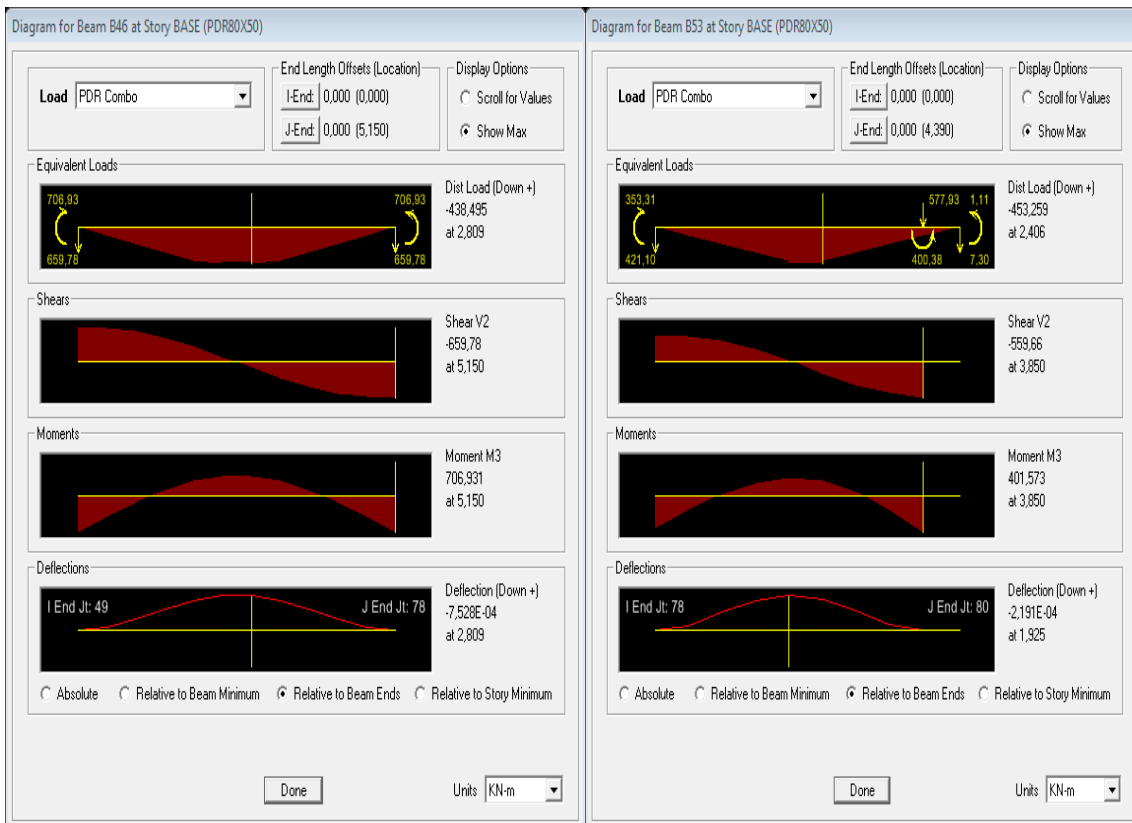
7.3.7.1. Sollicitation (moment fléchissant) dans les nervures



Sollicitations (Moment de flexion) dans les poutres de rigidité (Nervures) à l'E.L.U



P.D.R. Principale
P.D.R. Secondaire



Sollicitations (Moment de flexion) dans les poutres de rigidité (Nervures) à l'E.L.S

7.3.7.2.Ferraillage longitudinale

Tableau 7.8 : Ferraillage longitudinale pour la poutre la plus sollicitée

Poutre de rigidité	Moment(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{adopté}
Principales	Appui	973.88	42.37	5HA16fil + 14HA20Chap ≡ 54.03 Cm²
	Travée	554.30	21.62	5HA20fil + 10HA20Chap ≡ 47.12 cm²
Secondaire	Appui	533.12	21.77	5HA16 + 7HA20 ≡ 32.04 cm²
	Travée	300.33	11.91	5HA16 + 2HA20 ≡ 16.33 cm²

7.3.7.3. Ferraillage transversale

$$\Phi_s = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \Phi_{L \min} \right) = \min \left(\frac{85}{35}, \frac{60}{10}, 20 \text{ mm} \right) = 8 \text{ mm}$$

