

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (R + 09)
à usage d'habitation
Contreventé par voiles et portiques en Béton armé**

Etudiant :

RAMDAN RAOUF

Encadreur :

Pr. MABROUKI ABDELHAK

Année universitaire : 2019 - 2020

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force de mener à bien ce modeste travail

Je tiens à remercier mon directeur de mémoire M. MABROUKI ABDELHAK Enseignant à l'université de Biskra, pour le temps consacré à m'écouter, à m'orienter, me suivre et me corriger durant mon travail.

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à tous les professeurs qui ont contribué à ma formation et qui m'ont inculqué le goût du travail bien fait.

Je remercie Mr FOUZI, Mr NOUREDDINE, Mr YASSIN ET NABILE particulièrement qui m'ont été d'une aide précieuse tout au long de ce projet.

Je remercie tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail, et particulièrement tous mes enseignants et toute la promotion 2020.

SOMMAIRE

CHAPITRE 1- PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE & HYPOTHÈSES DE CALCUL

1. Introduction	
générale.....	02
▪ Description du projet.....	02
2. Présentation de l'ouvrage.....	03
2.1 Caractéristiques géométriques de la structure:.....	03
3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	06
3.1 Le Béton.....	06
3.2 L'Acier (armature) :.....	10
4. Hypothèse de calcul :.....	12
5. Règles de calcul	12

CHAPITRE 2- PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX & DESCENTE DES CHARGES

II-1 Pré-dimensionnement Des éléments structuraux.....	14
1. Introduction	14
2. Pré-dimensionnement des éléments structuraux et secondaires.....	14
2.1 Pré dimensionnement des planchers à Corps Creux.....	14
2.2 Pré dimensionnement des poutres	16
2.3 Pré dimensionnement des poteaux	18
2.4 Pré dimensionnement de l'acrotère	19
2.5 Pré dimensionnement des escaliers	20
2.6 Pré dimensionnement des voiles	23
2.7 Les charges réglementaires.....	24
2.8 Descente des charges	25
II-2 Descente des charges.....	29
2.9 Calcul des surfaces afférentes à chaque poteau :.....	29
▪ Poteaux centrale Axes « D3 »	29
▪ Poteau de rive Axes « B1»	29
▪ Poteau de d'angle Axes « C10 »	30

CHAPITRE 3-ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES 42 |

III.1 L'acrotère :	43
3.1.1 Introduction.....	43

3.1.2	Evaluation des charges.....	43
3.1.3	Les sollicitations	44
3.1.4	Combinaisons d'action	44
3.1.5	Calcul de ferrailage	45
III.2	L'escalier	48
3.2.1	Définition	48
3.2.2	Etude de l'escalier	48
3.2.3	Evaluation des charges.....	49
▪	Détermination des sollicitations	
3.2.3	Ferrailage.....	52
3.2.4.	Armatures Longitudinales.....	52
3.2.5.	L'espacement des armatures.....	54
3.2.6.	Vérification de la flèche: Selon BAEL91 (art B.6.5, 1)	55
▪	Calcule de la flèche :.....	55
3.2.6.	Présentation ferrailage d'escalier	58
5.	Calcul De La Poutre Palière :.....	59
6.	Pré-dimensionnement:.....	59
7.	Évaluation des charges :.....	59
8.	Calcul de la poutre à la flexion :.....	59
9.	Calcul de ferrailage :.....	60
10.	Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2).....	61
11.	Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4).....	61
12.	Pourcentage minimale : RPA99 /V2003.....	61
13.	Vérification de la contrainte de cisaillement :	61
14.	Vérification De La Flèche :.....	62
15.	Calcul de la poutre a la torsion :.....	62
16.	Vérification du béton :	
17.	Représentation graphique du Ferrailage de la Poutre Palière :..	64
III.3	<u>Le Plancher :</u>	
1.	IV .1 Introduction :.....	65
2.	Méthodes de calcul des poutrelles :.....	65

3. Méthode forfaitaire :.....	65
▪ Conditions d'application :.....	65
4. Charge permanente et surcharge :.....	65
5. Les types des planchers :.....	66
6. Détermination des Sollicitations :.....	66
6.1 La méthode de calcul de poutrelles :.....	66
6.2 . La méthode forfaitaire :.....	66
6.3 Principe de la méthode de Caquot :.....	67
7. Calcul du Ferrailage :.....	72
7.1 Les armatures longitudinales :.....	72
7.2 Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1).....	73
7.3 Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4).....	73
7.4 Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1).....	74
7.5 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:.....	75
7.6 La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423).....	75
7.7 Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424).....	76
CHAPITRE 4-ETUDE SISMIQUE.....	77
4. Introduction.....	77
4.1 Critères de classification selon les RPA99/Version 2003.....	78
4.2 Méthode Statique Equivalente (M.S.E).....	78
4.2.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente.....	78
4.2.2 Calcul de la force sismique totale.....	79
4.2.3 Vérification au renversement.....	85
4.3 Méthode dynamique modale spectrale.....	87
4.3.1 Principe.....	88
4.3.2 Spectre de réponse de calcul.....	88
4.3.3 Nombre de modes à considérer.....	88

4.3.4	Les réactions à la base.....	93
4.4	Vérifications réglementaire.....	93
4.5	Justification vis à vis de l'effet P- Δ	97

CHAPITRE 5 - FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1	Ferraillage des Poteaux.....	99
5.1.1	Combinaisons des charges	99
5.1.2	Recommandation des RPA99/Version 2003.....	100
5.2	Ferraillage des Poutres	110
5.2.1	Recommandations des RPA 99/Version 2003.....	110
5.2.2	Ferraillage longitudinal.....	111
5.2.3	Vérifications nécessaires pour les poutres.....	112
5.2.4	La condition de non fragilité.....	112
5.2.5	Pourcentage exigé par les RPA99.....	112
5.2.6	Armatures transversales : (la contrainte tangentielle).....	112.
5.2.7	Condition exigée par les RPA99.....	113
5.2.8	Schémas de ferraillage.....	114
5.2.9	Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures.	115
5.2.10	Vérification de l'effort tranchant.....	115
5.3	Ferraillage des voiles.....	116
5.3.1	Introduction.....	116
5.3.2	Voiles pleins.....	116
5.3.3	Règles communes	117
5.3.4	Exemple d'application	119
5.3.5	Armatures minimales exigées par les RPA 99/Version2003.....	120
5.3.6	Le pourcentage minimal.....	120
5.3.7	Le ferraillage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie.	120
	▪ Espacement :.....	120
	▪ Armatures horizontales.....	121

5.3.8	Vérification des voiles à l'Effort tranchant.....	121
5.3.9	Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant.....	121
5.3.10	Schéma de ferrailage du voile	122

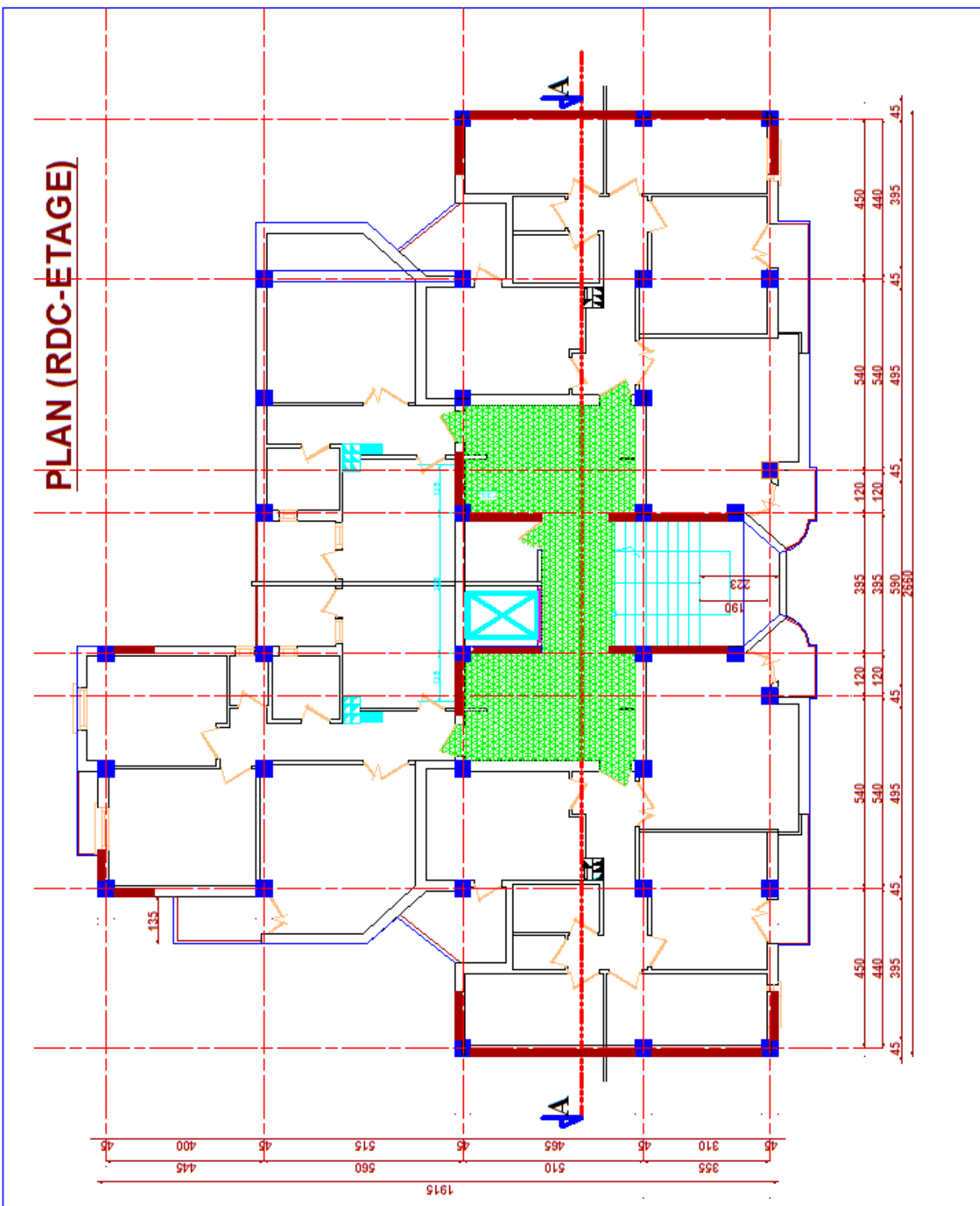
CHAPITRE 6-ETUDE DES FONDATIONS

6.1	Introduction.....	124
6.2	Choix de type de fondation.....	124
6.3	CALCUL DU RADIER GENERAL.....	125
6.4	ETUDE DU RADIER.....	126
6.4.1	Pré dimensionnement.....	126
	a- Condition forfaitaire.....	126
	b- Condition de rigidité.....	126
6.4.2	Calcul de la surface minimale du radier:.....	127
6.4.3	Calcul de débordement D.....	128
6.4.4	Vérifications de radier.....	128
6.4.5	Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4).....	130
6.4.6	Vérification pour les poteaux.....	130
6.4.7	Vérification pour les voiles.....	130
6.5	FERRAILLAGE DU RADIER.....	131
6.5.1	Calcul des armatures.....	132
6.5.2	Vérification de la contrainte de cisaillement :	134
6.5.3	Etude du débord du radier.....	134
6.5.4	Vérification au cisaillement.....	135
6.6	ETUDE DE LA NERVURE.....	135
6.6.1	Calcul les charges revenant à la nervure	135
6.6.2	Ferrailage de la nervure.....	135
6.6.3	Vérifications de la l'effort tranchant.....	138
6.6.4	Condition de non fragilité.....	138
6.6.5	Armatures transversales minimales.....	139
6.6.6	Espacement des armatures transversales.....	139
6.6.7	Ferrailage Du Débord.....	139

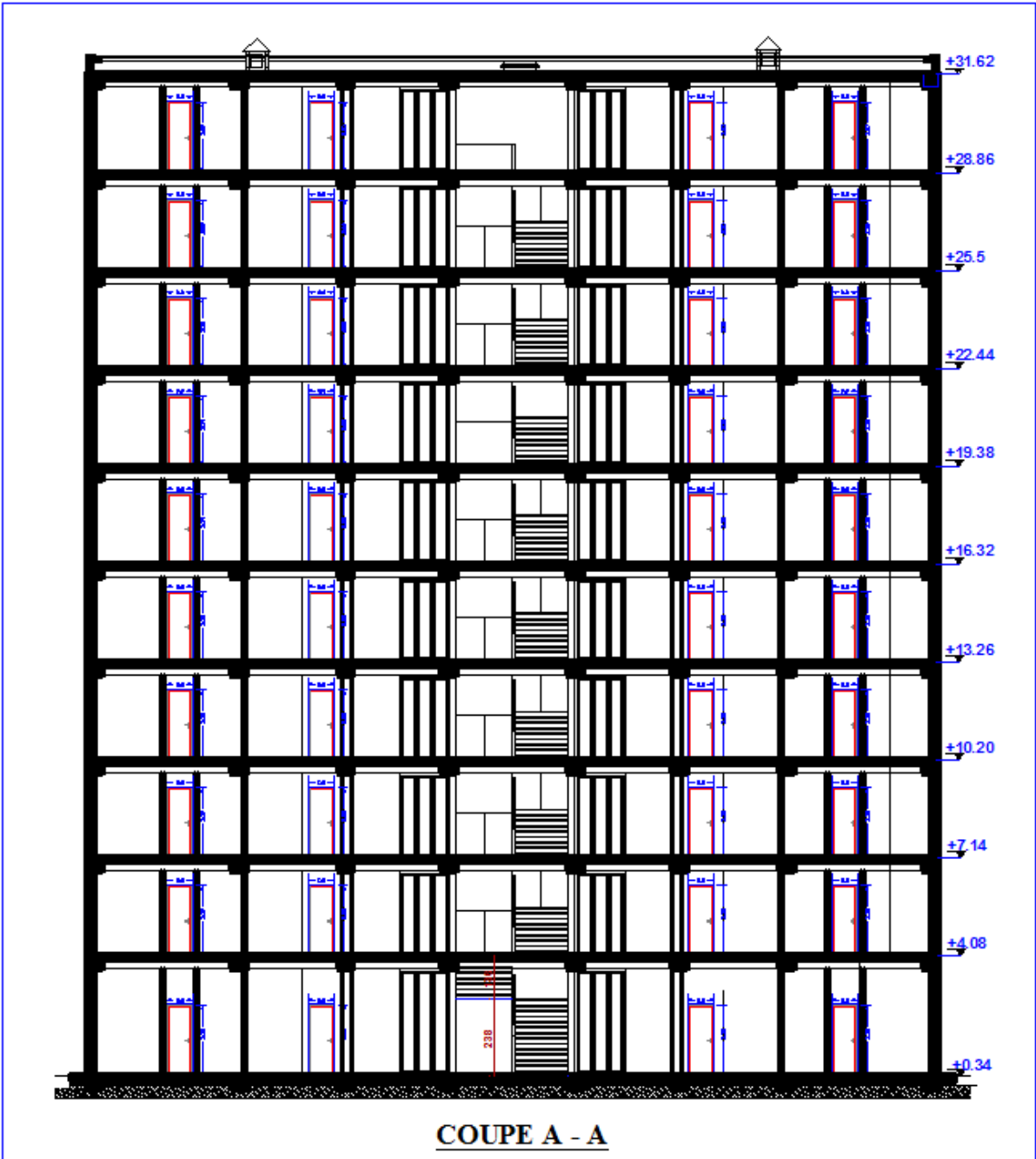
CHAPITRE 7-CONCLUSION GENERALE

7.1	Conclusion générale.....	142
7.2	BIBLIOGRAPHIE.....	143

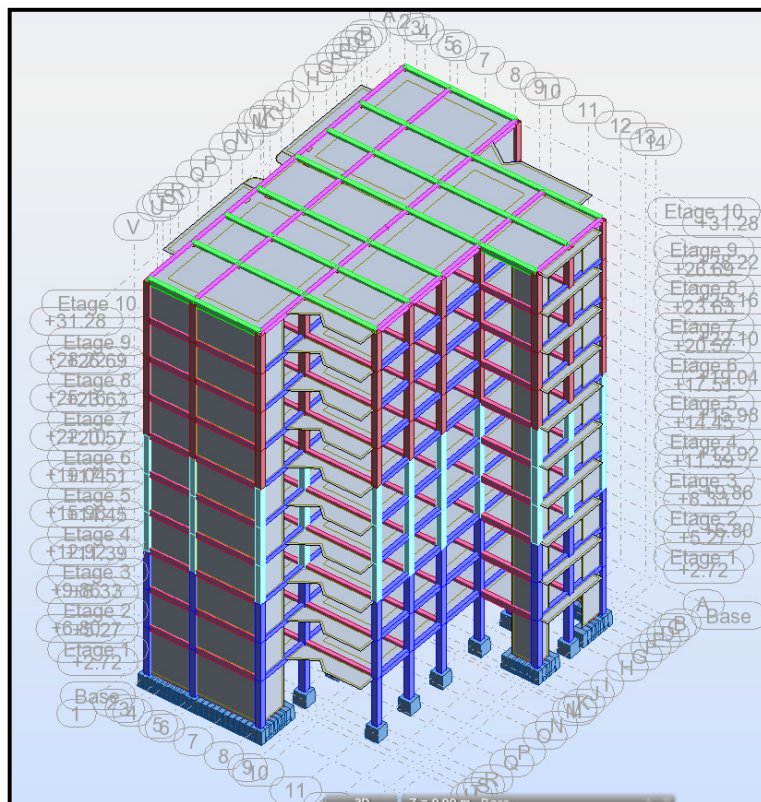
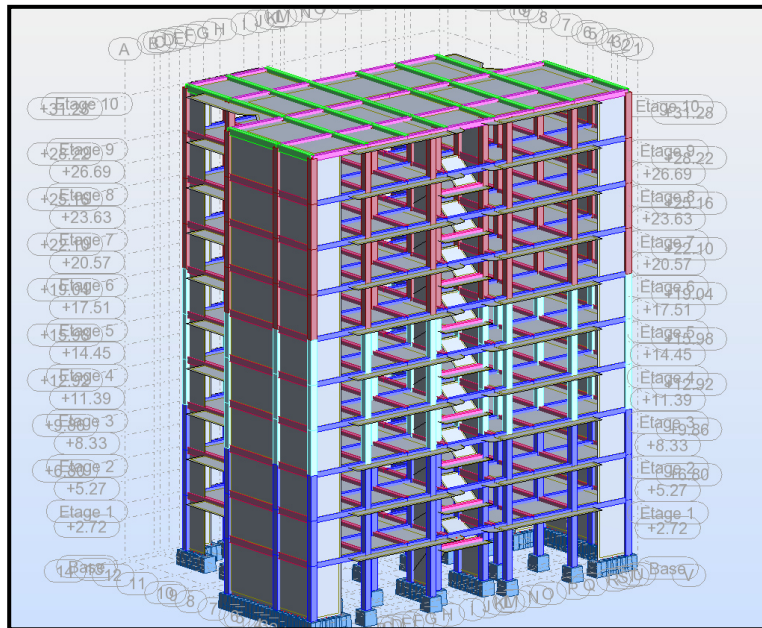
PLAN (RDC-ETAGE)



PLAN ARCHITECTURALE (RDC+ETAGE)



COUPE – AA -



VUE EN 3D SUR STRUCTURE

CHAPITRE 1

❖ **PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE & HYPOTHÈSES DE CALCUL**

1. INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans le but d'obtention du diplôme de mastère II en génie civil option structure, le présent mémoire fait l'objet d'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC plus 09 étages) comprenant quatre logements par étage.

Description du projet :

On a à étudier un bâtiment constitué de neuf étages avec, l'immeuble à pour caractéristique architecturales :

- Rez-de-chaussée
- Etages courants
- Terrasse inaccessible sauf pour entretien

Après la présentation du projet, les hypothèses de calcul (matériaux à utiliser et réglementation de référence), le pré dimensionnement et l'étude des éléments secondaires, le présent mémoire expose par la suite, l'étude du contreventement de bâtiment. Cette étude démontrera en quoi les bâtiments sont irréguliers, ce qui oblige à analyser la structure à l'aide d'une modélisation spatiale.

Dans un second temps, l'influence de l'interaction entre le sol et la structure est abordée. De ce fait, les appuis de la structure – des puits busés, dans ce cas – sont modélisés par des appuis élastiques. Ensuite, l'ensemble des hypothèses de l'analyse modale et du calcul sismique est exposé, notamment la prise en compte d'un mode résiduel et le choix du coefficient de comportement.

Pour finir, les résultats issus des modélisations sont exploités. Ils permettent de vérifier la stabilité des bâtiments, les déplacements maximaux, les dimensions des fondations ainsi que de déterminer les sections de ferrailage dans les voiles de contreventement. Les calculs ont d'abord été effectués d'après les règlements en vigueur: les règles RPA 2003, BAEL 91 rév. 99. La même étude a ensuite été menée aux Eurocodes dans le but de comparer les résultats obtenus

2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Ce mémoire de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+8) implanté dans une zone classée selon le RPA comme zone (IIa) de moyenne sismicité

Cette structure est contreventée par des voiles.

Le présent ouvrage est structuré en deux parties essentielles :

La première partie est consacrée à l'étude de la superstructure.

La deuxième partie est consacrée à l'étude de l'infrastructure.

2.1. Caractéristiques géométriques de la structure:

Les caractéristiques géométriques de la structure en plan et en élévation sont :

- Largeur en plan **19.52 m**
- Longueur en plan **26.15 m**
- Nombre de niveau **10 : RDC + 09 étages**
- Hauteur du RDC **3.74 m**
- Hauteur d'étage courant **3.06 m**
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) **31.28 m**
- **Données du site :**
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon le classement des RPA99/Version 2003.
- Le bâtiment est à usage d'habitation donc appartient au **groupe d'usage 2**.
- Le site est considéré comme meuble (**S3**) selon l'étude de sol.

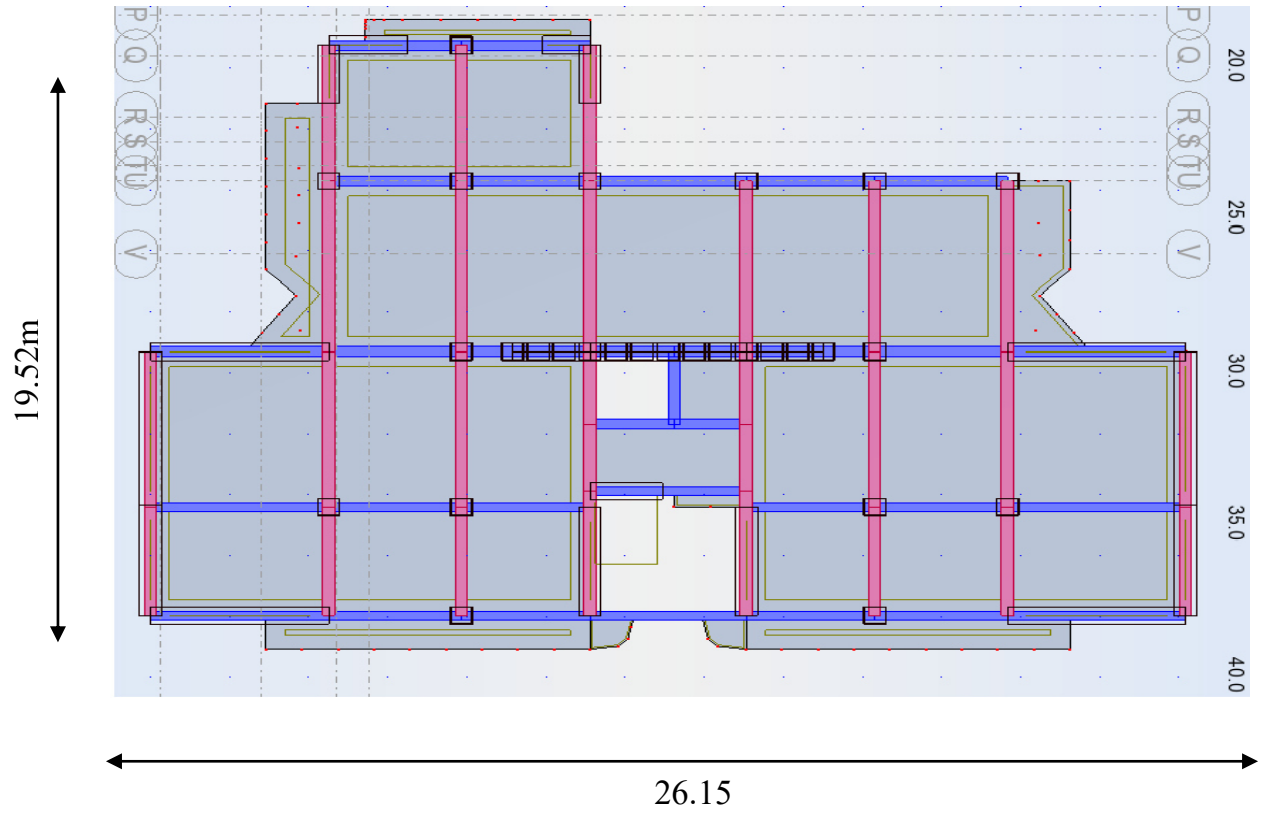


Figure.1.1- Vue en plan de la structure

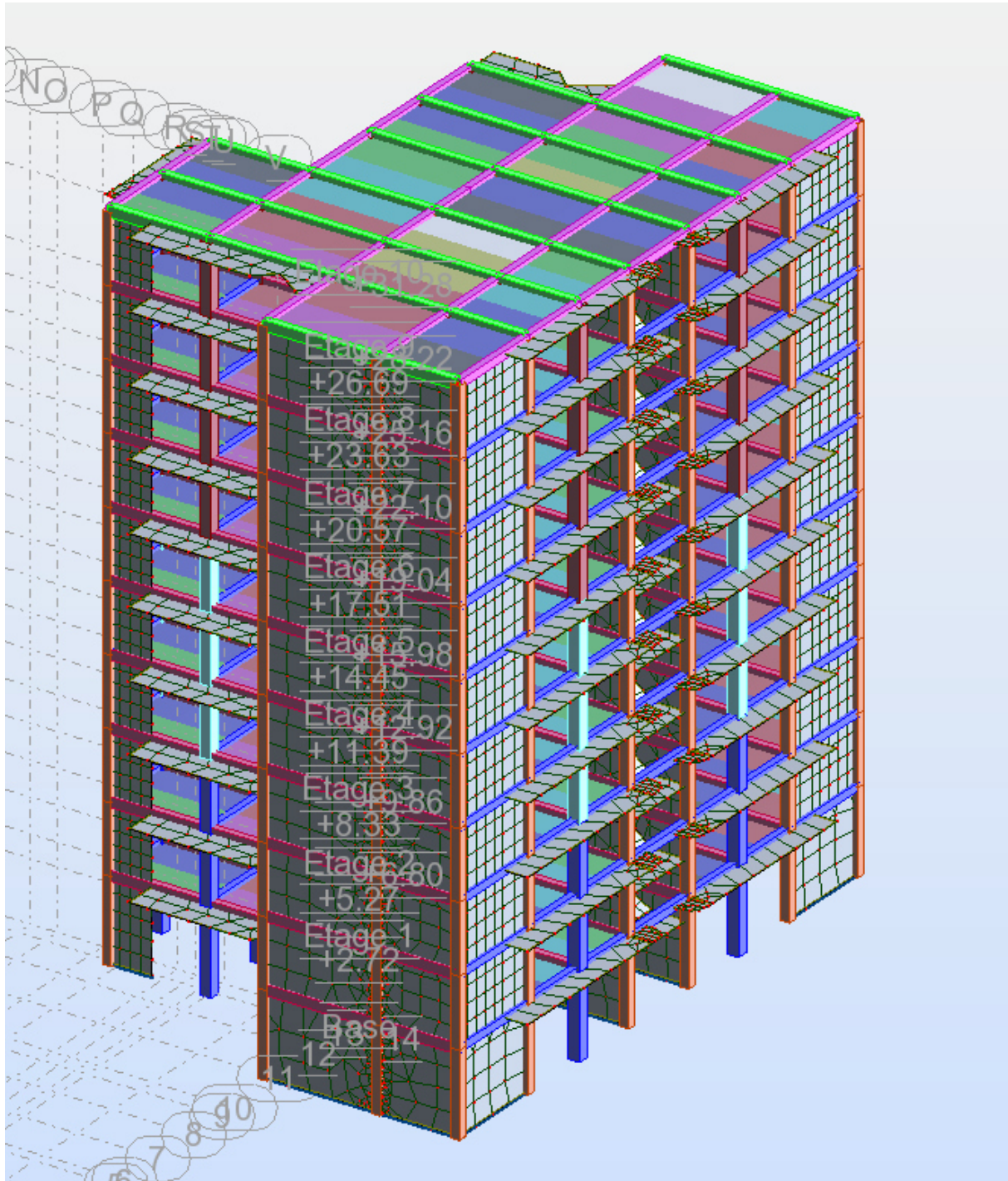


Figure.1.2- Vue globale de notre structure

3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques mécaniques des matériaux (béton et acier) utilisés seront choisis conformément aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé « **BAEL 91** » ainsi que le règlement parasismique Algérien « **RPA 99/Version2003** ».

3.1. Le Béton

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons), de liants (ciment) et de l'eau avec des proportions bien définies pour avoir une résistance adéquate après durcissement.

La Composition courante d'1 m³ du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPJ 325. pour la superstructure et 350kg/m³ de CRS pour l'infrastructure.
- 400 ℓ de sable DS < 5 mm.
- 800 ℓ de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 ℓ d'eau de gâchage.

La résistance du béton :

Résistance à la compression :

La résistance caractéristique du béton à la compression f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ \text{Université Mohamed Khider de Biskra} \end{array} \right.$$

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours.}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance a la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Résistance à la traction :

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

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} &= 0.275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{aligned}$$

La résistance a la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Déformation longitudinale du béton

Module de Déformation longitudinale instantané

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

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_{ij} = 32.164,195 \text{ MPa}$.

Module de Déformation longitudinale différé

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère .ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies E_{vj} = 10.818,865 \text{ MPa}$.

Coefficient de poisson

$\nu = 0.0$ dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des Etats limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

Contraintes limites :

Etat limite ultime ELU :

Contrainte ultime de béton :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur le diagramme de contraintes déformations.

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned} - \varepsilon_{bc1} &= 2\text{‰} \\ - \varepsilon_{bc2} &= 3.5\text{‰} \text{ Si } \rightarrow f_{cj} \leq 40\text{Mpa} \\ - \text{Min}(4.5; 0.025f_{cj})\text{‰} & \text{ Si } \rightarrow f_{cj} \geq 40\text{Mpa} \end{aligned}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité partiel (1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles)

μ : un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h
- $\mu = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.
- $\mu = 0.85$ dans les autres cas.

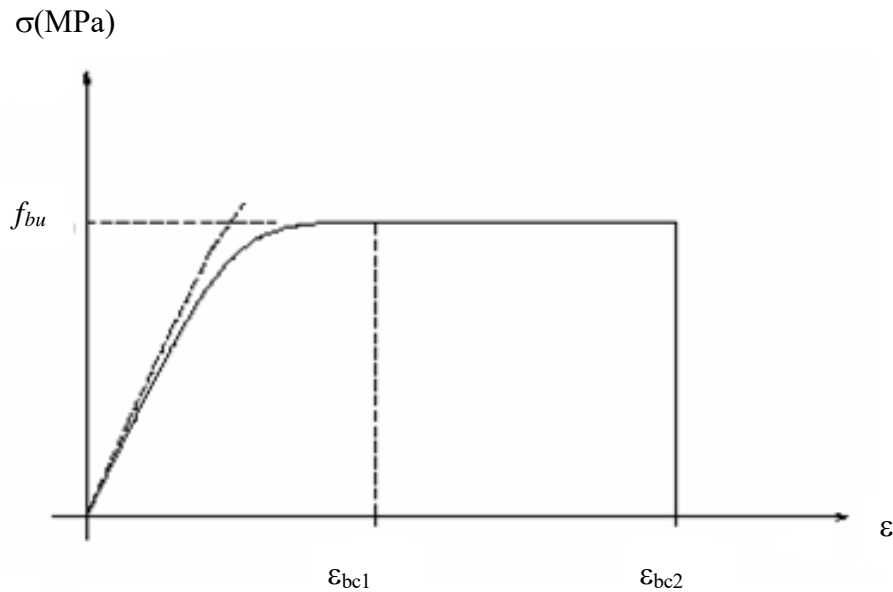


Figure.1.5- Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU

Etat limite de service

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée

($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

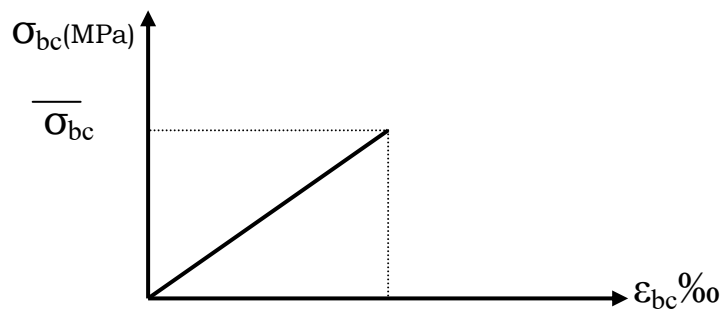


Figure.1.6- Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

3.2. L'Acier (armature) :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la traction, son rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier utilisé sont en fonction de la limite d'élasticité f_e . La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

Tableau. 1.1.- Types et caractéristiques des aciers

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$ TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Contrainte limite

Etat limite ultime

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme de contrainte-déformation suivant.

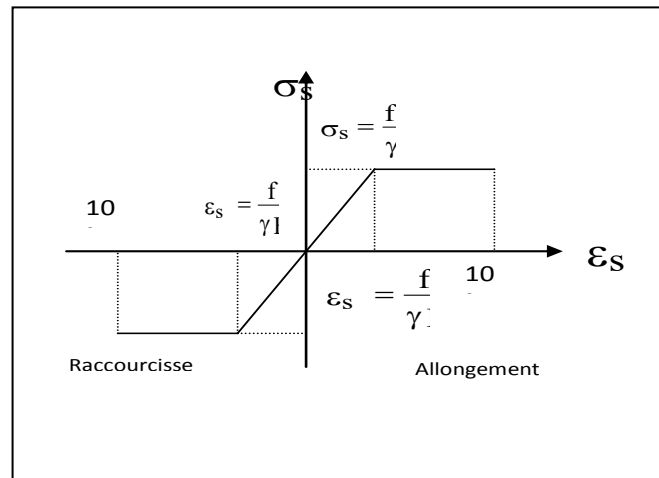


Figure.1.7- Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

Pour un acier à haute adhérence ayant $f_c = 400$ MPa :

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$ situations accidentelles $\Rightarrow \sigma_s = 400$ MPa
- $\gamma_s = 1.15$ cas général $\Rightarrow \sigma_s = 348$ MPa

Etat limite de service

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.5f_c ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.4f_c ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.

- η : coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les aciers a hautes adhérences.

4. HYPOTHÈSE DE CALCUL :

Les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction du béton :..... $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané :..... $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa

5. RÈGLES DE CALCUL :

L'étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- ✓ BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- ✓ CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- ✓ DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

CHAPITRE 2

- ❖ PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX
- ❖ DESCENTE DES CHARGES

II-1/ Pré-dimensionnement des éléments structuraux et secondaires:

1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments a pour objet de déterminer les sections des différents éléments de la structure résistants aux sollicitations quelles sont soumis toute en respectant les prescriptions des règlements en vigueur à savoir le RPA99/Version 2003 et du CBA93 et BAEL91/version 99.

2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

2.1. Pré dimensionnement des planchers à Corps Creux :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées des poutrelles (**max 4.50m**).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Epaisseur du plancher :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur du plancher sera déduite comme suit :

Résistance au feu :

- | | |
|-------------|----------------------------------|
| e = 7cm | Pour une heure de coupe feu. |
| e = 11cm | Pour deux heures de coupe feu. |
| e = 17.5 cm | Pour quatre heures de coupe feu. |
| On choisi | e = 16 cm. |

Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **e = 12cm**

***Plancher en béton armée :**

Dalles reposant sur deux appuis : $L_x/35 < e < L_x/30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 < e < L_x/40$.

L_x : est la petite portée de panneau le plus sollicité. Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à : $L_x = 4.50m$

Donc on a : $9.00cm \leq e \leq 11.25cm$

On prend : **e = 12 cm**

***Plancher en corps creux :**

La condition de flèche qu'on doit vérifier est celle du BAEL91 (art B.6.8, 4.2.4). La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L = 4.50m$).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 20.00 \text{ cm.}$$

On adopte $h_t = 20cm$ (16+4). Et on doit vérifier la flèche.

Nous devons vérifier que la flèche maximale f_{max} subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B6.5.3 du CBA93.

- $f_{max} < L_{max}/500$; si la portée L est au plus égale à 5m.
- $f_{max} < 0.5 \text{ cm} + L_{max}/1000$; si la portée L est supérieur à 5m.

Dans notre cas ($L_{max} < 5m$), donc on doit vérifier la condition suivante :

$$- f_{max} < L_{max}/500$$

Avec : f_{max} : flèche maximale de la poutrelle.

L_{max} : portée maximale de la poutrelle.

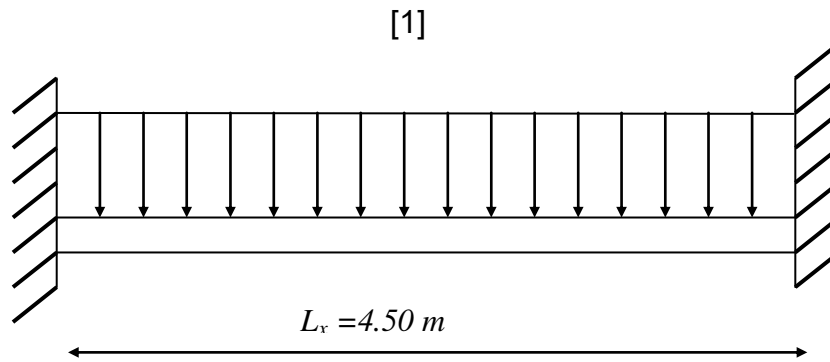


Figure. 2.5- Schéma statique de la poutrelle – Encastrée -

Comme il est schématisé dans la figure (2.5), on suppose que la poutrelle travaille comme une poutre encadrée aux deux extrémités en considérant une bande de 0.60m de largeur et de 4.50m de longueur. La valeur maximale de la flèche sera donnée par : BAEL art B.6.5.2

$$\left. \begin{aligned} \bar{f} &\leq \frac{L_x}{500} \\ f_{\max} &= \frac{M \cdot L_x^2}{10 \cdot E \cdot I} \\ I &= \frac{b \cdot e^3}{12} \end{aligned} \right\}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.65 \text{ MPa}$$

En prend en considérant le Plancher du RDC (cas le plus défavorable) :

G = 640 kg/m²..... Charge Permanente (Voir évaluation des charges ci-dessous)

Q = 100 kg/m².....Charge d'exploitation.

$$\Rightarrow M = 1.35G + 1.5Q = 3.42 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$\Rightarrow f_{\max} = 0.08 \text{ cm} < \bar{f} = 0.9 \text{ cm} \text{ ----- cv.}$$

Après la vérification de l'ensemble des conditions l'épaisseur finale du plancher est déduite de l'équation :

$$e = \max \{16, 12, 12\} \text{ (cm)}$$

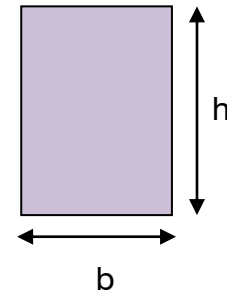
On adopte une épaisseur de $e = 16 \text{ cm}$.

En ajoutant une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, on aura un plancher d'une épaisseur totale de **20 cm (16+4)**.

2.2. Pré dimensionnement des poutres

D'après le RPA99/Version 2003; les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} = 1.5h + b_1$



$$h = [1/15 \div 1/10] L_{\max}$$

$$b = [0.3 \div 0.4] \cdot h$$

Le Sens longitudinal « Poutres Principales » :

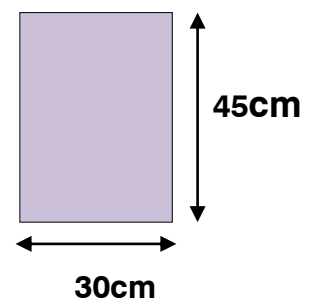
$$L_{\max} = 5.60 \text{ m} \quad 37.33 \leq h_t \leq 56.$$

On prend: $h_t = 45 \text{ cm}$.

$13.5 \leq b \leq 18$, On prend: $b = 30 \text{ cm}$.

$$h/b = 1.5 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{conditions vérifiées.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des **poutres principales (P.P) [longitudinales]: $[30 \times 45] \text{ cm}^2$**



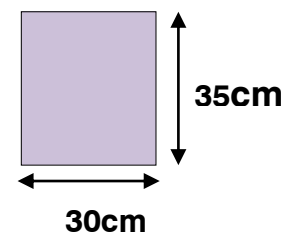
Le Sens transversal « Poutres secondaires » :

$$L_{\max} = 4.50 \text{ m} \quad 30 \leq h_t \leq 45$$

On prend: $h_t = 35 \text{ cm}$

$10.5 \leq b \leq 14$ On prend: $b = 30 \text{ cm}$.

$$h/b = 1.16 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{conditions vérifiées.}$$



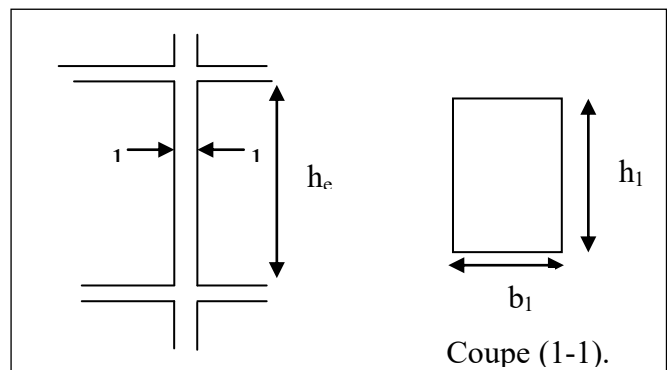
Alors on prend les dimensions des **poutres secondaires** (P.S) [transversales]: **[30x35] cm²**

2.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99** (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique IIa :

- $\min[b_1, h_1] \geq 25\text{cm}$
- $\min[b_1, h_1] \geq \frac{h_e}{20}$.
- $0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$.



Tel que :

h_e :Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{potx}} \implies h_e = 3.74 - 0.45 = 3.29 \text{ m}$$

Conditions de R.P.A.99 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \implies 40\text{cm} > 25 \text{ cm} \quad (c.v).$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \implies 40\text{cm} > 329 / 20 = 16.45 \text{ cm} \quad (c.v).$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4 \implies 0.25 < 1 < 4 \quad (c.v).$

On adopte une section de **[40x40] cm²**

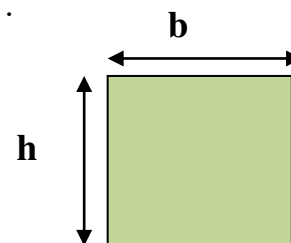


Fig 2.2: poteau

Alors on prend les dimensions des **poteaux** : **[40x40] cm²** et on doit vérifier l'effort normal agissant sur le poteau.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28}/0.9 \gamma_b) + (A \cdot f_e/\gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91, elles préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc}/0.9) + 0.85(f_e/\gamma_s) (A/B_r)).$$

tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

f_{bc} : $0.85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14.16$ MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

γ_b : 1.5

γ_s : 1.15

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$- \quad \beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$- \quad \beta = 0.85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée on a : $\beta = 1.2$

D'après les RPA99/Version 2003 :

$A/B_r = 0.8\%$ (Zone IIa)

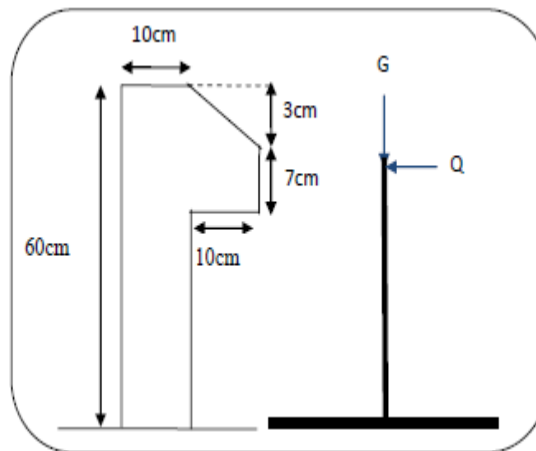
$B_r \geq 7.62 N_u$

Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

2.4. L'acrotère :

L'acrotère est considérée comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante Q



2.5. Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place elles sont composées de 03 volées en RDC et de 02 volée pour les autres étage qui reposent sur des poutres paillasses.

Dimensionnement des marches et contre marches :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contres marches (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec : **h** : hauteur de la contre marche.

g : Largeur de marche (giron).

En choisissant **h=17cm et g = 30cm.**

Donc on aura : $60 \leq g+2h \leq 66 \implies 60 \leq 64cm \leq 66$ (c.v).

Dimensionnement des volées :

Le nombre de contre marche d'une volée:

- Hauteur d'étage: H= 306 cm.

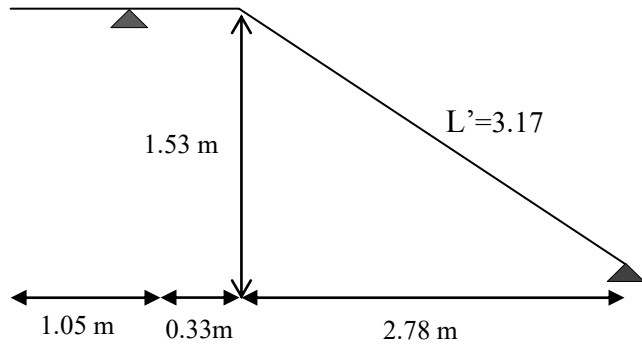
- Nombre de contre marches: $\frac{H / 2}{h} \Rightarrow \frac{306 / 2}{17} = 9$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

D'où : $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$

$L = L' + L_{\text{Palier}}$



$L' = \sqrt{1.53^2 + 2.78^2} = 3.17 \text{ m}$

$L = L' + L_{\text{palier}} = 3.17 + 0.33 = 3.50 \text{ m}$

Donc $L_{\max} = 3.50 \text{ m}$

$\left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) * 350 \Rightarrow (11.66 \div 17.50) \dots \dots \dots \text{ Soit } e = 15 \text{ cm}$

$\left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) * 423 \Rightarrow (14.10 \div 21.15) \dots \dots \dots \text{ Soit } e = 16 \text{ cm}$

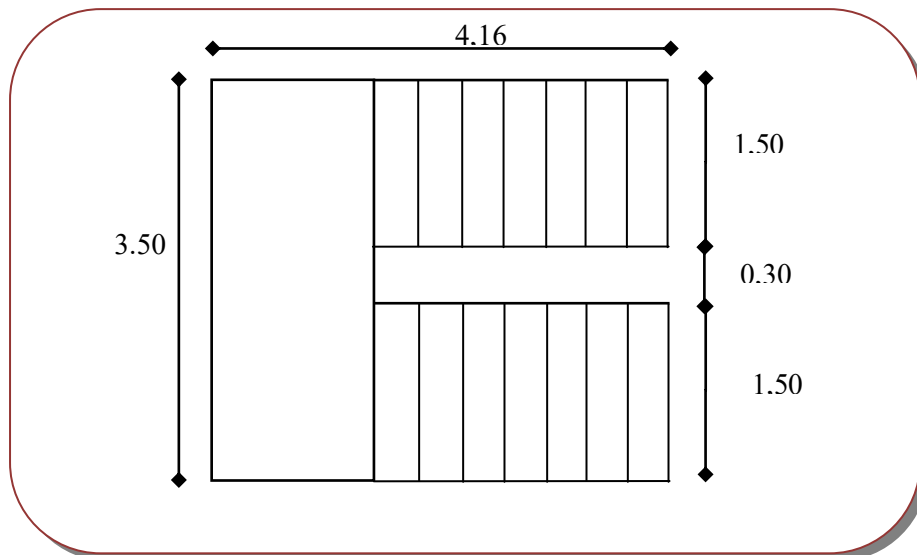
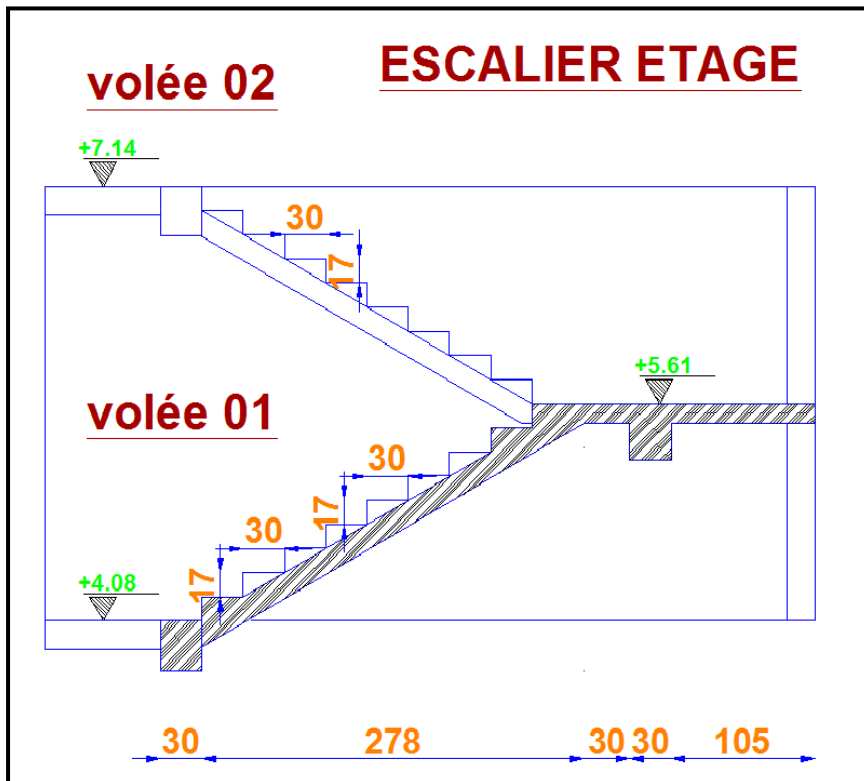
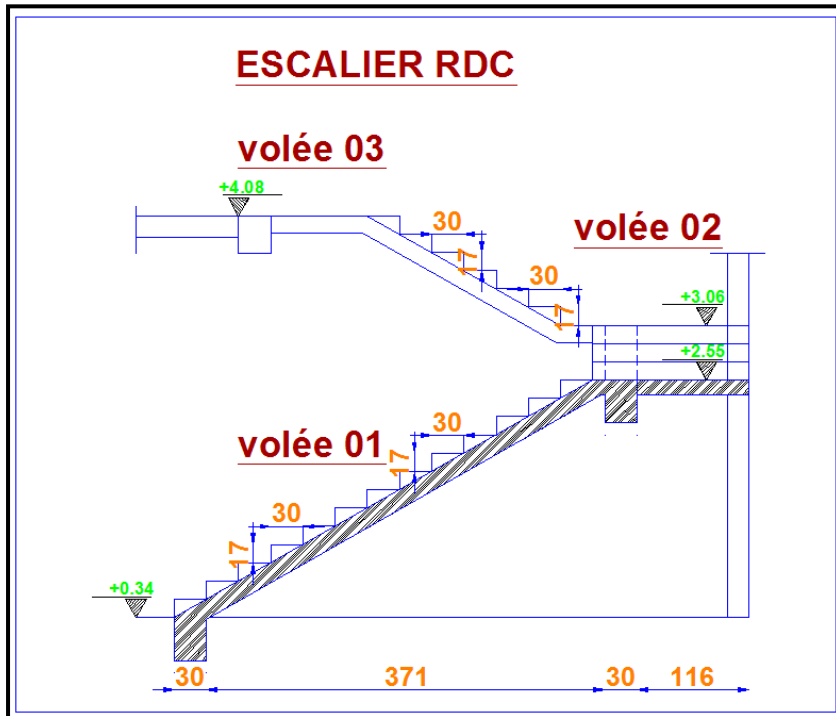


Figure. - Vu en plan de l'escalier



2.6. Pré dimensionnement des voiles :

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99/Version 2003, sont considérés comme voiles (contrairement aux éléments linéaires) les éléments satisfaisants la condition suivante :

$$L \geq 4 e$$

Avec : L : Porté du voile.

e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 des RPA99/Version 2003 exige une **épaisseur minimale de 15cm.** de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