- **Les espacements retenus:**

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

Selon le RPA 2003 : En zone nodale et en travée $S_t \leq \min (h/4, 12\phi_L) = 16,8\text{cm}$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 37.5\text{cm}$

Les espacements retenues : En zone nodale et en travée $S_t = 15\text{cm}$

En dehors de la zone nodale $S_t = 20\text{cm}$

7.3.7.4. Vérification de l'effort tranchant

Tableau 7.9 : Vérification de l'effort tranchant

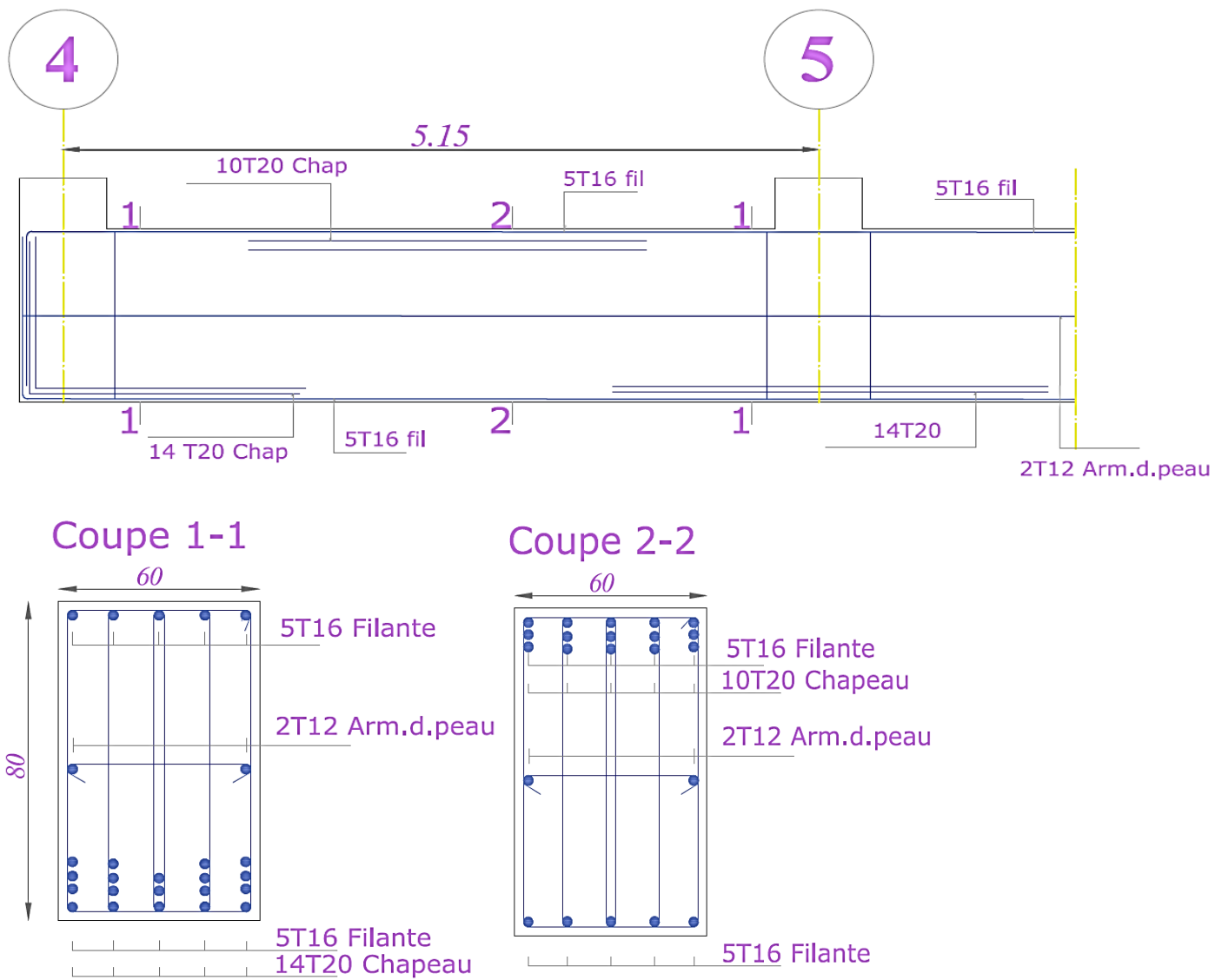
	Tu max (KN)	$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$	$\tau_u = \min \left(\frac{0,15}{1,5} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$
P.D.R Principale	911.17kN	2.02 MPA	2.5 MPA
P.D.R Secondaire	771.76	1.71 MPA	2.5 MPA