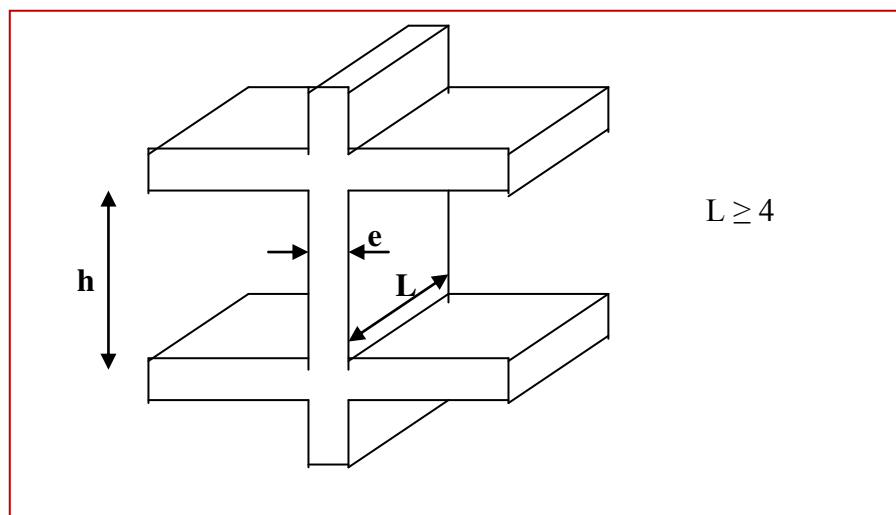
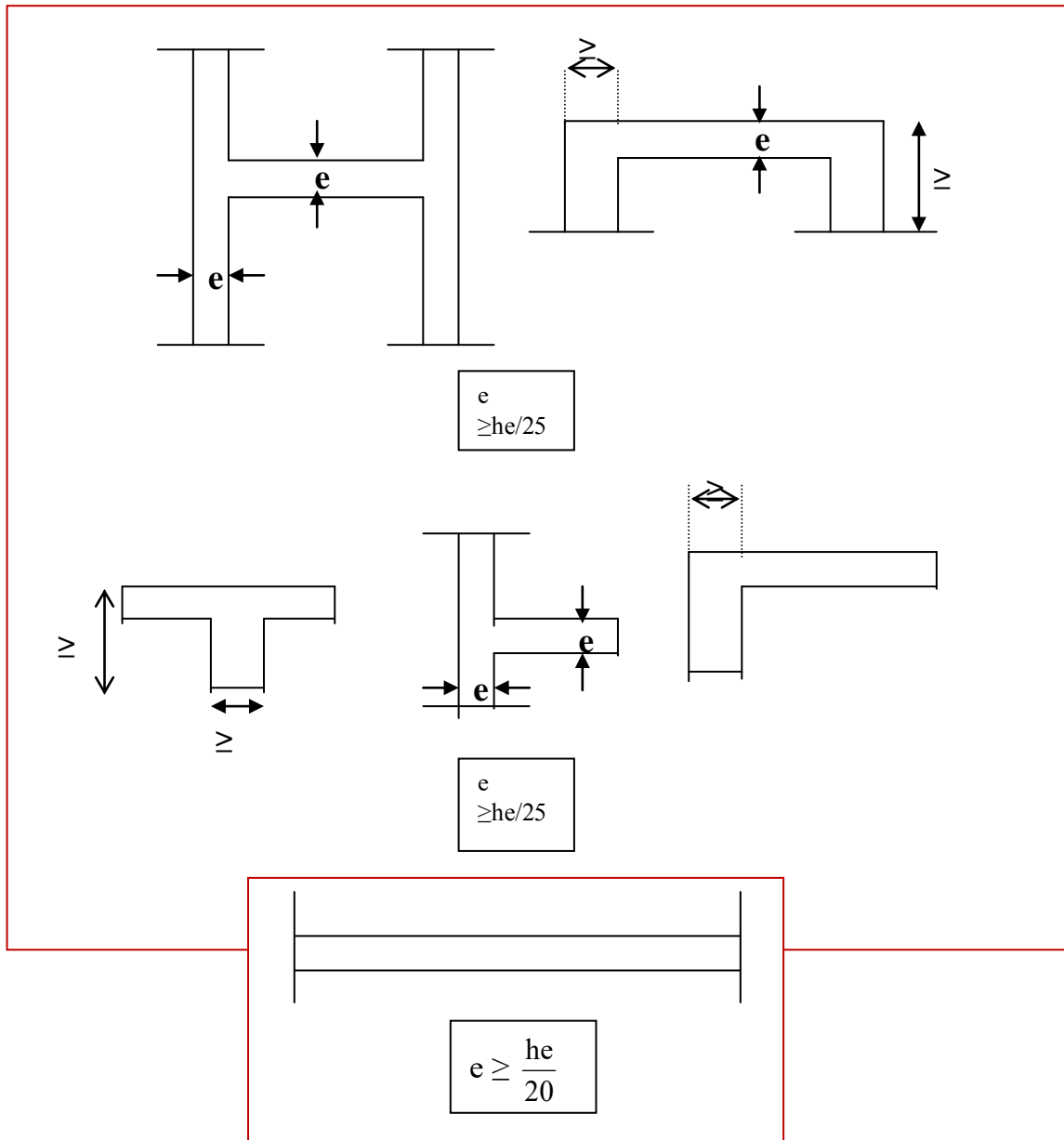


Figure. 2.8- Schéma des voiles



- $e \geq \max (e_{\min} , h_e/20)$
- $h_e = 3.74 - 0.40 = 3.34\text{m}$
- $e \geq \text{Max} (15 ; 16.70)$

On choisi une épaisseur des voiles de $e = 20 \text{ cm}$

2.7. Les charges réglementaires

Les charges réglementaires prisent en compte sont :

- Les charges permanentes qui représentent le poids mort.
- Les charges d’exploitation où surcharges.

Les charges permanentes G :

Il s'agit des poids propres des éléments constituant le bâtiment et afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Selon le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C.2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

Les charges d’exploitation Q :

Il s'agit des charges et sollicitations d’utilisation où d’exploitation de l’ouvrage, selon des catégories d’exploitation et afin de faciliter la prise en compte de ces chargements, le législateur dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C. 2.2) à définir des charges réglementaires.

2.8. Descente des charges :

Plancher terrasse inaccessible :

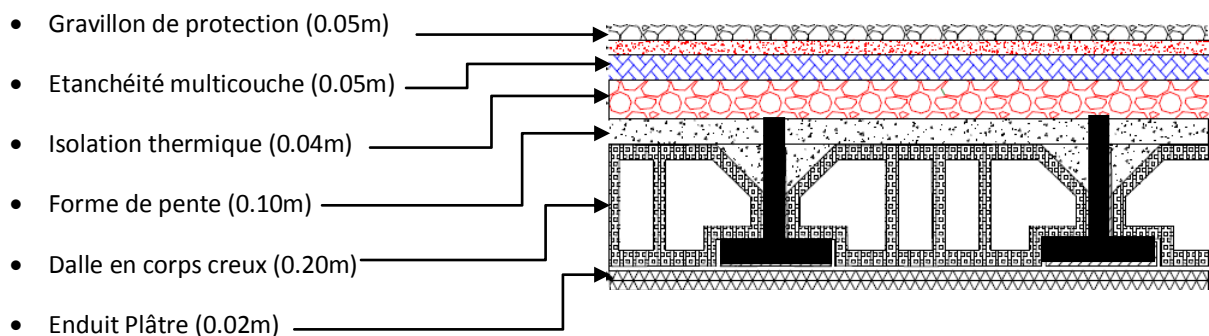


Figure.2.1- Schéma d'un plancher terrasse

Désignation	Epaisseur	Poids /m2	Poids surfacique
Protection en gravillons roulés	0.05	1700	85 kg/m ²
Etanchéité multicouches	0.05	200	10 kg/m ²
Béton forme de pente	0.10	2200	220 kg/m ²
Isolation thermique en liège	0.04	400	16 kg/m ²
Plancher en corps creux	0.20	1425	285kg/m ²
Enduit plâtre	0.02	1000	20 kg/m ²
Total G			640 kg/m²

$G_t = 640 \text{ kg/m}^2.$

$Q_t = 100 \text{ kg/m}^2.$

Plancher étage courant à usage d'habitation :

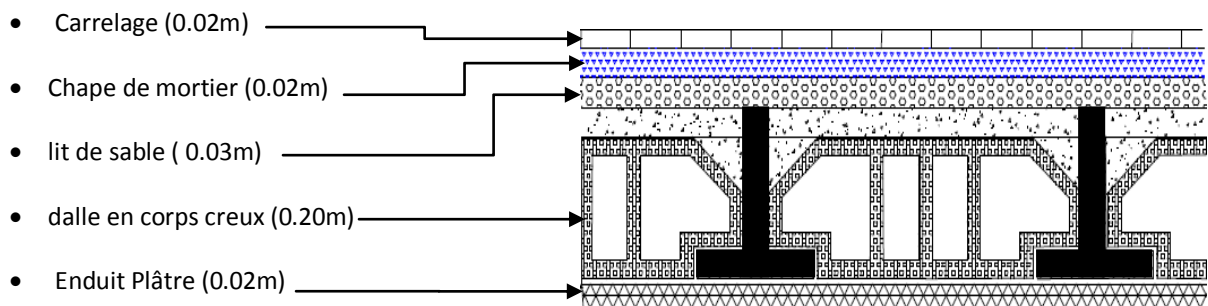


Figure.2.2- Schéma d'un plancher d'étage courant

Désignation	Epaisseur	Poids /m2	Poids surfacique
Revêtement en carrelage	0.02	2200	44 kg/m ²
Mortier de pose	0.02	2000	40 kg/m ²
Lit de sable	0.02	1800	36 kg/m ²
Plancher en corps creux	0.20	1425	285 kg/m ²
Enduit plâtre	0.02	1000	20 kg/m ²
Cloisons légères	/	100	100 kg/m ²
Total G			525 kg/m²

$G_c = 525 \text{ kg/m}^2.$

$Q_c = 150 \text{ kg/m}^2.$

Balcons étage courant :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$L / 15 < e < L / 20$

On a : $L = 1.35\text{m} \Rightarrow 9.00\text{cm} < e < 3.74\text{cm}$

On opte pour $e = 12 \text{ cm}$.

Désignation	Epaisseur	Poids /m2	Poids surfacique
Revêtement en carrelage	0.02	2200	44 kg/m ²
Mortier de pose	0.02	2000	40 kg/m ²
Lit de sable	0.02	1800	36 kg/m ²
Dalle en béton armé	0.12	2500	300 kg/m ²
Enduit ciment	0.02	2000	40 kg/m ²
Total G			460 kg/m²

Balcon Etage : G = 460 kg/m² - Q = 350kg/m².

Désignation	Epaisseur	Poids /m2	Poids surfacique
Protection en gravillons roulés	0.05	1500	75 kg/m ²
Etanchéité multicouches	0.05	200	10 kg/m ²
Béton forme de pente	0.10	2200	220 kg/m ²
Dalle en béton armé	0.12	2500	300 kg/m ²
Enduit ciment	0.02	2000	40 kg/m ²
Total G			645 kg/m²

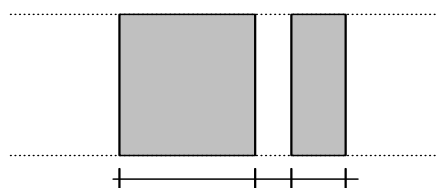
Balcon terrasse :G = 645 kg/m² - Q = 100kg/m²

Murs extérieurs en maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en briques creuse (double cloison) avec lame d'aire de 5cm :

Désignation	Epaisseur	Poids /m2	Poids surfacique
Enduit extérieur	0.02	2000	40 kg/m ²
Briques creuses	0.15	1400	210 kg/m ²
Briques creuses	0.10	1400	140 kg/m ²
Enduit intérieur	0.015	1200	18 kg/m ²
Total G			408 kg/m²

Avec 30% d'ouverture :408 × 0.7 = 285.6kg/m² ⇒ **G = 286 kg/m²**



15cm 5 10cm

Figure.2.3- Schéma du mur double cloisons

Acrotère

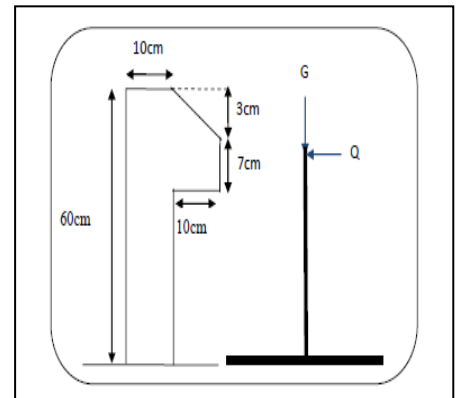
$$S = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G1 = 0.0685 \times 2500 = 171 \text{ kg/ml.}$$

Poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ KN/ml}$$

$$G = G1 + G2 = 183 \text{ kg/ml.} \quad Q = 90 \text{ kg/ml.}$$



Escalier « RDC et Etage courant » :

a. Paliers :

Désignation	Epaisseur	Poids /m2	Poids surfacique
Revêtement en carrelage	0.02	2200	44 kg/m ²
Mortier de pose	0.02	2000	40 kg/m ²
Lit de sable	0.02	1800	36 kg/m ²
Dalle pleine (BA):	0.16	2500	400 kg/m ²
Enduit ciment	0.02	2000	40 kg/m ²
Total G			560 kg/m²

$$G = 560 \text{ kg / m}^2. \quad Q = 250 \text{ kg / m}^2$$

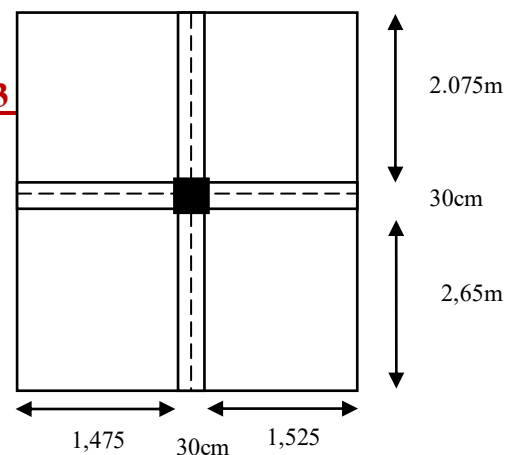
b. Volée (paillese) :

Désignation	Epaisseur	Poids /m2	Poids surfacique
Revêtement en carrelage	0.02	2200	44 kg/m ²
Mortier de pose	0.02	2000	40 kg/m ²
Poids des marches	0.16/2	2200	176 kg/m ²
Paillese	0.16/cos33.45	2500	483 kg/m ²
Enduit plâtre	0.02	1000	20 kg/m ²
Total G			763 kg/m²

$$G = 763 \text{ kg / m}^2. \quad Q = 250 \text{ kg / m}^2$$

Résumé des charges réglementaires :

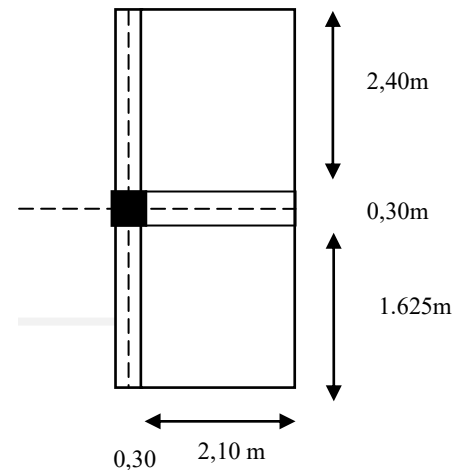
Eléments	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	640	100
Plancher Etage courant	525	150
Balcons étage courant	460	350
Balcons étage terrasse	645	100
Murs extérieurs	286	-
L'acrotère	183	90
L'escalier - Palier -	560	250
L'escalier - Paillasse -	763	250

II-2/ Descente des charges :**2.9. Calcul des surfaces afférentes à chaque poteau :****1. Poteaux centrale Axes « D3 »****Le poteau le plus sollicité positionner à l'axe « D3 »**

- $S_g = (2.65 + 2.075) \times (1.525 + 1.475) = 13.91 \text{ m}^2$
- $S_q = (2.65 + 0.30 + 2.075) \times (1.525 + 0.30 + 1.475) = 15.39 \text{ m}^2$
- $S_{q1} = 15.39 - (0.40 \times 0.40) = 15.23 \text{ m}^2$
- L (mur extérieur) = /

2. Poteau de rive Axes « B1 »

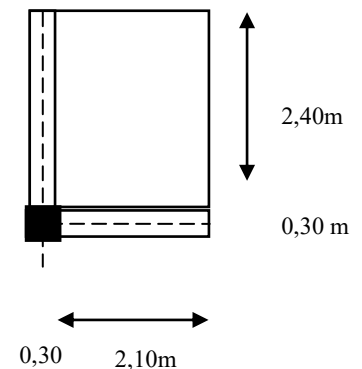
Le poteau le plus sollicité positionner à l'axe « B1 »



- $S_g = (2.10) \times (1.625 + 2.40) = 8.45 \text{ m}^2$
- $S_q = (2.10 + 0.30) \times (1.625 + 0.30 + 2.40) = 10.38 \text{ m}^2$
- $S_{q1} = 10.38 - (0.40 \times 0.40) = 10.22 \text{ m}^2$
- $S \text{ (mur extérieur)} = /$

3. Poteau de d'angle Axes « C10 »

Le poteau le plus sollicité positionner à l'axe « C10 »



- $S_g = (2.40) \times (2.10) = 5.04 \text{ m}^2$
- $S_q = (2.40 + 0.30) \times (2.10 + 0.30) = 6.48 \text{ m}^2$
- $S_{q1} = 6.48 - (0.40 \times 0.40) = 6.32 \text{ m}^2$
 - **Dégression des charges d'exploitation selon le DTR B.C.2.2**

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites de 10% dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la terrasse : Q_t
- Pour le dernier étage : Q_c
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q_c$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q_c$

- Ainsi de suite réduisant jusqu'à 0,5Qc valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Poteaux centrale Axes « D3 »

section	Eléments	Charges régl. (Kg)	Calcul			G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher terrasse	640	/	13.91	/	8 902	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.725	1 595	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	3.000	788	-
	Surcharge	100	/	15.39	/	-	1 539
2-2	Venant					11 285	1 539
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
3-3	Venant					12 509	1 539
	Plancher terrasse	525	/	13.91	/	7 303	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.725	1 595	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	3.000	788	-
	Surcharge	150	/	15.39	/	-	2 078
4-4	Venant					22 194	3 617
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
5-5	Venant					23 418	3 617
	Plancher terrasse	525	/	13.91	/	7 303	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.725	1 595	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	3.000	788	-
	Surcharge	150	/	15.39	/	-	1 847
6-6	Venant					33 102	5 463
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
7-7	Venant					34 326	5 463
	Plancher terrasse	525	/	13.91	/	7 303	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.725	1 595	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	3.000	788	-
	Surcharge	150	/	15.39	/	-	1 616

8-8	Venant					44 011	7 079
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
9-9	Venant					45 235	7 079
	Plancher terrasse	525	/	13.91	/	7 303	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.725	1 595	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	3.000	788	-
	Surcharge	150	/	15.39	/	-	1 385
10-10	Venant					54 920	8 465
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
11-11	Venant					56 144	8 465
	Plancher terrasse	525	/	13.91	/	7 303	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.725	1 595	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	3.000	788	-
	Surcharge	150	/	15.39	/	-	1 154
12-12	Venant					65 829	9 619
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
13-13	Venant					67 053	9 619
	Plancher terrasse	525	/	13.91	/	7 303	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.725	1 595	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	3.000	788	-
	Surcharge	150	/	15.39	/	-	1 154
14-14	Venant					76 738	10 773
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
15-15	Venant					77 962	10 773
	Plancher terrasse	525	/	13.91	/	7 303	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.725	1 595	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	3.000	788	-
	Surcharge	150	/	15.39	/	-	1 154
16-16	Venant					87 647	11 927
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-

	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
17-17	Venant					88 871	11 927
	Plancher terrasse	525	/	13.91	/	7 303	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.725	1 595	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	3.000	788	-
	Surcharge	150	/	15.39	/	-	1 154
18-18	Venant					98 556	13 082
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
19-19	Venant					99 780	13 082
	Plancher terrasse	525	/	13.91	/	7 303	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.725	1 595	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	3.000	788	-
	Surcharge	150	/	15.39	/	-	1 154
20-20	Venant					109 465	14 236
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.74	1 496	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
	Venant					110 961	14 236
TOTALE						110 961	14 236

Poteaux de rive Axes « B2 »

section	Eléments	Charges régl. (Kg)	Calcul			G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher terrasse	640	/	8.45	/	5 408	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.025	1 358	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	100	/	10.38	/	-	1 038
2-2	Venant					7 318	1 038
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
3-3	Venant					8 542	1 038
	Plancher terrasse	525	/	8.45	/	4 436	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.025	1 358	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	10.38	/	-	1 401
4-4	Venant					14 888	2 439
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
5-5	Venant					16 112	2 439
	Plancher terrasse	525	/	8.45	/	4 436	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.025	1 358	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	10.38	/	-	1 246
6-6	Venant					22 458	3 685
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
7-7	Venant					23 682	3 685
	Plancher terrasse	525	/	8.45	/	4 436	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.025	1 358	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	10.38	/	-	1 090
8-8	Venant					30 028	4 775
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-

9-9	Venant					31 252	4 775
	Plancher terrasse	525	/	8.45	/	4 436	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.025	1 358	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	10.38	/	-	934
10-10	Venant					37 597	5 709
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
11-11	Venant					38 821	5 709
	Plancher terrasse	525	/	8.45	/	4 436	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.025	1 358	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	10.38	/	-	779
12-12	Venant					45 167	6 488
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
13-13	Venant					46 391	6 488
	Plancher terrasse	525	/	8.45	/	4 436	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.025	1 358	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	10.38	/	-	779
14-14	Venant					52 737	7 266
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
15-15	Venant					53 961	7 266
	Plancher terrasse	525	/	8.45	/	4 436	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.025	1 358	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	10.38	/	-	779
16-16	Venant					60 307	8 045
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
17-17	Venant					61 531	8 045
	Plancher terrasse	525	/	8.45	/	4 436	-

	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.025	1 358	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	10.38	/	-	779
18-18	Venant					67 877	8 823
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
19-19	Venant					69 101	8 823
	Plancher terrasse	525	/	8.45	/	4 436	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	4.025	1 358	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	10.38	/	-	779
20-20	Venant					75 447	9 602
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.74	1 496	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
	Venant					76 943	9 602
TOTALE						76 943	9 602

Poteaux de D'angle Axes « C 10 »

section	Eléments	Charges régl. (Kg)	Calcul			G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher terrasse	640	/	5.04	/	3 226	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	2.400	810	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	100	/	6.48	/	-	648
2-2	Venant					4 587	648
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
3-3	Venant					5 811	648
	Plancher terrasse	525	/	5.04	/	2 646	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	2.400	810	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	6.48	/	-	875
4-4	Venant					9 818	1 523
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
5-5	Venant					11 042	1 523
	Plancher terrasse	525	/	5.04	/	2 646	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	2.400	810	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	6.48	/	-	778
6-6	Venant					15 049	2 300
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
7-7	Venant					16 273	2 300
	Plancher terrasse	525	/	5.04	/	2 646	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	2.400	810	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	6.48	/	-	680
8-8	Venant					20 281	2 981
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-

	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
9-9	Venant					21 505	2 981
	Plancher terrasse	525	/	5.04	/	2 646	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	2.400	810	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	6.48	/	-	583
10-10	Venant					25 512	3 564
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
11-11	Venant					26 736	3 564
	Plancher terrasse	525	/	5.04	/	2 646	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	2.400	810	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	6.48	/	-	486
12-12	Venant					30 743	4 050
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
13-13	Venant					31 967	4 050
	Plancher terrasse	525	/	5.04	/	2 646	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	2.400	810	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	6.48	/	-	486
14-14	Venant					35 974	4 536
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
15-15	Venant					37 198	4 536
	Plancher terrasse	525	/	5.04	/	2 646	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	2.400	810	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	6.48	/	-	486
16-16	Venant					41 206	5 022
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
17-17	Venant					42 430	5 022

	Plancher terrasse	525	/	5.04	/	2 646	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	2.400	810	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	6.48	/	-	486
18-18	Venant					46 437	5 508
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.06	1 224	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
19-19	Venant					47 661	5 508
	Plancher terrasse	525	/	5.04	/	2 646	-
	Poutre principale	2500	0.3	0.45	2.400	810	-
	Poutre secondaire	2500	0.3	0.35	2.100	551	-
	Surcharge	150	/	6.48	/	-	486
20-20	Venant					51 668	5 994
	Poteaux	2500	0.40	0.40	3.74	1 496	-
	mur ext	286	0.00	0.00	/	0	-
	Venant					53 164	5 994
TOTALE						53 164	5 994

- Donc le poteau le plus sollicité est le poteau de rive « B2 »

$$G = 110\,961\text{00Kg} = 110\,961\text{KN}$$

$$Q = 14\,236\text{00Kg} = 14\,236\text{KN}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = (1.35 \times 110961) + (1.50 \times 14236) = 171\,151.35\text{KN}$$

$$N_u = 171\,151.35\text{KN}$$

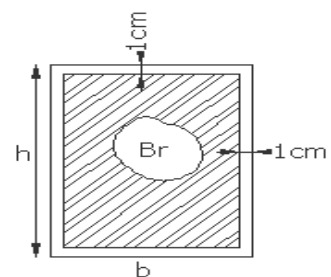
1. Vérification de la section du poteau D3 : Selon BAEL91 (B.8.4.1)

L'effort normal ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_U \leq \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r Section réduite de poteau.

$$B_r = (h-2) \times (b-2) = (40-2) \times (40-2) = 1444 \text{ cm}^2 = 144400\text{mm}^2.$$



$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 3.46 \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 18.53$$

Pas de risque de flambement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.53}{35}\right)^2} = 0.805$$

$$A_{min}^{BAEL} = \min \left\{ \frac{0.2 \times (b \times h)}{100}, \frac{8 \times (b + h)}{100} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times (400 \times 400)}{100} = 320mm^2, \frac{8 \times (400 + 400)}{100} = 64mm^2 \right\} \Rightarrow A_{min} (BAEL) = 64 mm^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.80 \% Br \rightarrow \text{en zone IIa} = 0.80 \times 144400 / 100 = 1155 mm^2$$

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = A_{min}^{RPA} = 1155 mm^2$$

$$\text{Donc : } \overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.805 \times \left[\frac{144400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1155 \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\overline{Nu} = 2476029 N$$

$$Nu = 2\,425\,420 N \leq \overline{Nu} = 2476029 N \quad \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

2. Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

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

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul à l'état limite de service. $N_d = N_{ser} = G + Q$.

B_c : Section brute du béton (Aire du Béton).

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

N_d (N.m)	B_c	F_{c28}	V	condition	
1251967.75	160000	25	0.312	>0.30	Non Vérifier

- Alors on doit redimensionner la section des Poteaux.

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \Longrightarrow \quad B_c \geq \frac{N_d}{0,30 \cdot f_{c28}} = 166929.033 \text{ mm}^2$$

Si on prend $B_c = 450 \times 450 \text{ mm}^2 = 202500 \text{ mm}^2$ condition sera vérifier.

Donc en adopte la section des poteaux de **(45 x 45) cm²**

CHAPITRE 3

❖ ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

1. L'acrotère :
2. L'escalier :
3. Plancher :

III. 1- L'acrotère :

3.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge horizontale qui est la main courante.

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse

Travaillant à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_g et un moment de flexion à la base dû à la main courante.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de **1,00 ml** de largeur.

3.1.2 Evaluation des charges :

a) **Surface:** $S_t = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.10) / 2] + 0.07 \times 0.10 = 0.0685 \text{ m}^2$

b) **Les Charges permanentes :**

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G1 = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre $G = G1 + G2 = 1.713 + 0.12 = 1.833 \text{ KN/ml} = \mathbf{183 \text{ dan.m}}$

c) **Surcharge d'exploitation :** D'après D.T.R.B.C.2.2. (P20)

"Q" Force horizontal sollicité l'acrotère dû à la main courante est $Q = 1 \text{ KN/m}$.

d) **Détermination de l'effort due au séisme :** D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 groupe d'usage [2]) $\Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$

C_p : facteur de force horizontale (tableau 6.1 de L' RPA99) $\Rightarrow \mathbf{C_p = 0.8}$

W_p : Poids de l'acrotère. $\Rightarrow \mathbf{W_p = 183 \text{ dan/ml}}$.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183 = 87.84 \text{ Kg}$

$F = \max (F_p; Q) = \max (87.84; 100) = 100 \text{ Kg/ml.}$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F = Q = 100 \text{ Kg/ml} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml.}$

3.1.3 Les sollicitations (Combinaisons d'action):

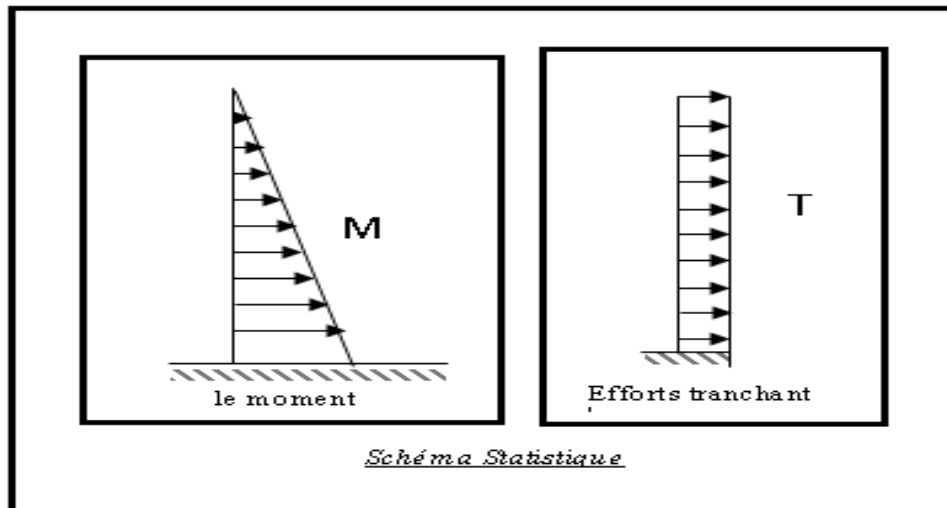


Figure II.2.1 : schéma statique.

La section la plus dangereuse se trouve à la base au niveau d'encastrement :

$$M = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ dan.m}$$

$$N = G = 183 \text{ dan.m}$$

$$T = Q = 100 \text{ dan.m}$$

3.1.4 Combinaisons d'action :

- **E.L.U.:(1.35G + 1.5Q)**

$N_u = 1 \times N = 1 \times 183 = 183 \text{ dan.m}$; Sans majoration car le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 60 = 90 \text{ dan.m}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 100 = 150 \text{ dan/ml}$$

- **E.L.S :(G + Q)**

$$N_{ser} = N_g = 183 \text{ dan/ml.}$$

$$M_{ser} = M = 60 \text{ dan.m.}$$

3.1.5 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur **b=100 cm** et hauteur **h=10 cm**.

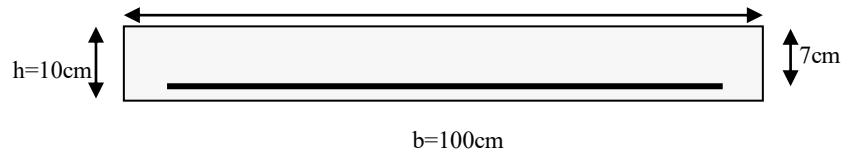


Figure III.2.2: Section à ferrailer.

1. Diamètre des barres : BAEL (art A.7.2.1)

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10mm$

On prend : $\Phi_l = 8mm$ et on prend : $\Phi_t = 6mm < \Phi_l$

2. Protection des armatures

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries soit $c=3cm$

3. Armatures longitudinales

- E.L.U

- Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{183} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = \max(0.49 \text{ m}; 0.05) = 0.49 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 90 + 183 \left[\left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 93,66 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936,60}{14,2 \times 100 \times 7^2} = 0,0135 < \mu l = 0,392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.0135 \Rightarrow \alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993 \quad A^u = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{936.60}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.39 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la section des armateurs à la flexion composée**

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}; \text{ et } A' = A_f' = 0$$

$$A = 0.39 - \frac{1830}{100 \times 348} = 0.34 \text{ m}^2$$

• **E.L.S :**

- **Détermination de l'excentricité du centre de pression**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{183} = 0.32 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

- **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_{ser}^1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 60 + 183 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 63.66 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{636.6}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{636.60}{201.63 \times 0.95 \times 7} = 0.47 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1830}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

4. Condition de non fragilité :

- **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1).**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}).$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{\text{ser}} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^{\ell} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 2,51 \text{ cm}^2.$$

5. Pourcentage minimale des armatures longitudinales

Selon B.A.E. L91 (B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{\text{ser}} ; A_L) = \max (0,84 ; 0,38 ; 2,51) = 2,51 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A_1 = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

6. Armatures de répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^{\ell} = (0,627 \div 1,255).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement des armatures :**

$$A_{\ell} = 5 \text{ } \emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \rightarrow S_r = 20 \text{ cm}$$

7. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

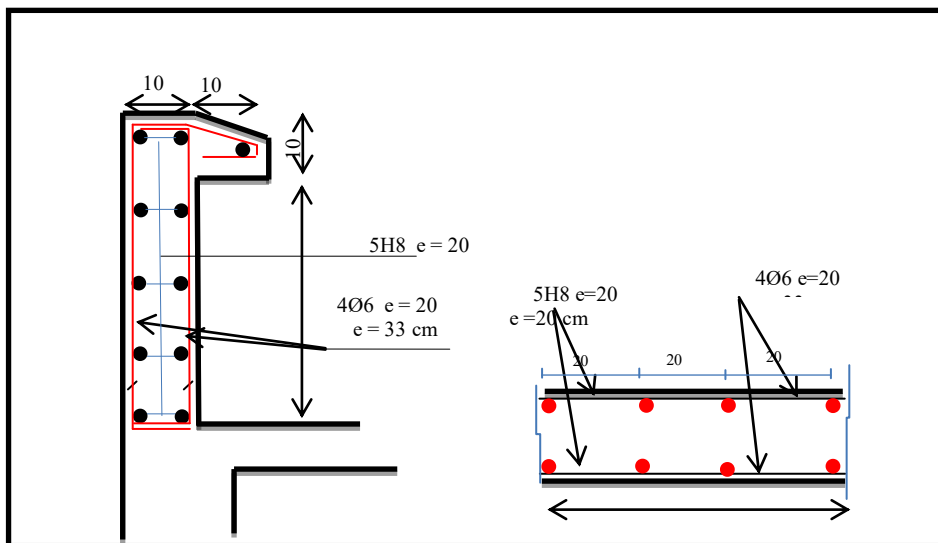
$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire



7 Présentation du ferrailage :

III. 2. L'escalier :

III.2.1. Définition :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, composé d'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 ont choisi deux types d'escalier en béton armé.

3.2.2 Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 16cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 16cm.
- ✓ Giron (marche) de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

1) Escalier :

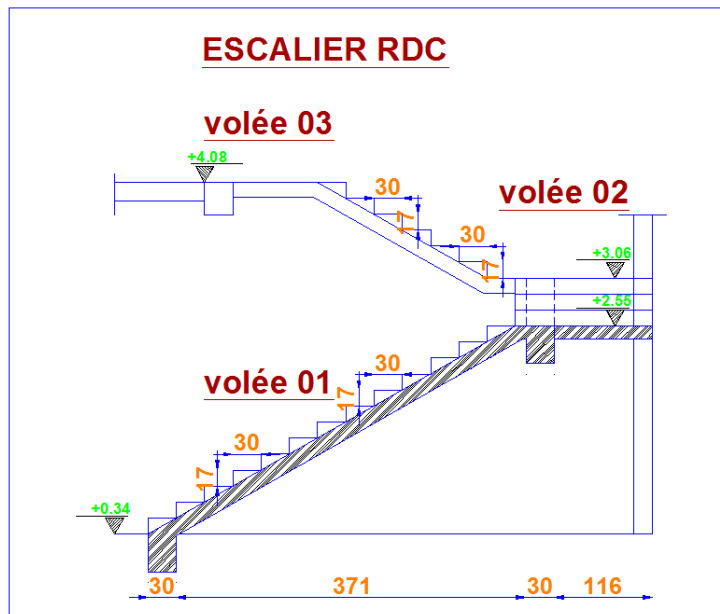
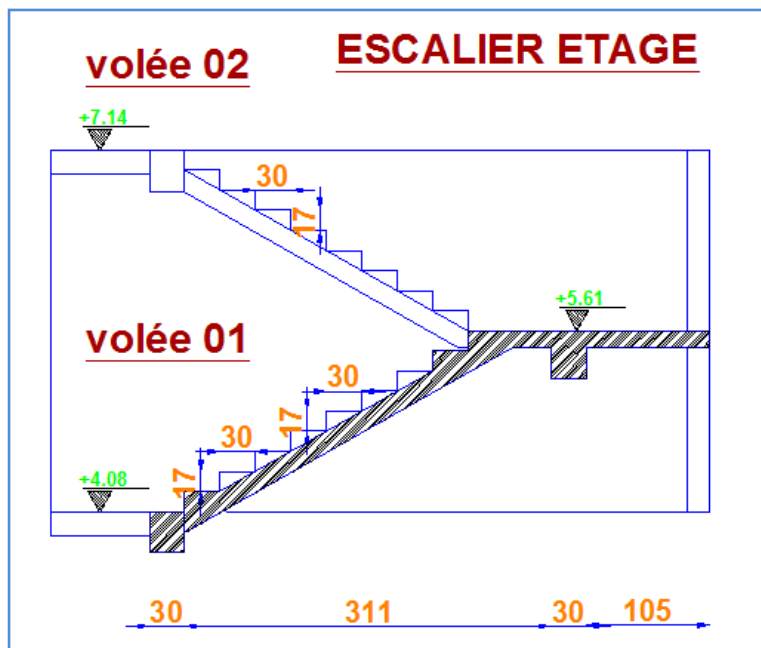


Fig.III.3.1.a. Schéma de volée de l'escalier RDC.



3.2.3. Evaluation des charges:

☒ Paillasse :

$$g = 7.63 \times 1ml = 7.63KN / ml$$

$$q = 2.50 \times 1ml = 2.50KN / ml$$

➤ **Palier :**

➤ $g = 5.60 \times 1ml = 5.60KN / ml$

$q = 2.50 \times 1ml = 2.50KN / ml$

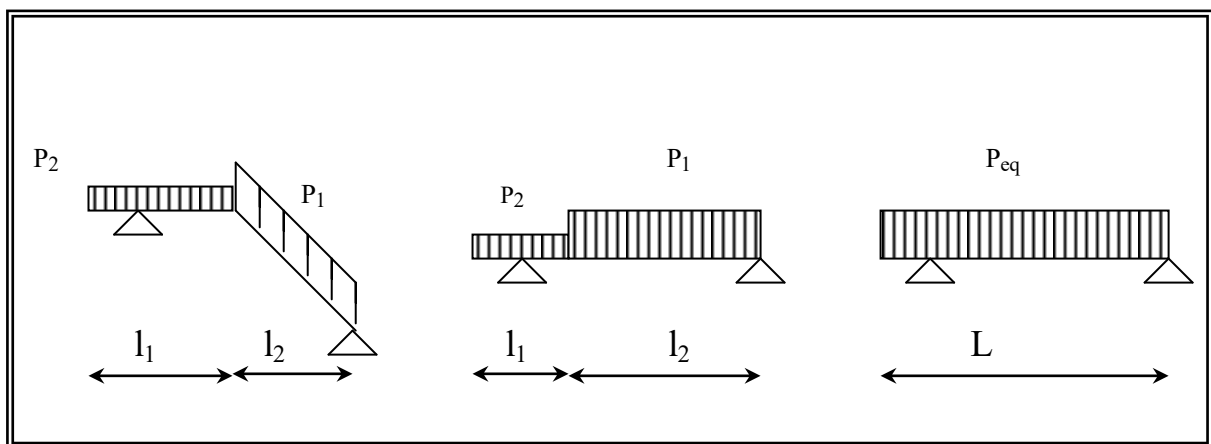
Combinaison des charges :

E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$

ELS : $P_{ser} = g + q$

<i>Désignation</i>	<i>Paillasse KN/ML</i> <i>P1</i>	<i>Palier KN/ML</i> <i>P2</i>
<i>Pu</i>	14.05	11.31
<i>Pser</i>	10.13	8.10

TabIII.3.1.1. Combinaison des charges



Détermination des sollicitations :

✓ Pour la méthode des charges équivalentes :

✓ La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{\sum l_i}$

✓ Moment isostatique : $M_0 = q_{eq} \times \frac{l^2}{8}$

✓ L'effort tranchant : $T_U = q_{eq} \times \frac{L}{2}$ $T_u = q_{eq} \times \frac{l}{2}$

ESCALIER RDC :

• **ELU :** $q_{eq} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{14.05 \times 4.00 + 11.31 \times 1.30}{4.00 + 1.30} = 13.38 \text{ KN/ml}$

- ELS : $q_{\text{eq}} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{10.13 \times 4.00 + 8.10 \times 1.30}{4.00 + 1.30} = 9.63 \text{ KN/ml}$

ESCALIER ETAGE :

- ELU : $q_{\text{eq}} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{14.05 \times 3.25 + 11.31 \times 1.20}{3.25 + 1.20} = 13.31 \text{ KN/ml}$

- ELS : $q_{\text{eq}} = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{10.13 \times 3.25 + 8.10 \times 1.20}{3.25 + 1.20} = 9.58 \text{ KN/ml}$

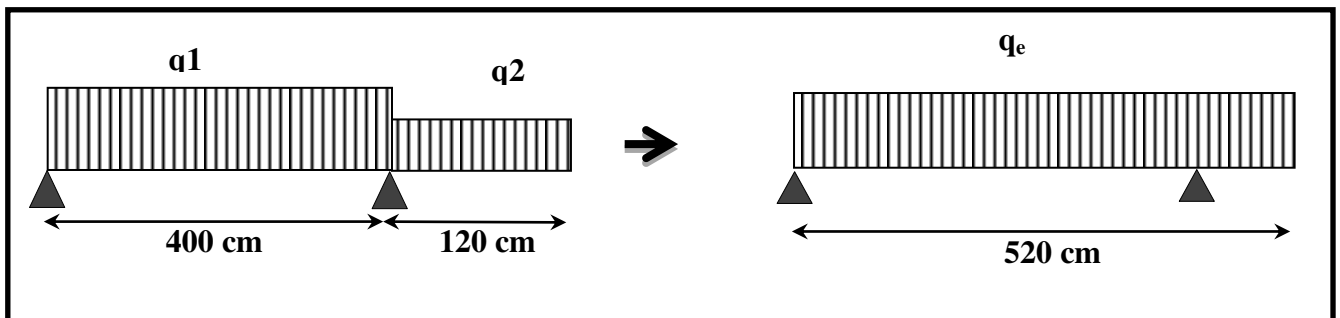


Fig.III. 3.2.schéma statique de volée

Moments et Effort Tranchants :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{\text{eq}} \cdot l^2}{8}$

L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{\text{eq}} \times l}{2}$

Les sollicitations M/T il est calculés selon le logiciel ROBOT

	(KN/ML) q_{eq}	Ma(KN.M)	Mb(KN.M)	Mt(KN.M)	(KN) T_u
ELU-RDC-	13.38	-17.95	-17.95	8.97	26.92
ELS-RDC-	9.63	-12.84	-12.84	6.42	19.26
ELU -ETAGE-	13.31	-11.79	-11.79	5.89	21.76
ELS -ETAGE-	9.58	-8.43	-8.43	4.22	15.57

Tab.3.1.2: Moments et Effort Tranchants.

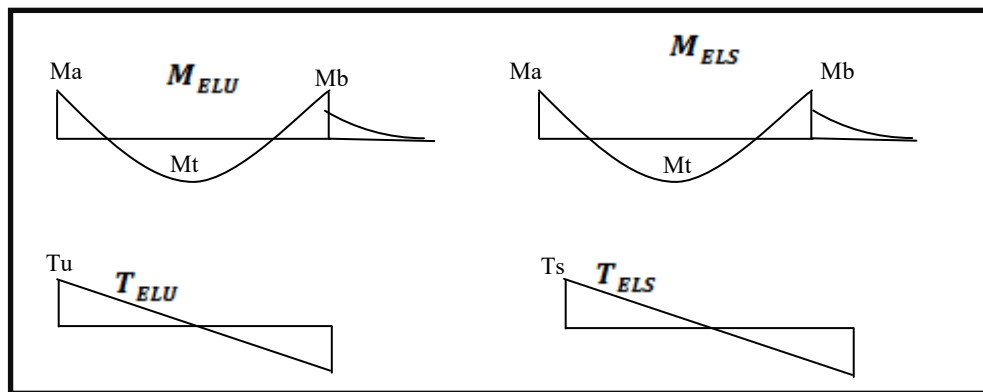


Fig III.3.3: Diagramme des moments et de l'effort tranchant

3.2.3. Ferrailage :

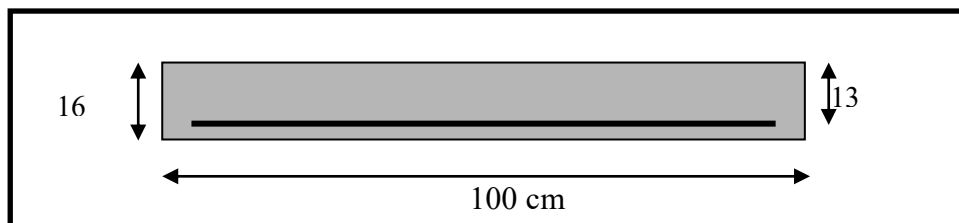


Fig 3.4: Section à ferriller.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec : $C \geq 1 + 1 = 2$ on choisit $C = 3\text{ cm}$

$$\phi \leq \frac{16}{10} = 1.6\text{ cm} \Rightarrow \phi = 10\text{ mm}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} ; \phi \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

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

$$h = 16\text{ cm}$$

$$d = h - c = 13\text{ cm}$$

3.2.4. Armatures Longitudinales:

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ;$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ;$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) ;$$

$$A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

F_{c28} (Mpa)	f_{t28} (mpa)	γ_b	γ_s	d (m)	σ_b (mpa)	σ_s (mpa)	f_e (mpa)
25	2.1	1.5	1.15	13	14.2	348	400

Tab.3.1.3 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

Elément	Mu(N.m)	μ	μ_l	α	β	Acalc (cm2)
Travée	8970	0.037	0.392	0.048	0.9809	2.02
Appuis	17950	0.075	0.392	0.097	0.9611	4.13

Tab3.1.4 : calcul de la section des armatures.

➤ **E.L.S** : - La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0.146	8970	6420	1.40	25	0.449	Vérifiée
Sur appuis	0.049	17950	1284	13.98	25	6.740	Vérifiée

Tab 3.1.5 : vérification de la contrainte

✓ **Vérification :**

- **Conditions de non fragilité :** Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^1 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^2 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2.02	1.57	1.60	2.02	5HA10 = 3.93
Appuis	4.13	1.57	1.60	4.13	6HA10 = 4.71

Tab 3.1.6 : Armatures Longitudinales

4.2. Armatures de répartitions : $A_t = A_L / 4$

Élément	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	3.93	0.98	3T8 = 1.51
Appuis	4.71	1.18	3T8 = 1.51

Tab 3.1.7 : Armatures de répartitions

3.2.5. L'espacement des armatures : Selon B A E L 91 (art 8.2.42)

- **Armatures longitudinales :**

$$S_l \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } S_l = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures transversals :**

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (64; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

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

- **La contrainte tangente τ_u : Selon BAEL91 (A.5.1, 1).**

$T_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$ Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par

la formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa\right)$ (BAEL (A.5.1, 211)).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{26920}{1000 \times 130} = 0.207 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28/\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5; 4) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Condition Vérifier)}$$

3.2.6 Vérification de la flèche: Selon BAEL91 (art B.6.5, 1) :

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{325} = 0.046 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{(Condition non vérifier)}$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12.5} = 0.00361 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{(Condition vérifier)}$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{325} \geq \frac{13963,13}{10 \times 16427,22} = 0.084 \leq 0.046 \dots \dots \dots \text{(Condition non vérifier)}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

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

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m, et pour les éléments supports en console, la valeur : L/250 si la portée de la console est au plus égale à 2 m (BAEL 91(art B.6.5.3)).

- **Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.2).**

➤ **Position de centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 3.94 \times 16}{100 \times 16 + 15 \times 3.94} = 8.28$$

$$Y'_G = h - Y_G = 16 - 8.28 = 7.72 \text{ cm}$$

Alors :

$$\delta = d - Y_G = 13 - 8.28 = 4.72 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = 0.00303$$

$$I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \times \left[\left(\frac{16}{2} \right) - 8.28 \right]^2 + 15 \times 3.94 \times 4.72^2 = 35575.42 \text{ cm}^4$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad , \quad b_0 = b$$

➤ **Déformations :**

Pour les déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3x \frac{b_0}{b}) \rho} = 6.931$$

Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3x \frac{b_0}{b}) \rho} = 0.277$$

➤ **Calcul du moment fléchissant à l'ELS :**

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

- g** : Ensemble des charges permanentes.
- J** : charge permanente sans revêtement.
- ρ** : Ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(5600 \times 3.70)}{(3.70)} = 5600 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{((4000 + 1200)) \times 3.70}{(3.70)} = 5200 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 5600 + 2500 = 8100 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5600 \times 3.70^2}{8} = 8145.55 N \cdot ml$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5200 \times 3.70^2}{8} = 7563.70 N \cdot ml$$

$$M_p = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8100 \times 3.70^2}{8} = 11582.00 N \cdot ml$$

➤ **Calcul des contraintes de tractions effectives de l'armature :**

- Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

- D'après le tableau (Annexe BAEL de P. Charon), on a :

$$\rho = 0.00303 \quad \Longrightarrow \quad \varepsilon = 0.9895 \quad \Longrightarrow \quad z = 0.9895 \times 13 = 12.86 \text{ cm}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \varepsilon \times d} = \frac{8145.55}{3.94 \times 0.9895 \times 13} = 160.72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \varepsilon \times d} = \frac{7563.70}{3.94 \times 0.9895 \times 13} = 149.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \varepsilon \times d} = \frac{11582.00}{3.94 \times 0.9895 \times 13} = 228.52 \text{ Mpa}$$

4.5. Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00303 \times 160.72 + 2.1} = 0.09$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00303 \times 149.2 + 2.1} = 0.11$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00303 \times 228.52 + 2.1} = 0.25$$

Donc :

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35575.42}{1 + 0.277 \times 0.09} = 38181.11 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35575.42}{1 + 6.931 \times 0.09} = 24099.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 35575.42}{1 + 6.931 \times 0.11} = 22204.23 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 35575.42}{1 + 6.931 \times 0.25} = 14319.99 \text{ cm}^4$$

4.6. Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \dots\dots (\text{BAEL 91.art A.2.1.21})$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91.art A.2.1.22})$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{13796,85 \times 370^2}{10 \times 10818.87 \times 38181.11} = 0.09 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{13796,85 \times 370^2}{10 \times 32164.2 \times 24099.77} = 0.14 \text{ cm}$$

$$f_i^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^j} = \frac{11133,96 \times 370^2}{10 \times 32164.2 \times 2204.232} = 0.14 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^p} = \frac{18940,28 \times 440^2}{10 \times 32164.2 \times 14319.99} = 0.34 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{jv} + f_{pi} - f_{gi} = 0.09 - 0.14 + 0.34 - 0.14 = 0.15 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm} \implies \Delta f_t = 0.15 \leq f_{adm} = 0.74 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

3.2.7 Présentation ferrailage d'escalier

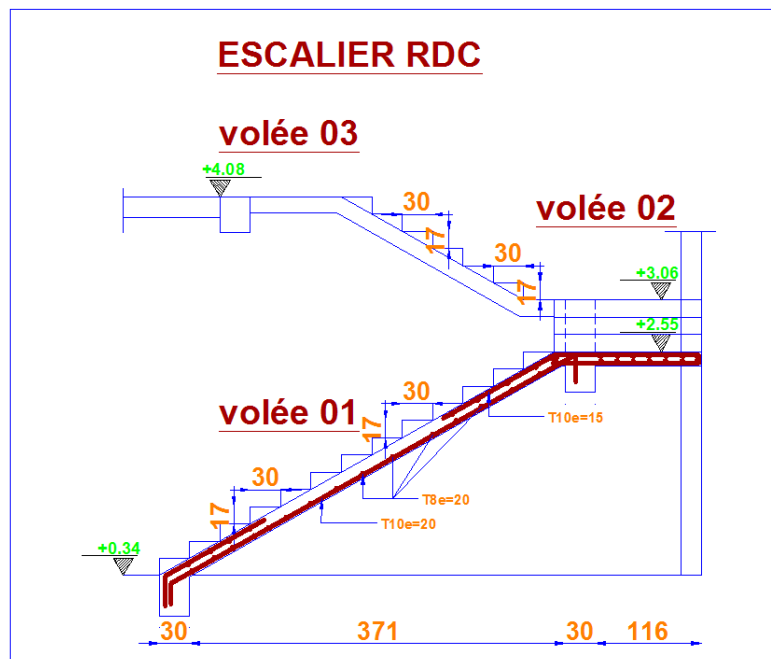


Fig 3.5. Schéma de ferrailage de l'escalier

5. Calcul De La Poutre Palière :

Introduction :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre "pp".
- Poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