7.3.7.5. Vérification des contraintes

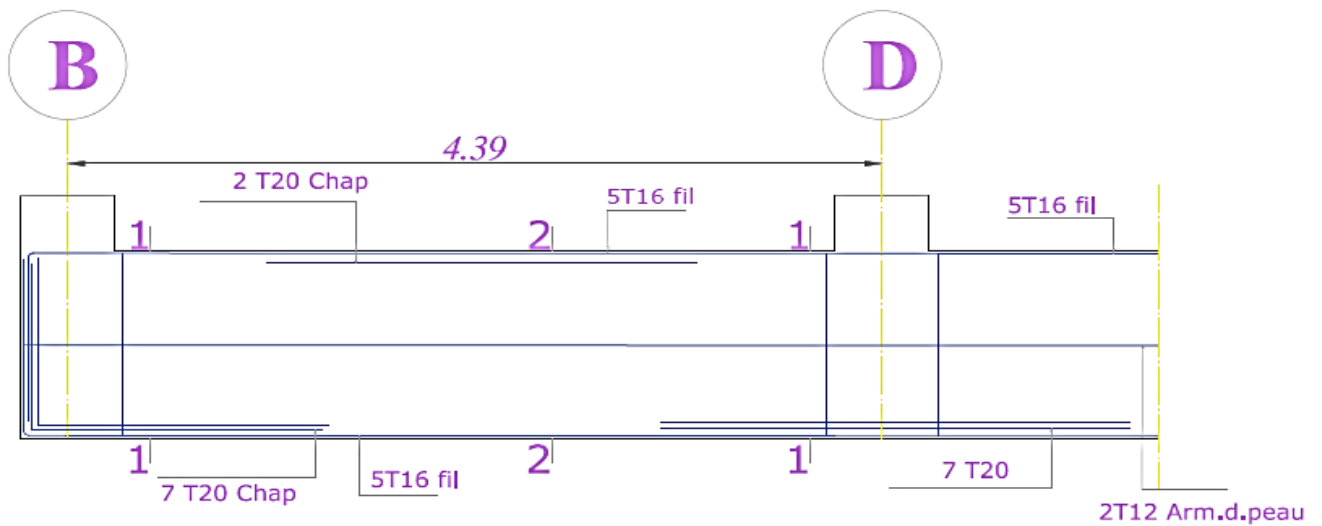
	P.D.R Principale									Obs
	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	A's (cm ²) (fillante: 5T16)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{s'}$ (MPa)	
Appuis	973.88	54.03	10.05	10	15	126.6	400	201.3	201.6	OK
Travée	554.3	47.12	10.05	8.16	15	102.2	400	179.6	201.6	OK
	P.D.R Secondaire									
Appuis	401.57	32.04	10.05	6.65	15	80.7	400	187.6	201.6	OK
Travée	218.21	16.33	10.05	4.55	15	50.8	400	194.4	201.6	OK

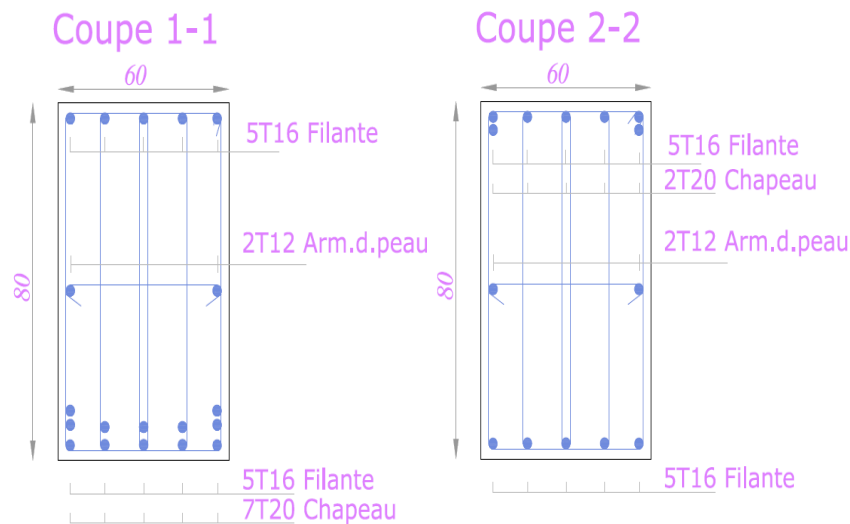
Tableau 7.10 : Vérification des contraintes