6. Pré-dimensionnement:

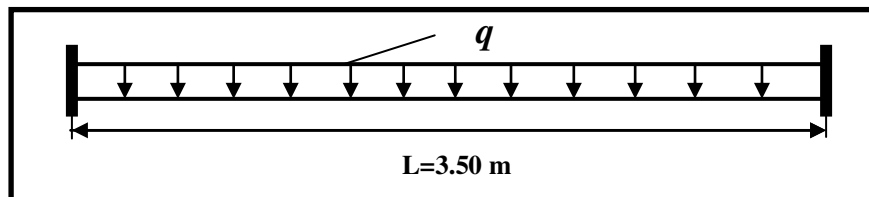


Fig.3.2.1

$$h \geq \left(\frac{l}{15} \div \frac{l}{10} \right) \longrightarrow l = 350\text{cm}$$

$$h \geq \left(\frac{350}{15} \div \frac{350}{10} \right) \Rightarrow (23.33 \div 35)\text{cm}$$

Alors on adopte $h = 35\text{ cm}$; $b = 30\text{ cm}$

7. Évaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $g = h \times b \times \gamma = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.63\text{KN/ml}$
- Réaction du Poids de l'escalier : $P_1 = 17.82\text{ KN/ml}$
- Réaction du poids de l'escalier: $Q_1 = 4.62\text{ KN/ml}$

8. Calcul de la poutre à la flexion :

Les charges permanentes : $G = g + P_1 = 20.44\text{KN/ml}$

La surcharge : $Q = Q_1 + 2.5 \times 0.30 = 5.37\text{ KN/ml}$

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $P_s = G + Q$

$$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad T = \frac{P \times l}{2} \quad l = 3.50\text{m}$$

	P (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T(KN.m)
ELU	35.65	54.59	16.38	46.40	62.39
ELS	25.81	39.52	11.86	33.59	45.17

Tab.3.2.1.Moments et Effort Tranchants

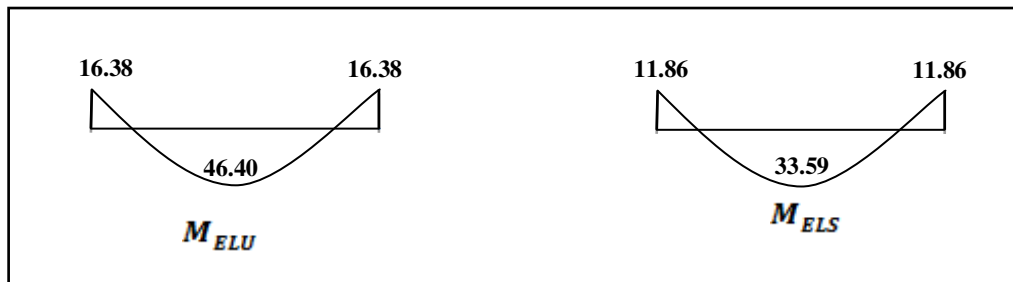


Fig.3.7 : Diagramme des moments

9. Calcul de ferrailage :

- E.L.U :

L'enrobage : $c = 3\text{cm}$

$$d = h - c = 35 - 3 = 32$$

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

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\sigma_b = 14.2\text{Mpa}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ;$$

$$\sigma_s = 348\text{Mpa}$$

✓ Les armatures longitudinales :

Elément	M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal}
Travée	46.40	0.106	0.140	0.944	4.41
Appui	16.38	0.038	0.048	0.981	1.50

Tab.3.2.2.armatures longitudinales

- E.L.S :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} f_{c28} = 25\text{ MPa}$$

Elément	M_U	M_S	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	51.80	38.17	1.357	0.140	0.429	CV
Appui	18.28	13.47	1.357	0.039	0.429	CV

Tab 3.2.3 : vérification de la contrainte σ_b **10. Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

11. Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq \frac{1}{1000} \times b \times h = \frac{1}{1000} \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

12. Pourcentage minimale : RPA99 /V2003

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Elément	A_{cal}	A_{\min}	A'_{\min}	A_{\min}^{RPA}	A_{\max}
Travée	4.41	1.33	1.05	5.25	5.25
Appui	1.50	1.33	1.05	5.25	5.25

Tab 3.2.4 : Armatures Longitudinale choisi

▪ **Chois des armatures :**

En travée : $A=4.41 \text{ cm}^2$ soit : **3HA14 = 4.59 cm²**

En appui : $A=2.63 \text{ cm}^2$ soit : **3HA12 = 3.39 cm²**

13. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{62390}{300 \times 320} = 0.65 \text{ MPA}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPA}$

$$\tau_U = 0.47 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPA} \rightarrow C.V$$

Selon BAEL83 les armatures transversales ne sont pas nécessaires, il suffit de disposer des cadres de diamètre minimal.

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{35}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right) = \min(1.0, 1.2, 3) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t=10 \text{ mm}$

Exigence du RPA :✓ **Espacement des Armatures Transversales :**

- **Dans la zone nodale :** $S \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S = 10\text{cm}$

La longueur de la zone nodale : $L' = 2xh = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$

- **Dans la zone courante :** $S \leq \frac{h}{2} = 17.50\text{cm}, S = 15\text{ cm}$

- Quantité d'armature transversale :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \quad A_t = 1.35\text{ cm}^2$$

14. Vérification De La Flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{350} = 0.100 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow C.V$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{350} = 0.100 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \Rightarrow C.V$$

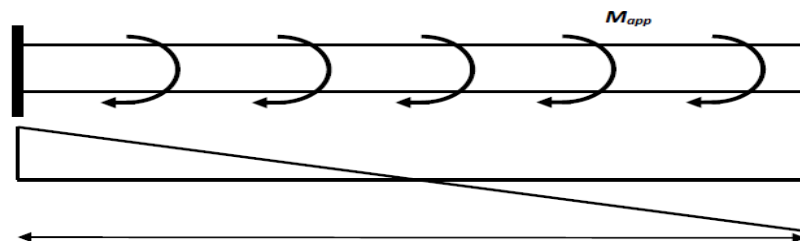
$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.59}{30 \times 32} = 0.0047 \leq 0.01 \Rightarrow C.V$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

15. Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$M_{\text{tor}} = M_a \text{ (Escalier).}$$



$$M_{\text{tor}} = M_{\text{app}} \times \frac{L}{2} = 17.95 \times \frac{3.50}{2} = 31.41\text{KN.m}$$

Le moment de torsion maximale.

16. Vérification du béton :**- Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21)**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de la paroi "b_t" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \dots\dots\dots \text{formule de BAUSH}$$

T_u : moment de torsion (T_u = 31410 N.m)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) + (b - b_t) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{31.41 \times 10^3}{2 \times 750 \times 100 \times 5 \times 10} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = \tau_{ultim}^2 \dots\dots\dots \text{Section pleine}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (0.61^2 + 0.42^2) = 0.549$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.25)^2 = 10.56$$

$$0.549 \leq 10.56 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{\mu \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ;$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{110 \times 314100}{2 \times 750 \times 100 \times \frac{400}{1.15}} = 0.501 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures totales :**

- **Les armatures longitudinales**

$$A_l^{tot} = A_l^f + \frac{A_l^{tor}}{2} = 7.98 + \frac{0.501}{2} = 8.23 \text{ cm}^2$$

Section	Flexion	TORSION	A _T (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	4.41	$\frac{0.501}{2} = 0.251$	4.661	2.625	4T14=6.12

Appuis	1.50	$\frac{0.501}{2} = 0.251$	1.741	2.625	3T12=3.39
--------	------	---------------------------	-------	-------	-----------

➤ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{31410}{2 \times 750 \times 348} = 0.060 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$ Soit $A_t = 1.31 \text{ cm}^2$

$$A_t^{tot} = A_t^f + A_t^{tor} = 1.35 + 1.31 = 2.66 \text{ cm}^2$$

Soit $4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

17. Représentation graphique du Ferrailage de la Poutre Palière :

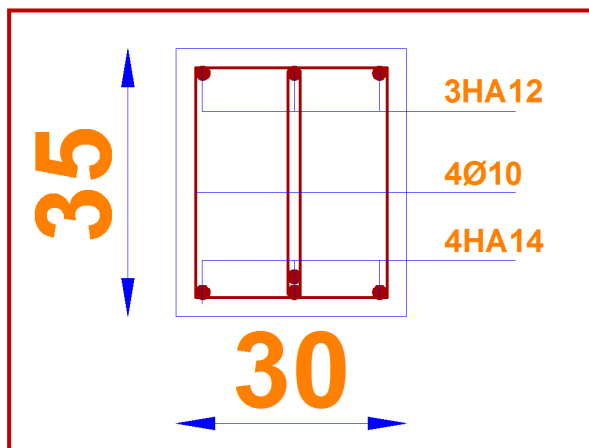


Fig3.2.3.Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.3. Le Plancher :

1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, ils jouent un rôle d'isolant des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers **à corps creux**, ce type de planchers est constitué par des éléments porteurs « **Poutrelles** », et par des éléments de remplissage « **corps creux** », de dimensions (16x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

[Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression].

N.B : Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages.

2. Méthodes de calcul des poutrelles :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte de Caquot.

3. Méthode forfaitaire :

▪ Conditions d'application :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5KN/m^2)$; $Q \leq 2 \times G$
 $Q \leq 5KN/m^2$
- Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée ;
- Fissuration peu nuisible ;
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

4. Charge permanente et surcharge :

◆ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.40KN/m^2$$

$$Q = 1.00 KN/m^2$$

◆ Plancher étage courant :

$$G = 5.25 KN/m^2$$

$$Q = 1.50 KN/m^2$$

Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.60$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.60$$

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etages courants	3.15	0.9	5.60	4.05
Etages terrasse	3.84	0.6	6.08	4.44

Tab III.1.1 : Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

5. Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a deux types de poutrelles :

- Poutre repose sur 7 appuis
- Poutre repose sur 5 appuis
- Poutre repose sur 3 appuis

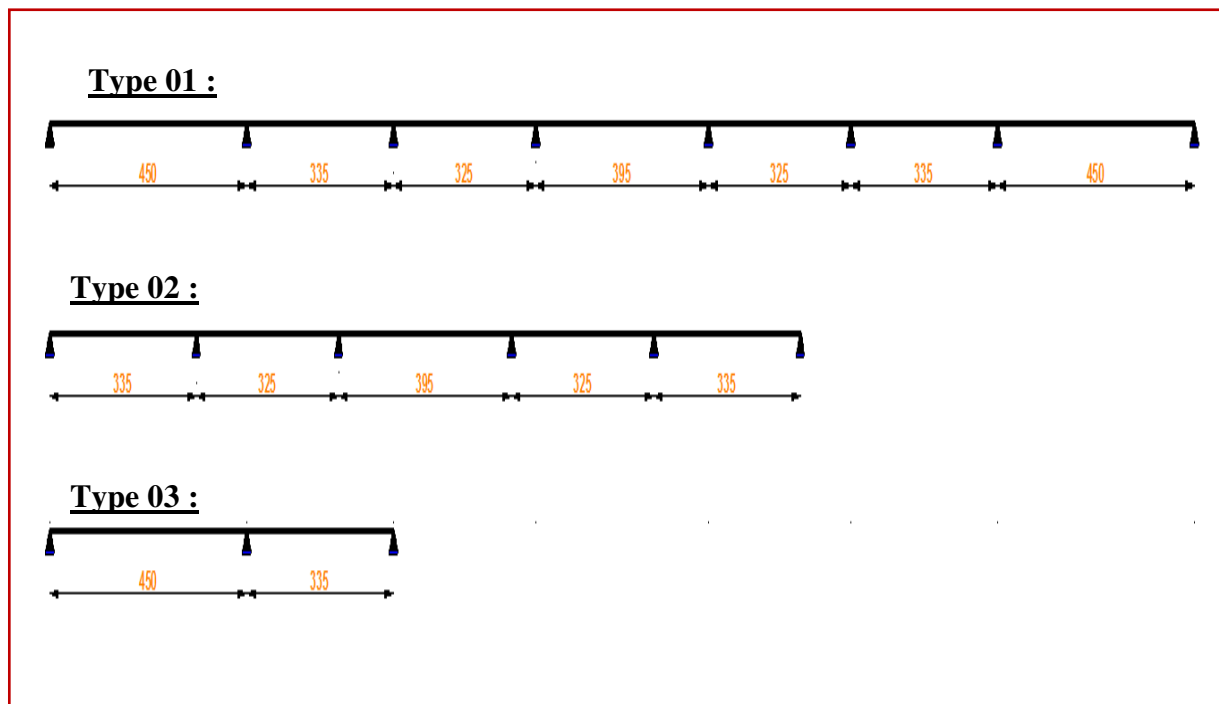


Fig-III-2-1

6. - Détermination des Sollicitations :

6.1 La méthode de calcul de poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement B.A.E.L.91 propose

une méthode simplifiée dite "méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

6.2 La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

4.1.1.a. Condition d'application :

✓ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5KN/m^2)$

- Plancher étage courant :

$$G = 5.25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.70 = 11.40 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.40 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.98 = 13.96 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

✓ Le rapport : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1et2 : } 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{450}{325} = 1.34 \leq 1.25 \text{ (Condition non Vérifier)}$$

$$\text{Type 3et4 : } 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{325}{395} = 0.82 \leq 1.25 \text{ (Condition Vérifier)}$$

Le moment d'inertie est constant sur tout le longueur de la travée \rightarrow (Condition Vérifier)

✓ Fissuration peu nuisible \rightarrow (Condition Vérifier)

Le rapport des portées n'étant pas vérifié. On ne peut donc pas appliquer la méthode forfaitaire. On passer a la méthode de Caquot.

4.1.2. Application de la méthode de Caquot :

Pour déterminer toutes les sollicitations (M.T), on a plusieurs méthodes à utiliser : (méthode forfaitaire, méthode de Caquot et méthode des 3 moments), pour notre projet on utilise la méthode de Caquot tant que une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiées.

Remarque : en a utilisé la méthode du Caquot pour un exemple du calcul est le reste des exemples à utiliser logicielle Robot.

6.3 Principe de la méthode de Caquot :

a. Méthode de Caquot :

✓ Conditions d'application :

1. $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$

2. Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées ;
3. Les moments d'inertie ne sont pas constants ;

La longueur réduite L' de chaque travées est calculées comme suit :

- $L' = L$ pour les deux travées de rives ;
- $L' = 0,8 L$ pour les travées intermédiaires.

Calcul des moments :

- **Moments sur appuis :**

$$M_a = 0.15M_0 \dots\dots\dots \text{Appui de rive}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{0.8(l'_w + l'_e)} \dots\dots\dots \text{Appui intermédiaire}$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$L' \text{ abscisse de l'appui gauche (w) : } X_{MT}(m) = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

- **Moments en travées :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left[\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right] x + M_w$$

Avec - M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (Moment isostatique);

- M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis gauche et droite respectivement dans la travée considérée ;

- q_w ; q_e : charge répartie à gauche et à droite respectivement de l'appui considéré ;

- **Efforts tranchants :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \left[\frac{M_e - M_w}{l} \right] \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \left[\frac{M_e - M_w}{l} \right] \end{array} \right.$$

Type 01 Terrasse :

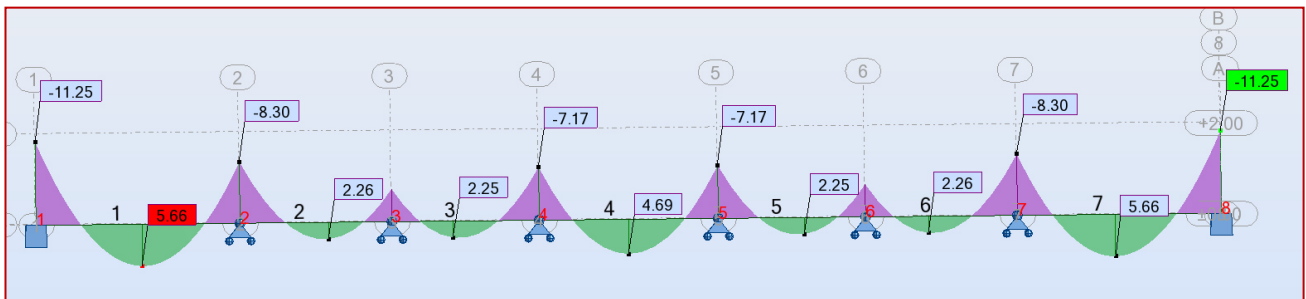
Terrasse								
ELU								
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L(m)	4.50	3.35	3.25	3.95	3.25	3.35	4.50	
L'(m)	4.50	2.68	2.60	3.16	2.60	2.68	4.50	
Pu (Nm)	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	
Ma (N,m)	-3.078	-11.00	-4.99	-6.10	-6.10	-4.99	-11.00	-3.078
Mt (N,m)	7.59	3.24	1.91	4.54	2.76	-1.96	13.79	
X _{Mt}	2.54	0.97	1.37	1.58	1.23	1.71	1.96	
V _w (N)	-15.44	-5.91	-8.33	-9.61	-7.48	-10.39	-11.92	
V _e (N)	11.92	10.39	7.48	9.61	8.33	5.91	15.44	
ELS								
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L(m)	4.50	3.35	3.25	3.95	3.25	3.35	4.50	
L'(m)	4.50	2.68	2.60	3.16	2.60	2.68	4.50	
Ps (Nm)	4.44	4.44	4.44	4.44	4.44	4.44	4.44	
Ma (N,m)	-2.24775	-8.03	-3.64	-4.46	-4.46	-3.64	-8.03	-2.24775
Mt (N,m)	6.10	-1.85	-0.30	1.09	-0.30	-1.85	10.11	
X _{Mt}	1.96	1.71	1.23	1.58	1.37	0.97	2.54	
V _w (N)	4.66	-7.59	-5.46	-7.02	-6.08	-4.31	-11.27	
V _e (N)	11.27	4.31	6.08	7.02	5.46	7.59	8.71	

Type 01 Etage :

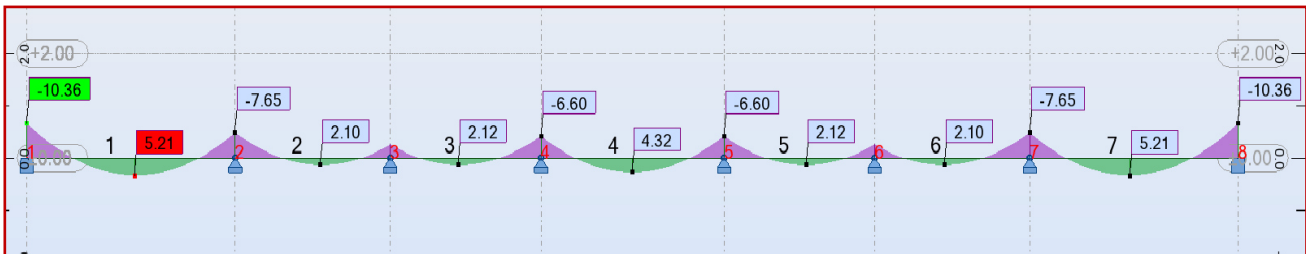
Etage:								
ELU								
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L(m)	4.50	3.35	3.25	3.95	3.25	3.35	4.50	
L'(m)	4.50	2.68	2.60	3.16	2.60	2.68	4.50	
Pu (Nm)	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	
Ma (N,m)	-2.84	-10.13	-4.59	-5.62	-5.62	-4.59	-10.13	-2.84
Mt (N,m)	6.99	2.98	1.76	4.18	2.55	-1.81	12.71	
X _{Mt}	2.54	0.97	1.37	1.58	1.23	1.71	1.96	
V _w (N)	-14.22	-5.44	-7.67	-8.85	-6.89	-9.57	-10.98	
V _e (N)	10.98	9.57	6.89	8.85	7.67	5.44	14.22	

ELS								
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	
L(m)	4.50	3.35	3.25	3.95	3.25	3.35	4.50	
L'(m)	4.50	2.68	2.60	3.16	2.60	2.68	4.50	
Ps (Nm)	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	4.05	
Ma (N,m)	-2.05	-7.32	-3.32	-4.06	-4.06	-3.32	-7.32	-2.05
Mt (N,m)	5.56	-1.69	-0.27	0.99	-0.27	-1.69	9.23	
X _{Mt}	1.96	1.71	1.23	1.58	1.37	0.97	2.54	
V _w (N)	4.45	-6.92	-4.98	-6.40	-5.55	-3.93	-10.28	
V _e (N)	10.28	3.93	5.55	6.40	4.98	6.92	7.94	

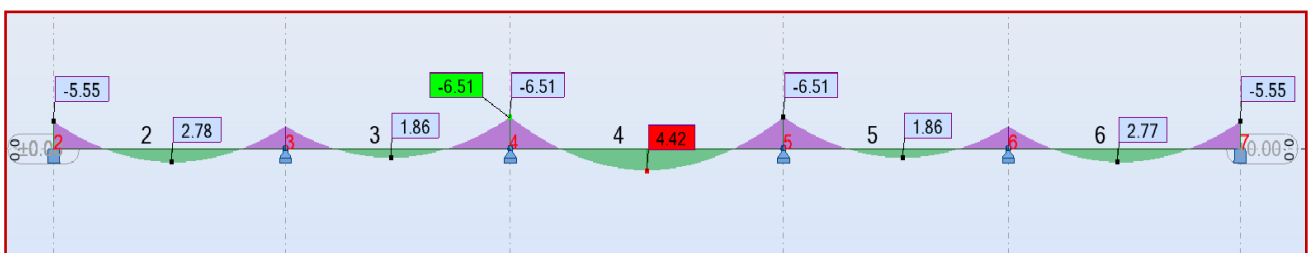
TYPE 01 : TERRASSE -EUL :



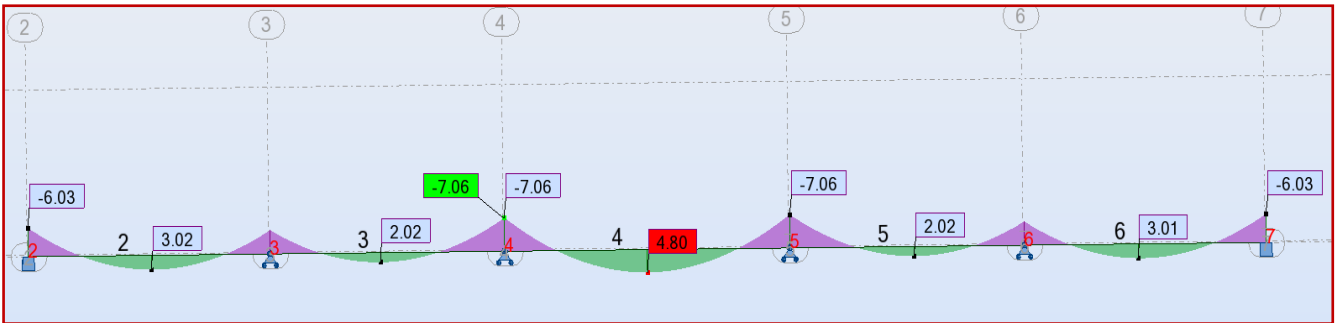
TYPE 01 : ETAGE -EUL :



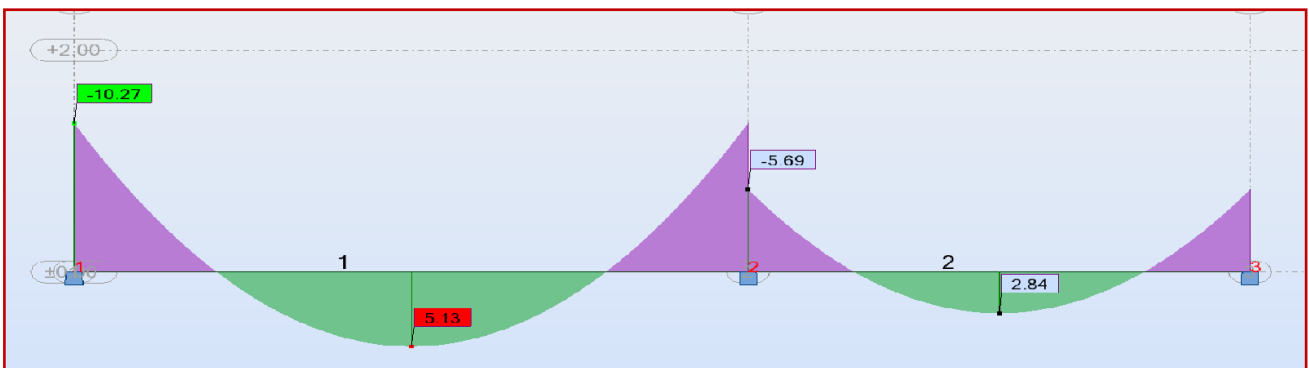
TYPE 02 : TERRASSE -EUL :



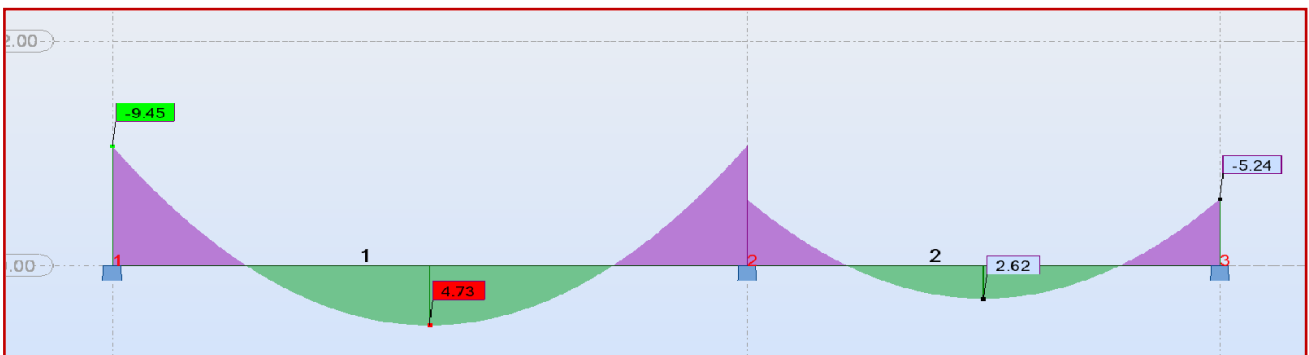
TYPE 02 : ETAGE -EUL :



TYPE 03 : TERRASSE -EUL :



TYPE 03 : ETAGE -EUL :



7. Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage du nervure la plus sollicité et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

7.1 Les armatures longitudinales :

A - Plancher Terrasse :

$$\begin{aligned} b &= 65\text{cm} & ; & & b_0 &= 10\text{cm} \\ h &= 20\text{cm} & ; & & h_0 &= 4\text{cm} \\ d &= 18\text{cm} & ; & & c &= 2\text{ cm} \end{aligned}$$

- E. L. U :

*En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$\begin{aligned} M_{Tab} &= \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ &= 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m} \end{aligned}$$

$$M_t^{\max} = 10110,00 \text{ N.m} > M_{Tab} = 59072 \text{ . m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section sera calculée en T .

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Elements	M (N,m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
Sur travée	13790.00	0,030	0,392	0,038	0,9848	2.24

$$\mu = 0.030 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}).$$

*Sur Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

M ^a (N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
11000,00	0,024	0,392	0,030	0,9879	1.78

- E. L. S : D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\text{suivante est vérifiée : } \alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	0,038	13800,00	10110,00	1,36	25	0,432	CV
Sur Appui	0,030	11000,00	8030,00	1,37	25	0,435	CV

7.2 Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{t,min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{t,min} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{t,min} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

7.3 Pourcentage minimal: BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0,001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_m' \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_m' \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2.$$

- Tableau Récapitulatif : $A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	$A_{calcu} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_m' \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2,24	1,72	1,41	1,30	2T12 = 2,26
Appuis	1,78	0,26	0,22	0,20	2T12 = 2,26

B- Plancher Étage Courant :

- E. L. U :

	$M_u \text{ (N.m)}$	μ	μl	α	β	$A_{calcu} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	12710,00	0,028	0,392	0,035	0,986	2.06
Appuis	10130,00	0,022	0,392	0,028	0,9889	1.64

- E. L. S :

	α	$M_u \text{ (N.m)}$	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	γ	αl	Condition
Travée	0,035	12710,00	9230,00	1,380	0,439	V
Appuis	0,028	10130,00	7320,00	1,380	0,442	V

- Tableau Récapitulatif : $A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A_m')$

Eléments	$A_{\text{calcul}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{m}}' (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}} (\text{cm}^2)$
Travée	2,06	1,72	1,72	2,06	2T12 = 2,26
Appuis	1,64	0,26	0,24	1,64	2T12 = 2,26

7.4 Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{15440,00}{100 \times 180} = 0,857 \text{ MPa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 > \tau_u = 0,857 \Rightarrow \text{Condition et vérifier.}$$

- Diamètres minimaux Φt : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right)$$

Φt : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(5,71, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

- L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 10} = 32.90 \text{ cm.}$$

$$\blacksquare * St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \text{BAEL91 (A.5.1, 23)} \dots \text{Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.56 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.857 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 45.38 \text{ cm}$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

7.5 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1, 31)

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$\text{l'on a : } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 16,20 \text{ cm}$.

$$V_u = 15440,00 \text{ N}$$

$$0,267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0,267 \times 16,20 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135,00 \text{ N}$$

$$V_u = 15440,00 < 108135,00 \text{ N} \quad (\text{Condition vérifié})$$

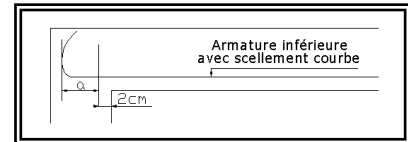


Fig-III-2-5

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

$$\text{telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$1,15 \frac{V_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{15440,00}{400} = 57,9 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 > 1,15 \frac{V_u}{f_e} = 57,9 \text{ mm}^2 \quad (\text{Condition vérifié})$$

7.6 La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A \perp = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{ la section des armatures } \perp \text{ aux nervures).}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\emptyset 5 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adapte : } 3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2.$$

Donc on choisi un treilli soudé TS $\emptyset 5$ (20×30) cm^2 .

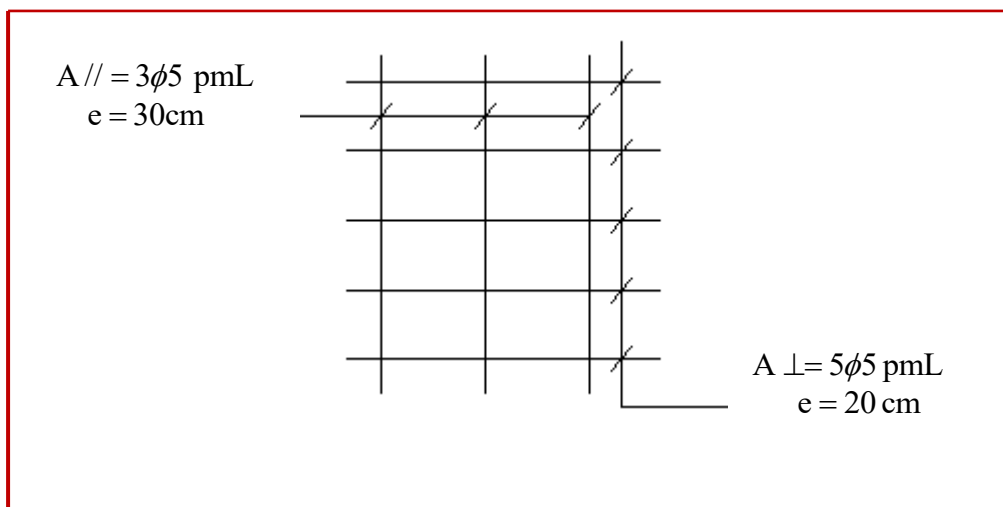
7.7 Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,044 > \frac{5660,00}{15 \times 9790,00} = 0,038 \quad \text{condition vérifier}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,045 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{condition vérifier}$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,002 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \text{condition vérifier}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.



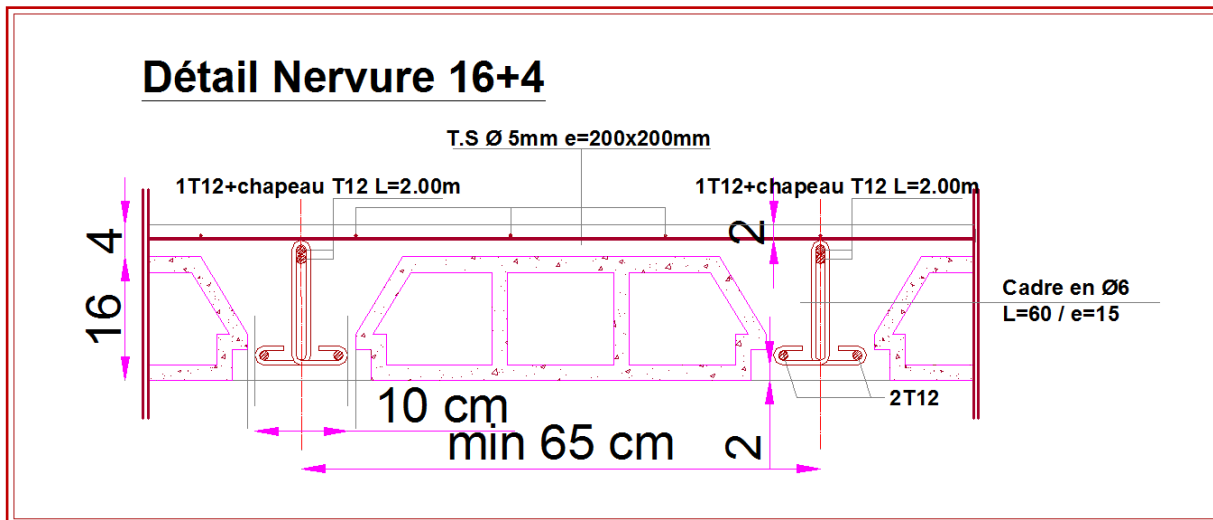


Fig-III-2-6

CHAPITRE 4

❖ ETUDE SISMIQUE

VI- ETUDE SISMIQUE

4 - INTRODUCTION

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées a fin d'évaluer les efforts internes engendrés a l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être menée par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont **la méthode statique équivalente** et **la méthode dynamique modale spectrale**.

4-1- Critères de classification selon les RPA99/Version 2003

Type de contreventement

Notre structure est une structure en portiques contreventées par des voiles, et par conséquent le coefficient de comportement **R = 4** (tableau. 4.3 des RPA99/Version 2003)

Régularité en plan et en élévation

Notre structure est classée régulière en plan et en élévation car elle vérifie toutes les conditions imposées par l'article 3.5 des RPA99/Version2003.

4-2- MÉTHODE STATIQUE EQUIVALENTE (M.S.E)

4-2-1-Domaine d'application de la méthode statique équivalente

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale a 65m en zones (IIa) (Vérifiée)
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant la condition de hauteur suivante :

Dans le cas d'un bâtiment implanté en zone (IIa) et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux ou 17m (Vérifiée)

4-2-2-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

avec

- **A** : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
- **D** : **facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).
- **R** : **coefficient de comportement global de la structure**, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.
- **Q** : **facteur de qualité de la structure**, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction.

Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient d'accélération de zone **A** est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons d'après les RPA :

Pour une structure située en Zone (**IIa**) avec un groupe d'usage **2** on a **A = 0.15**.

Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Le Facteur d'amplification dynamique moyen **D** est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule suivante :

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & ; \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} & ; \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2 / 3)^{2/3} \times (3 / T)^{5/3} & ; \quad T \geq 3s \end{array} \right\}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend $\xi = 10 \%$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 0.7638 = 0.7638 \geq 0.7$$

Calcul de la période T

Par la formule 4-6. des RPA99/Version 2003

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

avec :

h_n : hauteur mesurée en m a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_n = 31.28\text{m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

Notre structure est contreventée par des voiles en béton armé, ce qui donne $C_T = 0.05$ (Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003)

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (31.28)^{3/4} = 0.39\text{s} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T = 0.66\text{s}}$$

Par la formule 4-7 des RPA99/Version2003

$$T = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D}$$

Où

D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens X :

$$D_x = 26.15\text{m} \quad \Rightarrow \quad T_x = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D_x} = (31.28 \times 0.09) / \sqrt{26.15} = 0.55\text{s}$$

Sens Y

$$D_y = 19.52\text{m} \quad \Rightarrow \quad T_y = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D_y} = (31.28 \times 0.09) / \sqrt{19.52} = 0.64\text{s}$$

La valeur de la période T retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les deux formules citées au-dessus.

$$\text{Sens X} \quad T_x = \text{Min} (0.66\text{s}; 0.55\text{s}) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T_x = 0.55\text{s}}$$

$$\text{Sens Y} \quad T_y = \text{Min} (0.66\text{s}; 0.64\text{s}) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T_y = 0.64\text{s}}$$

Calcul de la période caractéristique T_2 du site

La période caractéristique T_2 est associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7) des RPA99/Version2003

$$\text{Catégorie de site S3} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T_2 = 0.50}$$

On aura alors :

$$\text{Sens X} \quad T = 0.55\text{s} \text{ donc } T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \Leftrightarrow D_x = 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} ; \mathbf{D_x = 1.79}$$

$$\text{Sens Y} \quad T = 0.64\text{s} \text{ donc } T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \Leftrightarrow D_y = 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} ; \mathbf{D_y = 1.62}$$

Coefficient de comportement (R)

Le coefficient de comportement de la structure **R** est donné par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

On a pour le système portiques contreventés par des voiles **R = 4**

Facteur de qualité (Q)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) des RPA99/Version 2003.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure.

Tableau. 3.1.- Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	/
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
ΣP_q	0.20	0.20

On a alors pour les deux sens $Q = 1 + 0.2$ d'où (**$Q_x = 1.20$** ---- **$Q_x = 1.20$**)

Poids total de la structure (W)

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i).

$$W = \Sigma W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

W_{G_i} : poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Q_i} : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le tableau (4.5) des RPA99/Version 2003.

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $\beta = 0.20$ (Tab. 4.5 des RPA99/Version 2003)

- Evaluation du poids total

$$W_{\text{TOTAL}} = W_{\text{Terasse}} + W_8 + W_7 + \dots + W_1 + W_{\text{RDC}} = 69496.90 \text{ KN}$$

Donc le poids total de la structure $W_{\text{TOTAL}} = 69496.90 \text{ KN}$

- Modélisation par brochette

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté comme il est représenté dans la figure suivante :

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

$$V_x = ((0.15 \times 1.62 \times 1.2) / 4) \times 69496.90$$

$$V_x = 5066.31 \text{ KN}$$

$$V_y = ((0.15 \times 1.79 \times 1.2) / 4) \times 69496.90$$

$$V_y = 5597.98 \text{ KN}$$

Distribution de la force sismique

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée selon la hauteur de la structure par les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_t = 0.07 T \cdot V & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{array} \right\}$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La force $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

avec :

F_i : force horizontale au niveau i .

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i, j

On a : $T = 0.39s < 0.7 s$, et donc $F_t = 0$;

Alors la formule de distribution des forces F_i devient :

$$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. 3.2.- Distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage

Vx	5 066.31
Ft	0.00

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$w_i \times h_i$	$\sum w_j \times h_j$	V (KN)	$V / \sum w_j \times h_j$	F_i (KN)
Terrasse	7 613.30	31.3	238 144.02	1 236 565.92	5 066.31	0.004	975.70
8	6 936.00	28.2	195 733.92	1 236 565.92	5 066.31	0.004	801.94
7	6 936.00	25.2	174 509.76	1 236 565.92	5 066.31	0.004	714.98
6	6 936.00	22.1	153 285.60	1 236 565.92	5 066.31	0.004	628.02
5	6 936.00	19	132 061.44	1 236 565.92	5 066.31	0.004	541.07
4	6 936.00	16	110 837.28	1 236 565.92	5 066.31	0.004	454.11
3	6 936.00	12.9	89 613.12	1 236 565.92	5 066.31	0.004	367.15
2	6 936.00	9.86	68 388.96	1 236 565.92	5 066.31	0.004	280.20
1	6 936.00	6.8	47 164.80	1 236 565.92	5 066.31	0.004	193.24
RDC	7 173.00	3.74	26 827.02	1 236 565.92	5 066.31	0.004	109.91
Σ	70 274.30						5 066.31

Vy	5 597.98
Ft	0.00

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$w_i \times h_i$	$\sum w_j \times h_j$	V (KN)	$V / \sum w_j \times h_j$	F_i (KN)
--------	------------	-----------	------------------	-----------------------	--------	---------------------------	------------

terrasse	7 613.30	31.3	238 144.02	1 236 565.92	5 597.98	0.005	1 078.09
8	6 936.00	28.2	195 733.92	1 236 565.92	5 066.31	0.004	801.94
7	6 936.00	25.2	174 509.76	1 236 565.92	5 597.98	0.005	790.01
6	6 936.00	22.1	153 285.60	1 236 565.92	5 597.98	0.005	693.93
5	6 936.00	19	132 061.44	1 236 565.92	5 597.98	0.005	597.85
4	6 936.00	16	110 837.28	1 236 565.92	5 597.98	0.005	501.76
3	6 936.00	12.9	89 613.12	1 236 565.92	5 597.98	0.005	405.68
2	6 936.00	9.86	68 388.96	1 236 565.92	5 597.98	0.005	309.60
1	6 936.00	6.8	47 164.80	1 236 565.92	5 597.98	0.005	213.52
RDC	7 173.00	3.74	26 827.02	1 236 565.92	5 597.98	0.005	121.45
Σ	70 274.30						5 513.82

Distribution de l'effort tranchant à chaque étage

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $V_k = F_t + \sum F_i$

On a : $T = 0.64s < 0.7s$, et donc $F_t = 0$;

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. 3.3. : Distribution de l'effort tranchant à chaque étage

Vx			
Niveau	h_i (m)	F_i (KN)	V_i (KN)
Terrasse	31.28	975.70	975.70
8	28.22	801.94	1 777.63
7	25.16	714.98	2 492.61
6	22.1	628.02	3 120.64
5	19.04	541.07	3 661.70
4	15.98	454.11	4 115.81
3	12.92	367.15	4 482.96
2	9.86	280.20	4 763.16
1	6.8	193.24	4 956.40
RDC	3.74	109.91	5 066.31

Vy			
Niveau	h_i (m)	F_i (KN)	V_i (KN)
Terrasse	31.28	1 078.09	1 078.09
8	28.22	801.94	1 880.02
7	25.16	790.01	2 670.04
6	22.1	693.93	3 363.97

5	19.04	597.85	3 961.81
4	15.98	501.76	4 463.58
3	12.92	405.68	4 869.26
2	9.86	309.60	5 178.86
1	6.8	213.52	5 392.38
RDC	3.74	121.45	5 513.82

4.2.3. VÉRIFICATION AU RENVERSEMENT

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

$$M_s : \text{Moment stabilisant, } M_s = W \times \frac{L}{2}$$

$$M_r : \text{Moment renversant, } M_r = \sum F_i \times h_i$$

W : Poids du bâtiment

Le calcul des moments de renversement causés par la force sismique à chaque étage est donné dans le tableau (3.4).

Tableau. 3.4.- Distribution du moment de renversement à chaque étage

Vx			
Niveau	h_i (m)	F_i (KN)	M_i (KN)
Terrasse	31.28	975.70	30 519.75
8	28.22	801.94	22 630.68
7	25.16	714.98	17 988.91
6	22.1	628.02	13 879.32
5	19.04	541.07	10 301.90
4	15.98	454.11	7 256.67
3	12.92	367.15	4 743.61
2	9.86	280.20	2 762.72
1	6.8	193.24	1 314.02
RDC	3.74	109.91	411.07
Vy			
Niveau	h_i (m)	F_i (KN)	M_i (KN)
Terrasse	31.28	1 078.09	33 722.56
8	28.22	801.94	22 630.68
7	25.16	790.01	19 876.71
6	22.1	693.93	15 335.84

5	19.04	597.85	11 383.01
4	15.98	501.76	8 018.20
3	12.92	405.68	5 241.41
2	9.86	309.60	3 052.65
1	6.8	213.52	1 451.91
RDC	3.74	121.45	454.21

Tableau. 3.5.- Vérification au renversement dans le Sens longitudinal

W (KN)	L _x (m)	D _x (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s /M _r	Vérification
69496.90	26.15	12.51	869 406.22	111 808.64	7.77	Oui

Tableau. 3.6.- Vérification au renversement dans le Sens transversal

W (KN)	L _y (m)	D _y (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s /M _r	Vérification
69496.90	19.52	7.72	536 516.07	121 167.18	4.43	Oui

En conclusion : La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens.

1.1. Calcul des déplacements de chaque niveau selon la Méthode Statique Equivalente

$$\text{On a : } F_k \times g = W_k \times a_k \Rightarrow a_k = (F_k \times g) / W_k$$

$$\text{D'autres part on a : } \delta_{ek} = a_k / \omega^2$$

$$\text{D'où : } \delta_{ek} = [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (2\pi)^2$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_k = R \times [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (2\pi)^2$$

R : coefficient de comportement = 4 pour notre cas.

F_k : force sismique au niveau « k »

W_k : masse du niveau « k »

δ_k: déplacement d'un niveau « k » par rapport au sol

$$T = 0.39 \text{ s}$$

$$\Delta_x^k = \delta_x^k - \delta_x^{k-1}$$

Δ_x^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

(Idem dans le sens y, Δ_y^k)

Tableau. 3.7.-Vérification du déplacement à chaque étage

sens X

R=	3.5
T=	0.64

Etage	δ_{ekx} (m)	$\delta k = R \cdot \delta_{ekx}$ (m)	Δ_k [m]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [m]	$\Delta_k < \Delta_{adm}$
Terrasse	0.013	0.0522	0.0051	0.0374	CV
8	0.0118	0.0471	0.0051	0.0306	CV
7	0.011	0.0420	0.0051	0.0306	CV
6	0.009	0.0369	0.0051	0.0306	CV
5	0.008	0.0318	0.0051	0.0306	CV
4	0.007	0.0267	0.0051	0.0306	CV
3	0.005	0.0216	0.0051	0.0306	CV
2	0.004	0.0165	0.0051	0.0306	CV
1	0.003	0.0114	0.0051	0.0306	CV
RDC	0.002	0.0062	0.0062	0.0306	CV

sens Y

R=	3.5
T=	0.55

Etage	δ_{ekx} (m)	$\delta k = R \cdot \delta_{ekx}$ (m)	Δ_k [m]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [m]	$\Delta_k < \Delta_{adm}$
Terrasse	0.011	0.0426	0.0018	0.0374	CV
8	0.0102	0.0408	0.0065	0.0306	CV
7	0.009	0.0343	0.0042	0.0306	CV
6	0.008	0.0301	0.0042	0.0306	CV
5	0.006	0.0259	0.0042	0.0306	CV
4	0.005	0.0218	0.0042	0.0306	CV
3	0.004	0.0176	0.0042	0.0306	CV
2	0.003	0.0134	0.0042	0.0306	CV
1	0.002	0.0093	0.0042	0.0306	CV
RDC	0.001	0.0051	0.0051	0.0306	CV

Conclusion : Les déplacements relatifs Δ_k sont vérifiés.

4-3-MÉTHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de calcul la plus défavorable.

4-3-1-Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4-3-2-Spectre de réponse de calcul

Le spectre de réponse de calcul est donné par la formule (4.13) des RPA99/Version 2003

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

avec :

$A = 0.15$: coefficient d'accélération de zone (TAB 4.1 Article 4.2.3 des RPA99/Version2003).

$\eta = 0.7638$: facteur de correction d'amortissement (Article 4.2.3 des RPA99/Version2003).

$Q = 1.2$: facteur de qualité (Tab. 4.4 Article 4.2.3 des RPA99/Version2003).

$R = 4$: coefficient de comportement de la structure (Tab. 4.3 Article 4.2.3 des RPA99/Version2003).

$T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.5$ s : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tab. 4.7 Article 4.3.3 des RPA99/Version2003).

4-3-3Nombre de modes à considérer

Pour une structure modélisée en tridimensionnel et ne présentant pas des problèmes de torsion, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que (Article 4.3.4 des RPA99/Version 2003):

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau. 3.8- Période et facteur de participation massique

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas .UX [t]	Tot.mas .UY [t]
5--1	1.59	0.63	0	69.09	0	69.09	6699.23	6699.23
5--2	2.03	0.49	70.19	69.09	70.19	0	6699.23	6699.23
5--3	3.11	0.32	70.58	69.17	0.4	0.07	6699.23	6699.23
5--4	6.59	0.15	70.58	87.88	0	18.71	6699.23	6699.23
5--5	7.9	0.13	89.69	87.88	19.11	0	6699.23	6699.23
5--6	11.63	0.09	89.81	87.88	0.12	0	6699.23	6699.23
5--7	13.17	0.08	89.81	91.34	0	3.46	6699.23	6699.23
5--8	13.35	0.07	89.81	91.34	0	0	6699.23	6699.23
5--9	13.66	0.07	89.81	91.58	0	0.24	6699.23	6699.23
5--10	14.25	0.07	89.81	91.58	0	0	6699.23	6699.23
5--11	14.38	0.07	89.81	91.58	0	0	6699.23	6699.23
5--12	14.92	0.07	89.81	91.86	0	0.27	6699.23	6699.23
5--13	15.38	0.07	89.81	91.91	0	0.05	6699.23	6699.23
5--14	15.57	0.06	89.81	91.91	0	0	6699.23	6699.23
5--15	15.97	0.06	89.81	93.6	0	1.7	6699.23	6699.23
5--16	16.08	0.06	94.64	93.6	4.82	0	6699.23	6699.23
5--17	16.66	0.06	94.64	94.12	0	0.51	6699.23	6699.23
5--18	17.24	0.06	94.64	94.21	0	0.09	6699.23	6699.23
5--19	17.29	0.06	94.64	94.21	0	0	6699.23	6699.23
5--20	19.15	0.05	94.64	94.33	0	0.12	6699.23	6699.23

Dans notre cas on retient les six (16) premiers modes.