7.3.7.6.Schémas de ferraillage d'une nervure principale



7.3.7.7.Schémas de ferrailage d'une nervure secondaire





7.4. Voile périphérique

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

7.4.1. Caractéristiques du Sol :

Le poids spécifique $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.
 L'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$.
 La cohésion $c = 0.37 \text{ KN/m}^2$ } Rapport du sol.

7.4.2. Panneau le plus sollicité du Voile périphérique :

La hauteur $h = 3.06 \text{ m}$.
 La longueur $L = 6.45$
 L'épaisseur $e = e_{\text{min R.P.A}} = 15 \text{ cm}$.

7.4.3. Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

7.4.3.1. la poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * c * \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)) = 19.99 \text{ KN/ml.}$$

7.4.3.2. surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = q * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 3.33 \text{ KN/ml.}$$

7.4.4. Ferrailage du Voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

À l'ELU:

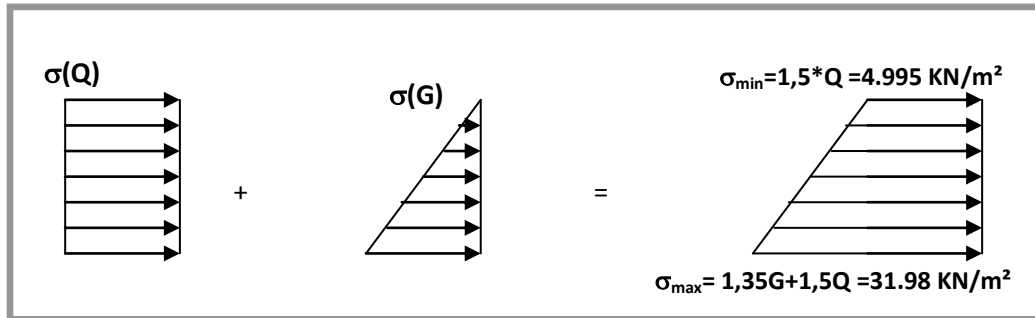


Figure 7.10 : Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \cdot 25.20 + 6.07}{4} = 25.23 \text{ KN/m}^2.$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m}; L_y = 5.95 \text{ m}; \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.47 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle est portée dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x L_x^2 q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \cdot \mu_y$$

$$M_{0x} = 0.1008 \cdot (3.06)^2 \cdot 25.23 = 23.8 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

$$M_{0y} = 23.8 \cdot 0.25 = 5.95 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \cdot M_{0y} = 20.23 \text{ KNm.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \cdot M_{0y} = 5.06 \text{ KNm.}$$

$$M_{ap} = 0.3 \cdot M_{0x} = 7.14 \text{ KNm.}$$

Tableau 7.11 : Les sections d'armatures pour le voile périphérique

	Sens	M (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	X - X	20.23	0.0842	0.110	0.124	4.67	8T12 = 9.05
	Y - Y	5.06	0.0210	0.0266	0.128	1.13	6T10 = 3.93
appui		7.14	0.0297	0.0190	0.127	1.59	4T8 = 2.01

7.4.5. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que (B.A.E.L.91) : $\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{25.23 \cdot 6.45}{2} = 81.36 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 0.625 \text{ Mpa.}$$