Les figures suivantes montrent les 03 premiers modes de vibration :

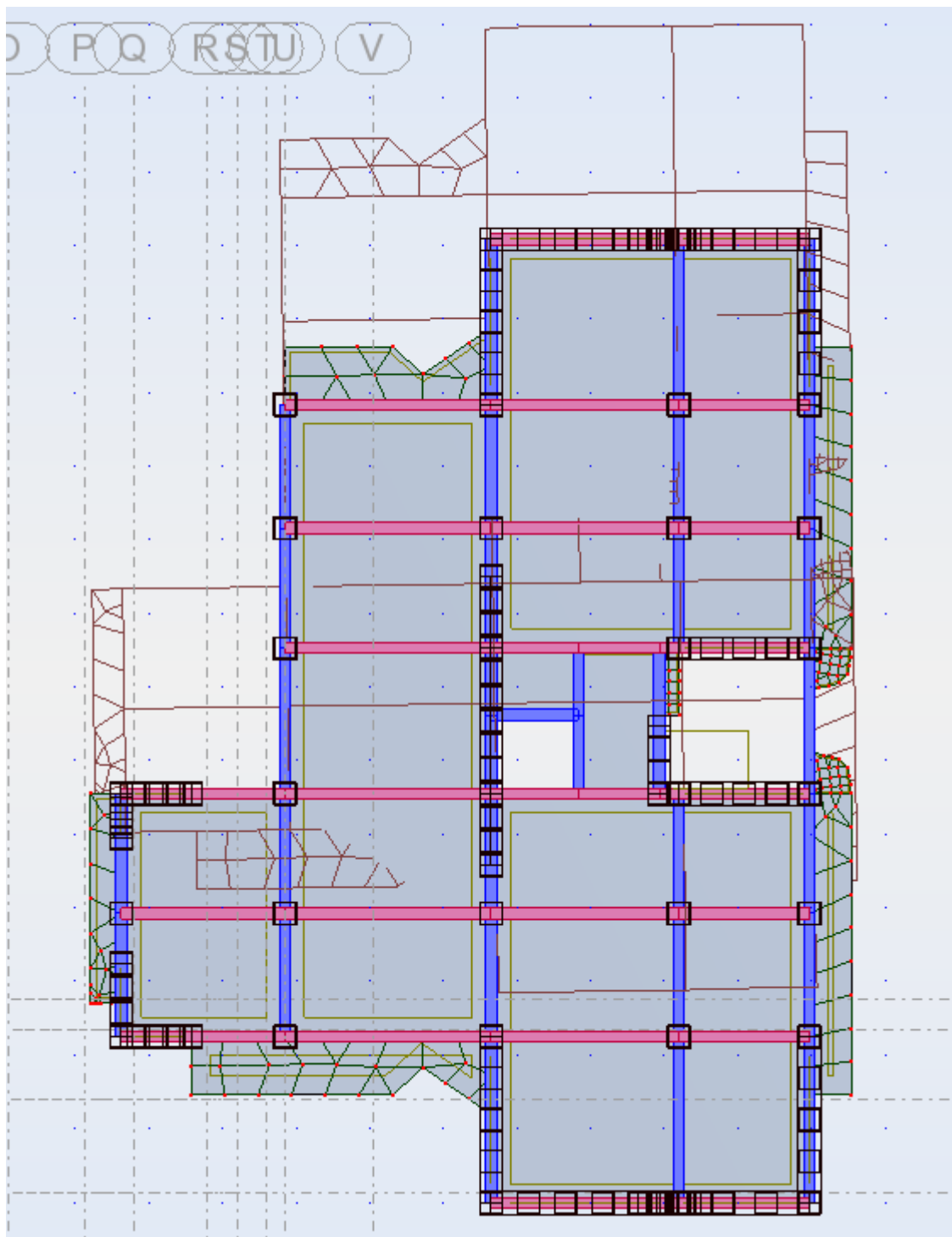


Figure. 3.4- Mode 1 « Translation sens Y » $T = 0.63$ sec

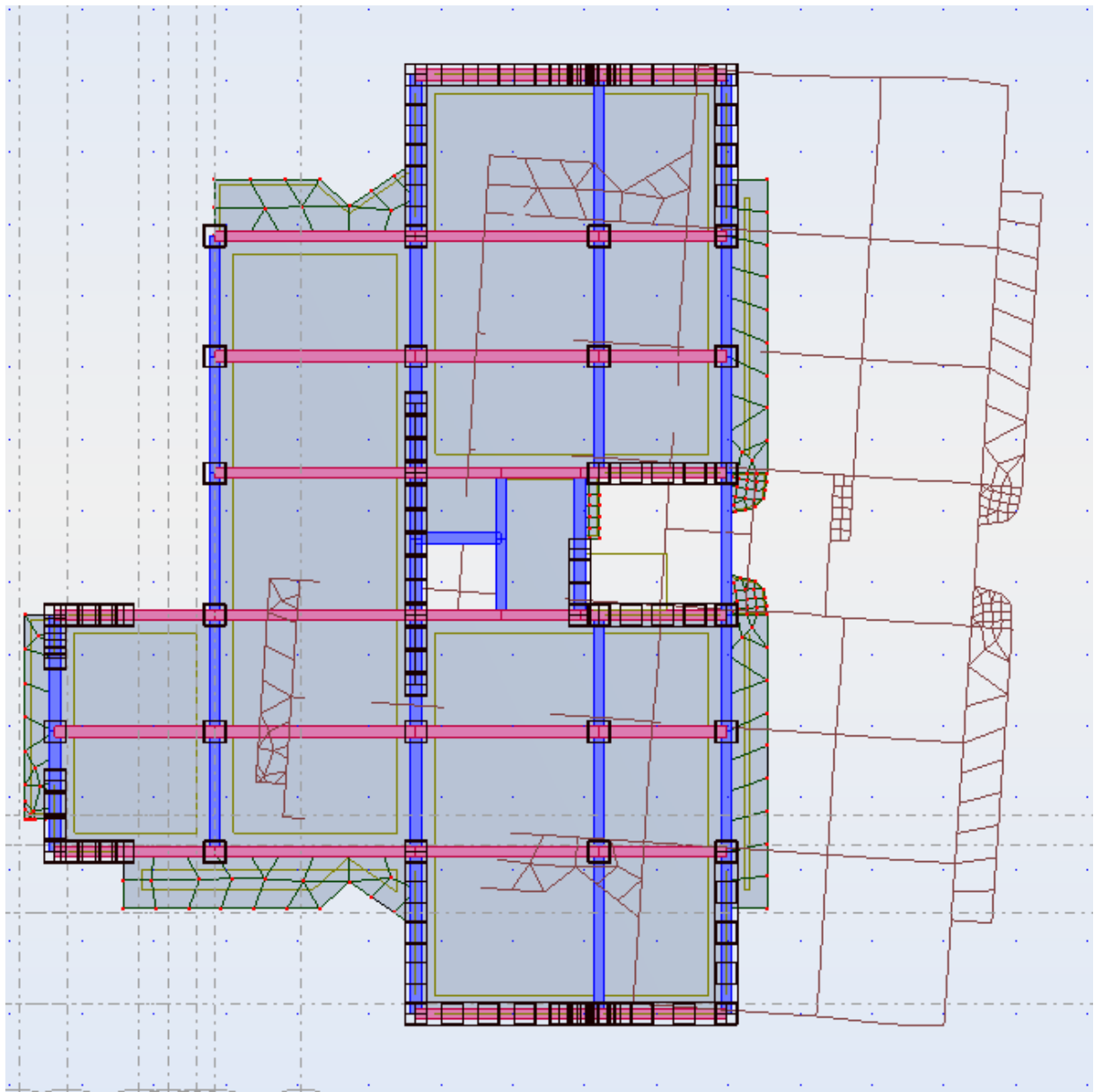


Figure. 3.5- Mode 2 « Translation sens X » $T = 0.49$ sec

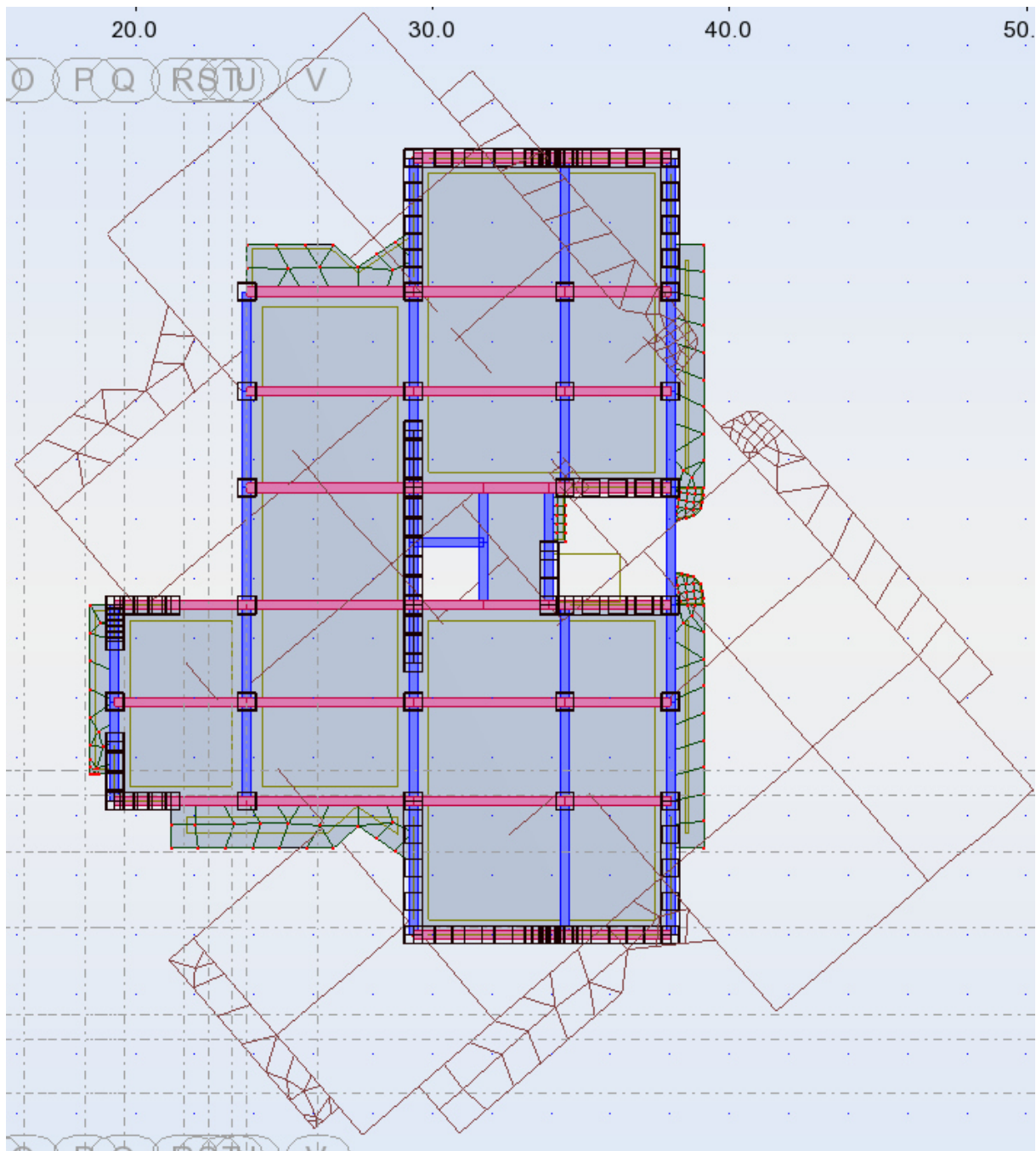


Figure. 3.6- Mode 3 « Torsion » $T = 0.32 \text{ sec}$

4-3-4 Les réactions à la base

Tableau. 3.9.- Réactions à la base

Spectre	F _x (KN)	F _y (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
EX	7108.07	46.00	-963.98	-153607.36
EY	45.99	6127.00	132343.77	-1015.50

4-4 Vérifications réglementaires

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.6 des RPA99/Version 2003 la résultante des forces sismiques à la base V_{Dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{Stat} .

Si $V_{Dyn} < 0.8 V_{Stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport suivant :

$$r = \frac{0.8V_{Stat}}{V_{Dyn}}$$

La vérification de la résultante des forces sismiques de calcul est présentée dans le tableau (3.10).

Tableau. 3.10- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V _{Stat} (KN)	V _{Dyn} (KN)	80% V _{Stat}	0.8V _{Stat} < V _{Dyn}
Sens X	5 066.31	7108.07	4053.05	Oui--CV
Sens Y	5597.98	6127.00	4478.38	Oui--CV

Vérification de la stabilité au renversement**Sens longitudinal***Tableau. 3.11- Calcul du moment de renversement dans le sens longitudinal*

Vx	7 108.07
Ft	0.00

Niveau	W _i (KN)	h _i (m)	w _i ×h _i	∑w _j × h _j	V (KN)	V/∑w _j × h _j	F _i (KN)
Terrasse	7 613.30	31.3	238 144.02	1 236 565.92	7 108.07	0.006	1 368.91
8	6 936.00	28.2	195 733.92	1 236 565.92	7 108.07	0.006	1 125.12
7	6 936.00	25.2	174 509.76	1 236 565.92	7 108.07	0.006	1 003.12
6	6 936.00	22.1	153 285.60	1 236 565.92	7 108.07	0.006	881.12
5	6 936.00	19	132 061.44	1 236 565.92	7 108.07	0.006	759.12
4	6 936.00	16	110 837.28	1 236 565.92	7 108.07	0.006	637.12
3	6 936.00	12.9	89 613.12	1 236 565.92	7 108.07	0.006	515.12
2	6 936.00	9.86	68 388.96	1 236 565.92	7 108.07	0.006	393.12
1	6 936.00	6.8	47 164.80	1 236 565.92	7 108.07	0.006	271.11
RDC	7 173.00	3.74	26 827.02	1 236 565.92	7 108.07	0.006	154.21
∑	70 274.30						7 108.07

Tableau. 3.12- Vérification de la stabilité au renversement dans le sens longitudinal

W (KN)	L _X (m)	D _X (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s /M _r	Vérification
70274.30	26.50	12.51	1862268.95	156 868.34	11.78	Oui--CV

Sens transversal :**Tableau. 3.13- Calcul du moment de renversement dans le sens transversal**

Vy	6 127.00
Ft	0.00

Niveau	W _i (KN)	h _i (m)	w _i ×h _i	∑w _j × h _j	V (KN)	V/∑w _i × h _j	F _i (KN)
terrasse	7 613.30	31.28	238 144.02	1 236 565.92	6 127.00	0.005	1 179.97
8	6 936.00	28.22	195 733.92	1 236 565.92	7 108.07	0.006	1 125.12
7	6 936.00	25.16	174 509.76	1 236 565.92	6 127.00	0.005	864.67
6	6 936.00	22.1	153 285.60	1 236 565.92	6 127.00	0.005	759.51
5	6 936.00	19.04	132 061.44	1 236 565.92	6 127.00	0.005	654.34
4	6 936.00	15.98	110 837.28	1 236 565.92	6 127.00	0.005	549.18
3	6 936.00	12.92	89 613.12	1 236 565.92	6 127.00	0.005	444.02
2	6 936.00	9.86	68 388.96	1 236 565.92	6 127.00	0.005	338.86
1	6 936.00	6.8	47 164.80	1 236 565.92	6 127.00	0.005	233.69
RDC	7 173.00	3.74	26 827.02	1 236 565.92	6 127.00	0.005	132.92
∑	70 274.30						6 282.29

Tableau. 3.14- Vérification de la stabilité au renversement dans le sens transversal

W (KN)	L _y (m)	D _y (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s /M _r	Vérification
70274.30	19.52	7.72	542517.596	139 599.40	3.88	Oui--CV

Nous pouvons conclure que la stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux directions.

Vérification des déplacements horizontaux**Les déplacements latéraux Inter- étages**

L'une des vérifications préconisées par les RPA99/Version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 des RPA99/Version2003, les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01 \cdot h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \cdot \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \cdot \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges G+Q+E avec un coefficient de comportement $R = 4$.

Les résultats de la vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. 3.15- Vérification des déplacements inter-étages

Etage	δ_{ekx} (m)	$\delta k = R \cdot \delta_{ekx}$ (m)	Δ_k [m]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [m]	$\Delta_k < \Delta_{adm}$
Terrasse	0.018	0.0712	0.0070	0.0374	CV
8	0.0161	0.0642	0.0070	0.0306	CV
7	0.014	0.0573	0.0070	0.0306	CV
6	0.013	0.0503	0.0070	0.0306	CV
5	0.011	0.0433	0.0070	0.0306	CV
4	0.009	0.0364	0.0070	0.0306	CV
3	0.007	0.0294	0.0070	0.0306	CV
2	0.006	0.0224	0.0070	0.0306	CV
1	0.004	0.0155	0.0070	0.0306	CV
RDC	0.002	0.0085	0.0085	0.0306	CV

Etage	δ_{eky} (m)	$\delta k = R \cdot \delta_{eky}$ (m)	Δ_k [m]	$\Delta_{adm} = 1\% h_e$ [m]	$\Delta_k < \Delta_{adm}$
Terrasse	0.0153	0.0612	0.0060	0.0374	CV
8	0.0138	0.0552	0.0060	0.0306	CV
7	0.0123	0.0492	0.0060	0.0306	CV
6	0.0108	0.0432	0.0060	0.0306	CV
5	0.0093	0.0373	0.0060	0.0306	CV
4	0.0078	0.0313	0.0060	0.0306	CV
3	0.0063	0.0253	0.0060	0.0306	CV
2	0.0048	0.0193	0.0060	0.0306	CV
1	0.0033	0.0133	0.0060	0.0306	CV
RDC	0.0018	0.0073	0.0073	0.0306	CV

En conclusion, les déplacements relatifs Δ_k sont vérifiés.

4.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9 des RPA99/Version 2003):

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau

« k » calculés suivant le formule $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérants la combinaison (G+Q+E) ;

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau ci-après

Tableau. 3.16- Vérification de l'effet P- Δ dans le Sens longitudinal

Etage	W [Kg]	Pk[t] Kg	Δ_k [m]	F _i (KN)	V _x [Kg]	h _k [m]	Θ	≤ 0.1
Terrasse	7 613.30	7 613.30	0.0070	1 372.75	1 372.75	3.06	0.0126	C.V
8	6 936.00	6 936.00	0.0070	1 128.28	1 128.28	4.06	0.0105	C.V
7	6 936.00	21 485.30	0.0070	1 005.94	3 506.96	3.06	0.0139	C.V
6	6 936.00	28 421.30	0.0070	883.59	4 390.55	3.06	0.0147	C.V
5	6 936.00	35 357.30	0.0070	761.25	5 151.80	3.06	0.0156	C.V
4	6 936.00	42 293.30	0.0070	638.90	5 790.71	3.06	0.0166	C.V
3	6 936.00	49 229.30	0.0070	516.56	6 307.27	3.06	0.0178	C.V
2	6 936.00	56 165.30	0.0070	394.22	6 701.49	3.06	0.0191	C.V
1	6 936.00	63 101.30	0.0070	271.87	6 973.36	3.06	0.0206	C.V
RDC	7 173.00	70 274.30	0.0085	154.64	7 128.00	3.74	0.0224	C.V

Tableau. 3.17- Vérification de l'effet P- Δ dans le Sens transversal

Etage	W [Kg]	Pk[t] Kg	Δ_k [m]	F _i (KN)	V _x [Kg]	h _k [m]	Θ	≤ 0.1
Terrasse	7 613.30	7 613.30	0.0060	1 179.97	1 179.97	3.06	0.0126	C.V
8	6 936.00	6 936.00	0.0060	969.83	969.83	4.06	0.0105	C.V
7	6 936.00	21 485.30	0.0060	864.67	3 014.47	3.06	0.0139	C.V
6	6 936.00	28 421.30	0.0060	759.51	3 773.98	3.06	0.0147	C.V
5	6 936.00	35 357.30	0.0060	654.34	4 428.32	3.06	0.0156	C.V
4	6 936.00	42 293.30	0.0060	549.18	4 977.50	3.06	0.0166	C.V
3	6 936.00	49 229.30	0.0060	444.02	5 421.52	3.06	0.0178	C.V
2	6 936.00	56 165.30	0.0060	338.86	5 760.38	3.06	0.0191	C.V
1	6 936.00	63 101.30	0.0060	233.69	5 994.08	3.06	0.0206	C.V
RDC	7 173.00	70 274.30	0.0073	132.92	6 127.00	3.74	0.0224	C.V

On a $\theta_k < 0.1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE 5

❖ FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE -V- FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

1- FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M)

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau. 4.1- Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_c (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

4.1.1 Combinaisons des charges

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

Selon BAEL 91 :

$$E.L.U : \quad 1.35 G + 1.5 Q \quad (1)$$

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

Selon les R.P.A 99 :

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$-G+Q+E \quad (3)$$

$$-0.8G+E \quad (4)$$

La combinaison (3) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

4.1.2 Recommandation des RPA99/Version 2003

D'après l'article 7.4.2 des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité par :

- 1- $A_{\max} = A_s / bh < 3\%$ en zone courante.
 - 2- $A_{\max} = A_s / bh < 6\%$ en zone recouvrement.
 - 3- $A_{\min} = A_s > 0.8 \%bh$ (zone IIa).
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
 - La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.
 - La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Les résultats obtenus

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau. 4.2- Ferrailage minimal et maximal des poteaux selon les RPA99/Version 2003

En a utilisé la section du poteau 50x50cm à prée la vérification sismique de la structure .

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	$A_{s\min}$ RPA (cm ²)	$A_{s\max}$ RPA	$A_{s\max}$ RPA
			(cm ²) Zone courante	(cm ²) Zone de recouvrement
RDC	50×50	20	75	150
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	20	75	150
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50×50	20	75	150
Poteaux –voile-	40×40	12.80	48	96

on va ferrailer deux types de poteaux :

- Les poteaux isolés.
- Les poteaux liés aux voiles.

Car l'effort tranchant absorbé par les poteaux solidaires aux voiles d'un étage est très grand par rapport à l'effort tranchant absorbé par les poteaux isolés du même étage.

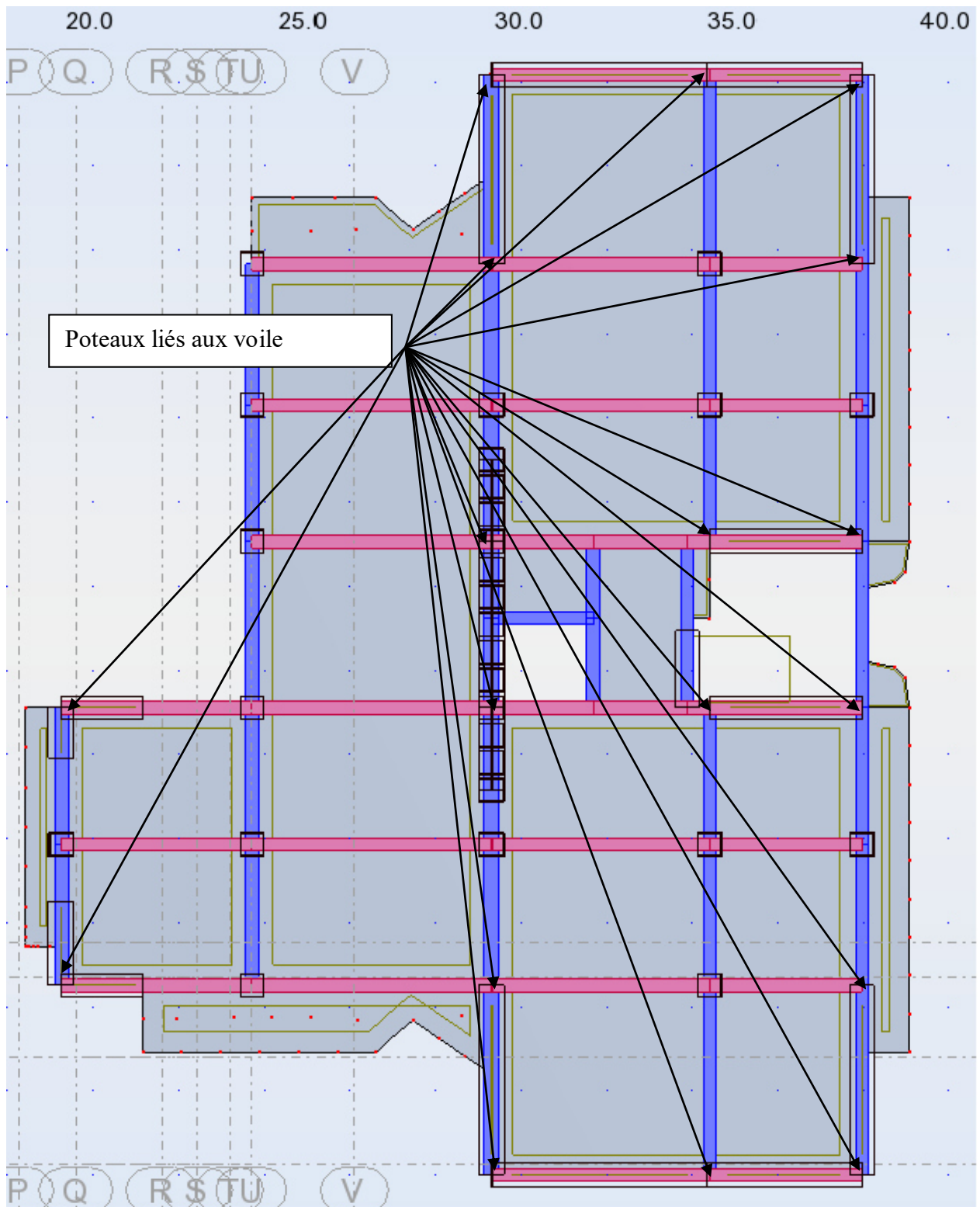


Figure. 4.1- Schéma montrant la disposition des poteaux isolés et des poteaux solidaires aux voiles

4.1.3 Exemple de calcul

Ferrailage longitudinal

Poteaux du RDC ; Section : 50×50

$C = C' = 3 \text{ cm}$, acier Fe E400.

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ROBOT** et à partir de la combinaison la plus défavorable :

Le poteau le plus sollicité c'est le **B2**

La combinaison la plus défavorable est la combinaison 11 : **G+Q+E_Y**

$$N_{\max} = 1817.50 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 25.55 \text{ KN.m}$$

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

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

$$l / 250 = 1,224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_0 = M_{\max} / N_{\max}$$

$$e_0 = 25.55 / 1817.50 = 0.014 \text{ m}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.74 = 2.216 \text{ m.}$$

$$7 < \max (15 ; 3.55)$$

La méthode forfaitaire est utilisable

$$\alpha = (d-h/2)$$

$$e_2 = 3 \cdot l_f^3 \times (2 + \alpha \times \varphi) / 10^4 \times h$$

$$e_2 = 0.00193 \text{ m.}$$

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

$$e = 4.893\text{cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utile}} \times e = 1.8175 \times 0.04893 = 0.0889\text{MN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Max}} = 1.8175; M_{\text{corrigé}} = 0.0889\text{ MN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b.h.f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.46 - 0.81 \times 0.03) 0.5 \times 0.5 \times 14.17\text{ (MN.m)}$$

$$A = 0.463\text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 0.0889 + 1.8175 (0.210) = 0.471\text{ MN.m}$$

$$B = 1.8175 (0.25) - 0.0889 = 0.365\text{MN.}$$

$$A \geq \square B \Rightarrow \mu_a = M_u / bd^2 f_{bu} = 0.007$$

$$\mu < 0.186 \text{ **Domaine 1**}$$

$\epsilon_s > \epsilon_{es} \Rightarrow$ Une bonne utilisation de l'armature.

$$\alpha = 0.09$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.265\text{m}$$

$$A_s = (1/348) \times ((0.0889 / 0.265) - 0.519) < 0$$

La condition de non fragilité (**BAEL91**) :

$$A_{s\text{min}} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c}$$

Les **RPA99/Version2003** exige une section minimale : $A_{s\text{min}} = 0.8\% bh$ en **Zone IIa**

$$\Rightarrow A_{s\text{Min}} = 20\text{ cm}^2$$

On prend donc comme armature : **10HA16** $\Rightarrow A_s = 20.10\text{ cm}^2$

Justification des poteaux

Sous l'effet de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = N_d / \{ B_c \times f_{cj} \} \leq 0.30$$

avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exercent sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau. 4.3- Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section (cm ²)	N_d (KN)	B_c	f_{c28}	ν	Observation
RDC	50×50	1817.50	250	250	0.29	Vérifiée
3 ^{er}	50X50	1232.54	250	250	0.20	Vérifiée
6 ^{ème}	50X50	671.29	250	250	0.11	Vérifiée

Sous l'effet de l'effort tranchant

Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELU

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d}$$

Ou

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b_0 : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale a:

Selon le CBA93 :

$\tau_u < (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible

Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003

$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$ - $\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g > 5$

- $\rho_d = 0.04$ si $\lambda_g < 5$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités a chaque niveau et dans les deux plans sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. 4.4- Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Niveau	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	τ _{bu} (MPa)	τ _u < τ _{bu}
RDC	50×50	21.72	0.092	6	0.075	1.875	Vérifiée
3 ^{er}	50×50	62.46	0.270	6	0.075	1.875	Vérifiée
6 ^{ème}	50×50	68.80	0.272	6	0.075	18.75	Vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'E.L.U, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : σ_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa

Les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme de calcul de la flexion composée à l'E.L.S.

$$\bar{\sigma}_b = \left[\frac{N_{ser}}{b_0} \right] + \left[\frac{M_{ser} \times V}{I} \right]$$

$$b_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau. 4.5- Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELS

Niveau	Section	N_s (KN)	M_{y_s} (KN.m)	M_{z_s} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	Observation
RDC	50×50	1396.84	-25.38	-35.89	15	8.10	Vérifiée
3 ^{er}	50×50	957.21	13.74	0.59	15	4.30	Vérifiée
6 ^{ème}	50×50	615.92	16.85	2.62	15	3.20	Vérifiée

Armatures transversales

Vérification du poteau à l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal obtenu pour les poteaux est :

$$V_{\max} = 68.80 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = (68.80 \times 10^{-3} / 0.50 \times 0.47) = 0.293 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul d'armatures transversales

Selon les RPA99/Version2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \rho_a V_u / h_1 f_c$$

Condition d'espacement

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003

- En zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l; 15\text{cm})$
- En zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Avec ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau (voir tableau 4.6)

Zone courante

$$\lambda_g = l_f/a = (0.7 \times 3.06)/0.50 = 4.28 < 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2.5 \quad (\text{article 7.4.2.2 des RPA99/Version 2003})$$

$$\frac{A_t}{t} = \rho_a V_u / h_l f_e \Rightarrow A_t = (0.12 \times 2.5 \times 39.35) / (0.50 \times 400000) = 0.738 \text{ cm}$$

Soit : 1.01 cm², choix des barres : **2 cadre HA8**

La quantité d'armatures transversales minimales $A_t / t \cdot b$ en (%) est donnée comme suit :

$\lambda_g = 7 > 5$, la section minimale $A_t / t \times b > 0.3\%$ RPA99.

$1.01 / 12 \times 40 = 0.210\% < 0.3\%$ non vérifiée.

D'après les RPA99 : on prend **$A_t = 1.57 \text{ cm}^2$; 2 cadres HA10.**

$1.57 / 40 \times 12 = 0.327\% > 0.3\%$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur égale à **10cm**.

Zone nodale

$$\lambda_g = l_f/a = (0.7 \times 4)/0.40 = 6 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2.5 \quad (\text{Article 7.4.2.2 des RPA99/Version 2003})$$

$$\frac{A_t}{t} = \rho_a V_u / h_l f_e \Rightarrow A_t = (0.10 \times 2.5 \times 39.35) / (0.40 \times 400000) = 0.615 \text{ cm}^2$$

Soit : 1.01 cm², choix des barres : **2 cadre 2HA8**

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t \times b$ en (%) est donnée comme suite :

$\lambda_g = 7 > 5$, la section minimal $A_t / t \times b > 0.3\%$ (RPA99).

$1.01 / 10 \times 40 = 0.25\% < 0.3\%$ non vérifiée.

D'après les RPA99/Version 2003 : on prend **$A_t = 1.57 \text{ cm}^2$; 2 cadres HA10**

$1.57 / 40 \times 10 = 0.39\% > 0.3\%$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur égale à **10cm**

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau. 4.6- Ferrailage des poteaux.

Niveau	Section (cm)	S _t (cm) (courante)	S _t (cm) (nodale)	Barres (longitudinales)	Barres (transversales)
Poteaux isolés					
RDC	50×50	20	10	10HA16	3 cadres HA8
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	20	10	10HA16	3 cadres HA8
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50×50	20	10	10HA16	3 cadres HA8
Poteaux solidaires aux voiles					
RDC	40×40	20	10	10 HA14	3 cadres HA8
1 ^{er} , 2 ^{ème}	40×40	15	10	10 HA14	3 cadres HA8
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40×40	15	10	10 HA14	3 cadres HA 8

1-1-1. Schémas de ferrailages des poteaux

Figure. 4.2- Schéma de ferrailage des poteaux 50×50

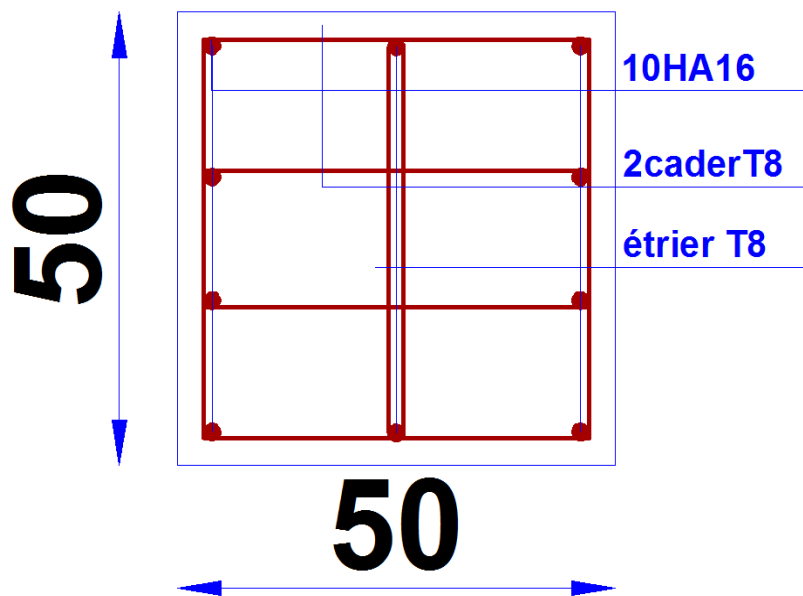
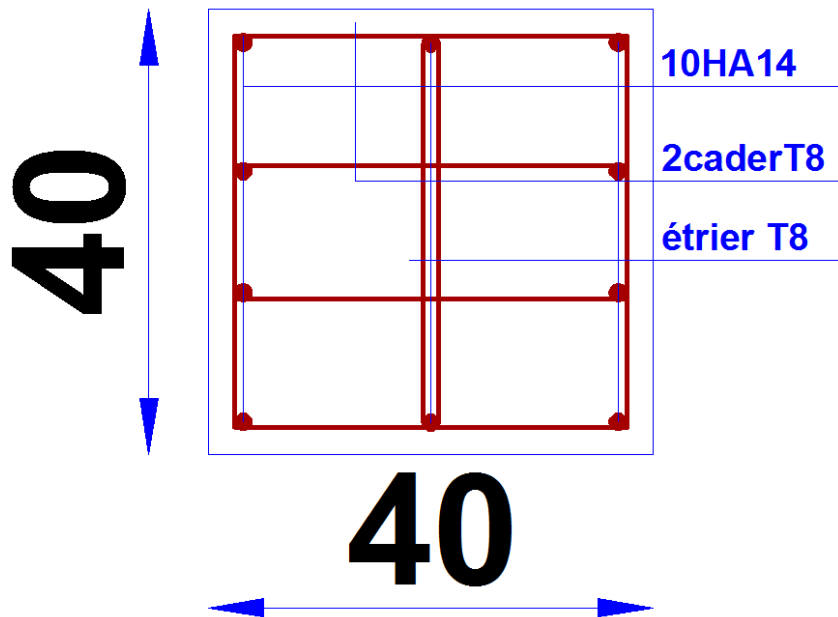


Figure. 4.3- Schéma de ferrailage des poteaux 40×40 solidaires aux voiles



5.2 Ferrailage des Poutres

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant. (les efforts normaux sont négligeables).

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant on ne le prend pas en compte; Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

5.2.1 Recommandations des RPA 99/Version 2003

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement.

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

- La longueur minimale de recouvrement est de : $40\varnothing$ en zone **IIa**.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

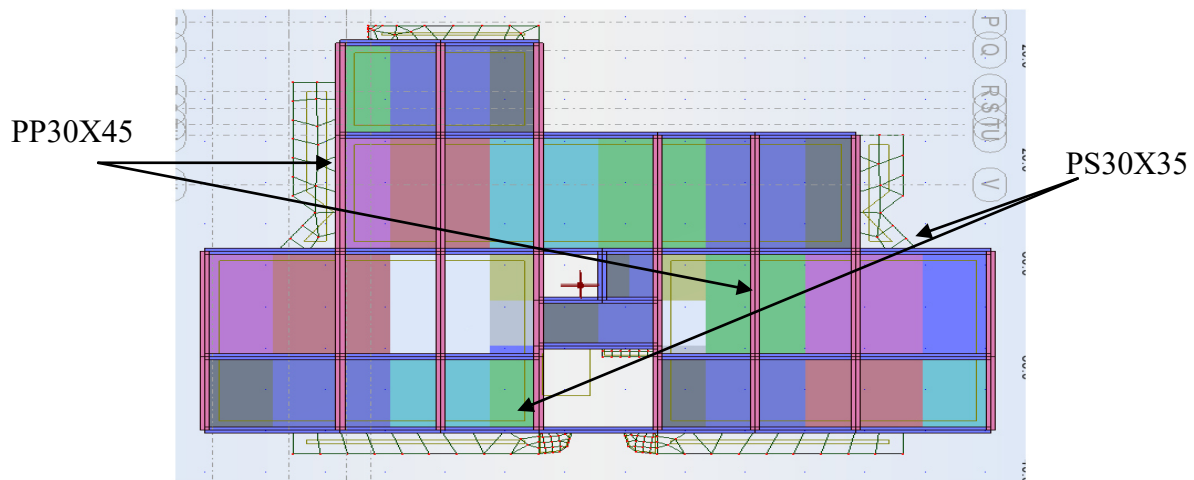


Figure. 4.4- Sections des poutres porteuses et de chaînage

Le schéma précédent montre l’emplacement des poutres porteuses et des poutres secondaires dans notre structure. Les traits en rouge représentent les poutres porteuses et les traits en bleu représentent les poutres secondaires ou de chaînage.

▪ Exemple de calcul

5.2.2 Ferrailage longitudinal

Ferrailage des travées : ELU

$B = 45 \times 30 \text{ cm}^2; F_e = 400 \text{ MPa. ;}$

$M_{ult} = 67.69 \text{ KN.m}$ (ROBOT V 2015)

D’après B.A.E.L 91 :

$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.090$

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.118$

$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.41 \text{ m.}$

$A_s = 0.06764 / (0.41 \times 400) = 4.86 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **3HA16. Soit $A_s = 6.30 \text{ cm}^2$.**

Ferrailage sur appui : EUL

$M_{a \text{ max}} = 154.08 \text{ KN.m}$ (ROBOT V 2015)

Donc : $\mu = 0.15408 / (0.3 \times 0.43^2 \times 14.16) = 0.205 > 0.186$

$\alpha = 0.290$

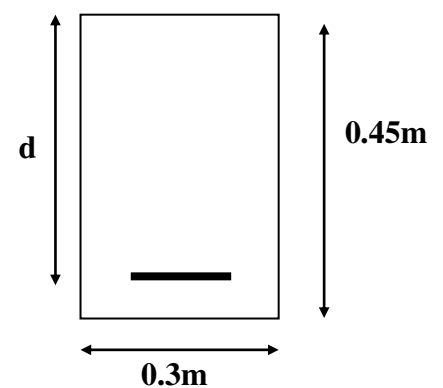


Figure. IV.4- Schéma d’une poutre porteuse

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.44 \text{ m.}$$

$$A_s = 0.1541 / (0.44 \times 400) = 11.92 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : **3HA16+4HA14. Soit $A_s = 12.15 \text{ cm}^2$.**

5.2.3 Vérifications nécessaires pour les poutres

5.2.4 La condition de non fragilité

$$A_{\min} > 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c ; \quad f_c = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 43 \times 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

5.2.5 Pourcentage exigé par les RPA99

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_{s \min}$ est supérieure à la section calculée précédemment en travée

Donc on adopte $A_{s \min}$.

Choix des barres : **6HA12. Soit $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$**

5.2.6 Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)

$$V_u^{\text{Max}} = 173.41 \quad \text{(ROBOT V 2015)}$$

$$\tau_u^{\text{Max}} = 0.173 / 0.3 \times 0.43 = 1.34 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.27 f_{c28} / \gamma_b ; 7 \text{ MPA}) = 4.5 \text{ MPA (fissuration peu nuisible).}$$

$$\Rightarrow \tau_u^{\text{Max}} < \bar{\tau} \text{ (Vérifiée).}$$

Disposition constructive

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

En zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm.}$$

En zone courante

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0.387 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Section minimale des armatures transversales BAEL A.5.1.23 :

$$S_t \leq A_t \cdot f_c / 0.4 \times b_0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b_0 \times S_t / f_c$$

$$A_t = 0.4 \times 0.3 \times 0.15 / 400 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

5.2.7 Condition exigée par les RPA99

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 0.10 \times 0.30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Soit (1 cadre de $\phi 8$ + un étrier de $\phi 8$) = 1.01 cm².

Résumé :

- Armatures longitudinales en travée : **6HA12**.
- Armatures longitudinales sur appuis : **3HA16+4HA14**.
- Espacement de : **10cm** en zone nodale et de **15cm** en zone courante.
- Longueur de recouvrement L = 0.8m.
- Armatures transversales : un cadre de **HA8** + un étrier de **HA8**.

Tableau. 4.8- Ferrailage des Poutres principales

	Section (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s RPA} (cm ²)	A _{s choisie} (cm ²)	Choix des barres
Sur appui	30×45	1.56	6.75	12.15	3HA16+4HA14
En travée		1.56	6.75	6.78	6 HA12

Tableau. 4.8- Ferrailage des Poutres secondaires

	Section (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s RPA (cm ²)	A _s choisie (cm ²)	Choix des barres
Sur appui	30×35	1.14	5.25	9.18	6HA14
En travée		1.14	5.25	9.18	6HA14

5.2.8 Schémas de ferrailage

Niveau d'appui	Niveau de travée
----------------	------------------

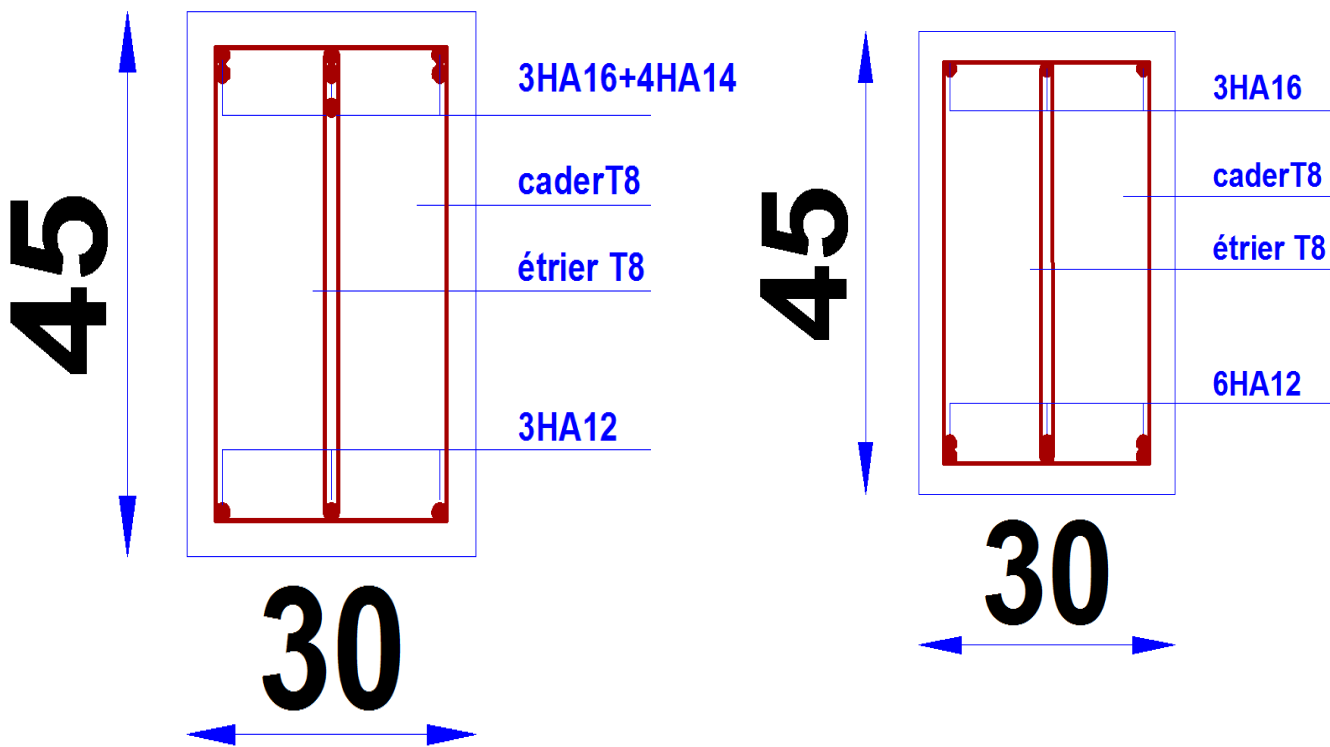


Figure. IV.5- Schéma de ferrailage des poutres principales 30X45

Niveau d'appui	Niveau de travée
----------------	------------------

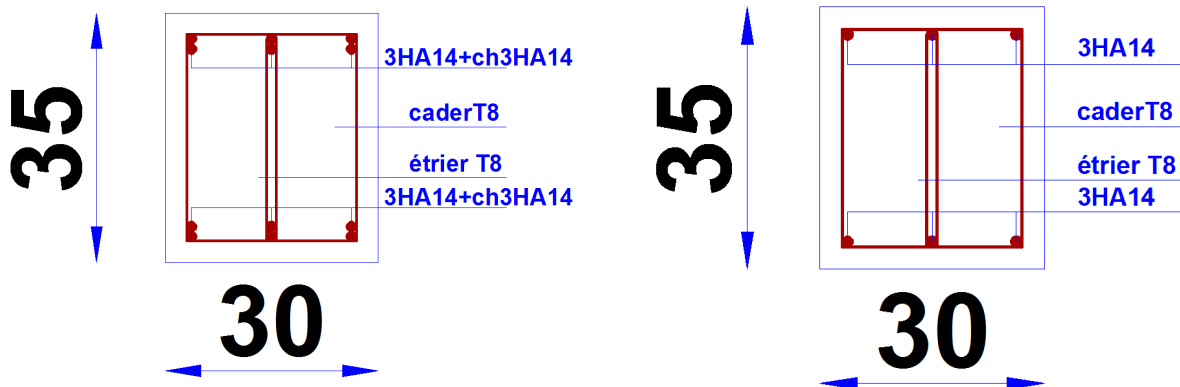


Figure. IV.6- Schéma de ferrailage des poutres secondaires 30X35

▪ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Appui de rive:

5.2.9 Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures

On doit vérifiée que :

$$A_s \geq V_u \times \gamma_s / f_c$$

$$3.39 \times 10^{-4} \geq 0.03429 \times 1.15 / 400 = 0.98 \times 10^{-4} \text{ la condition est vérifiée.}$$

5.2.10 Vérification de l'effort tranchant

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$B = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

Calcul de a ?

$$a = l_a - 2 \text{ cm}$$

l_a = longueur d'ancrage

On choisit un crochet droit

$$l_a = l_s - 31.13 \times \phi_1$$

ϕ_1 : Armatures longitudinales

l_s : Longueur de scellement droit

$$l_s = 35 \times \phi_1 \text{ (fe E400, } \psi_s = 1.5)$$

$$l_a = (35 - 31.13) \times 1.2 = 4.644 \text{ cm}$$

$$L_{a \text{ min}} = r + 0.5 \phi_1$$

$$r = 5.5 \times \phi_1$$

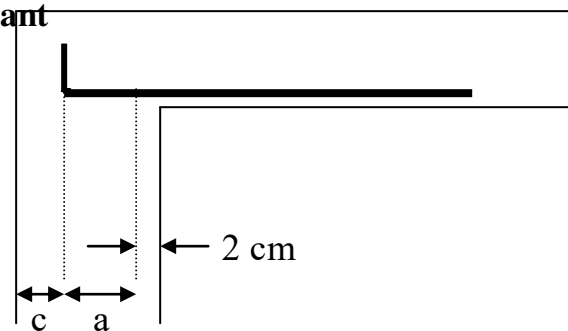


Figure. IV.7- Schéma d'appui (ferrailage inférieur)

$$l_{a \min} = 6 \times 1.2 = 7.2 \text{ cm}$$

$$a = 7.4 - 2 = 5.4 \text{ cm.}$$

La longueur d'appui « a » doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{3.75 \times V_u}{b \times f_c} \leq a \leq 0.9 \times d$$

$$0.001 \text{ cm} \leq a = 0.054 \text{ cm} \leq 0.324 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

$$V_u = 0.03429 \text{ MN} \leq 0.267 \times 0.054 \times 0.3 \times 25 = 0.108 \text{ MN} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Appui intermédiaire

Puisque on a :

$$V_u + (M_u / 0.9 \times d) = 0.16 \geq 0.0 \quad (V_u \geq 0 ; M_u \geq 0)$$

On doit vérifiée :

$$A_{sI} \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{sI} \geq 0.47 \text{ cm}^2. \quad \text{La condition est vérifiée}$$

5.3 FERRAILLAGE DES VOILES

5.3.1 Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

5.3.2 Voiles pleins

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

Aciers verticaux

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Aciers horizontaux

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

5.3.3 Règles communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ avec e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30$ cm

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre ϕ_t des épingles est :

- $\phi_t = 6$ mm lorsque $\phi_v \leq 20$ mm.
- $\phi_t = 8$ mm lorsque $\phi_v > 20$ mm.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min (h_e, 2L'/3)$$

Où L' est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera **la méthode des contraintes**.

Le schéma suivant Figure. (4.8) représente la disposition des voiles dans notre structure.

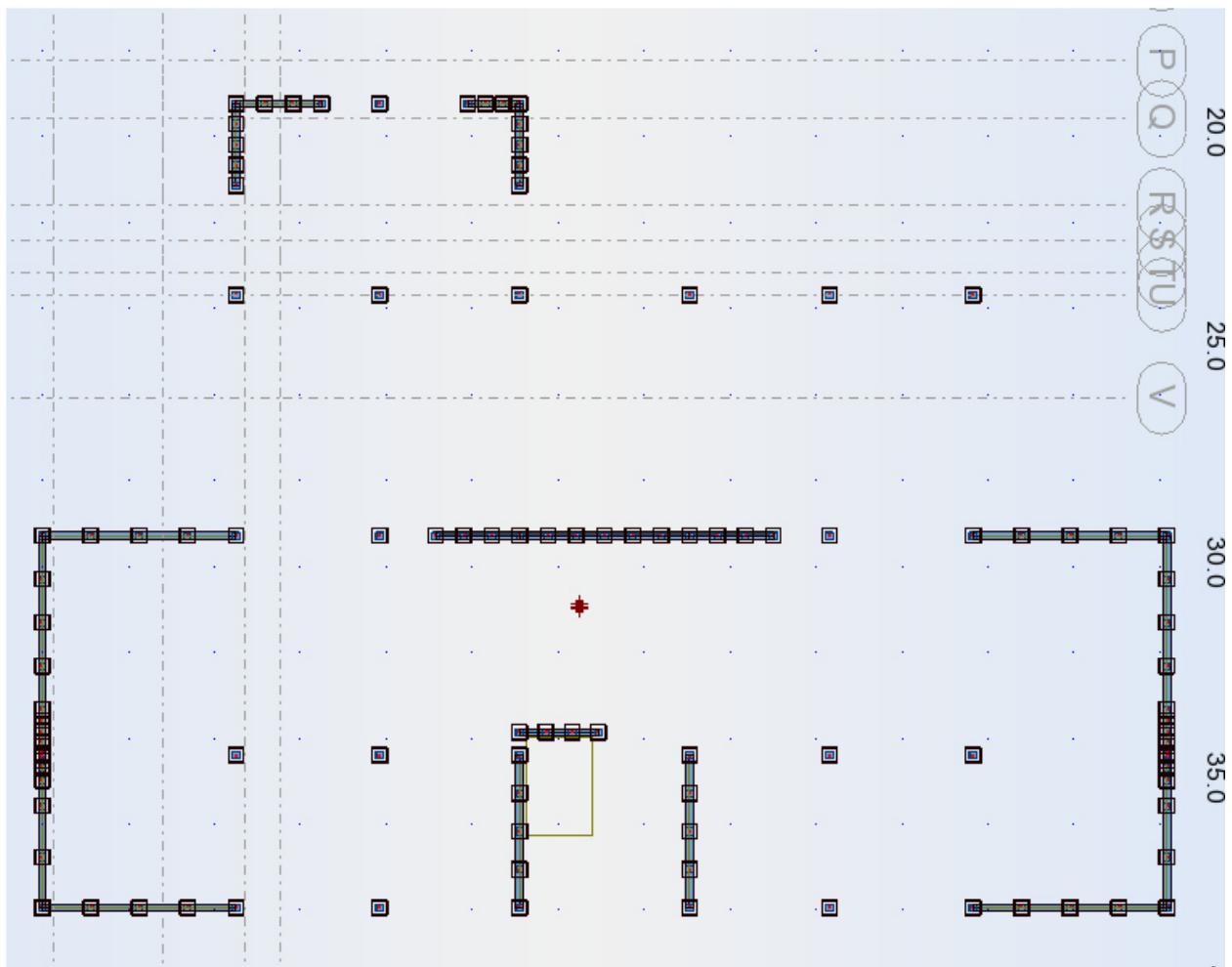


Figure. 4.8- Schéma montrant la disposition des voiles

5.3.4 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé du voile V_2 ($L = 5.05\text{m}$) du RDC :

Détermination des sollicitations

$$M_{\max} = 2190.02 \text{KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 4655.79 \text{ (compression)}$$

$$I = (0.20 \times 5.05^3) / 12 = 2.15 \text{m}^4$$

$$v = h/2 = 2.525 \text{m}$$

$$\Omega = 1.01 \text{m}^2$$

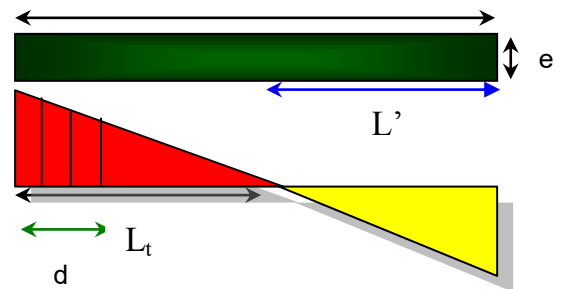


Figure. IV.9- Schéma de distribution des contraintes

Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{4655.79}{1.01} + \frac{2190.02 \times 2.525}{2.15}$$

$$\sigma_1 = 4.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{4655.79}{1.01} - \frac{2190.02 \times 2.525}{2.15}$$

$$\sigma_2 = 4.60 \text{ MPa}$$

Calcul de L'

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 5.05 