7.4.5.1. Vérification à l'ELS

$$\sigma_{\text{Min}} = 1 \cdot Q = 3.33 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\text{Max}} = 1 \cdot G = 19.99 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{min}} + \sigma_{\text{max}} = 23.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.1038 \\ \mu_y = 0.3402 \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{0x} = 22.66 \text{ KN.m.} \end{array} \right\}$$

$$M_{0y} = 7.71 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 19.26 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 6.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ap} = 0.3 * M_{0x} = 6.79 \text{ KN.m.}$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 7.12 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

- **Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 186.3 \text{ Mpa.}$$

La fissuration est considérée comme nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min(2f_e/3, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = 201.63 \text{ Mpa.}$

$\sigma_s = 186.3 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La contrainte dans l'acier est vérifiée.}$

7.4.5.2. Schéma de ferrailage du Voile Périphérique :

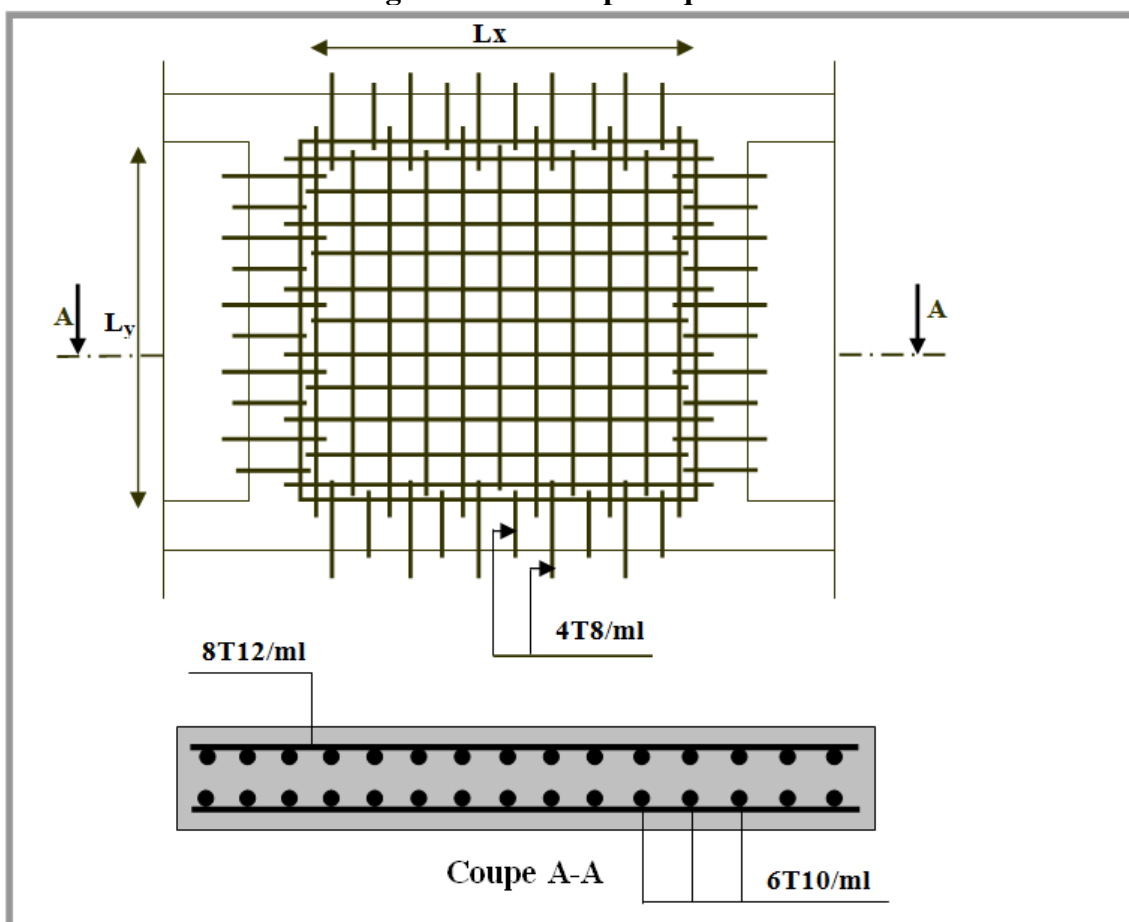


Figure 7.11 : Schéma du voile périphérique

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

✓ *La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Cette contrainte architecturale influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.*

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

✓ *Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P-delta).*

✓ *Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.*

✓ *Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.*

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur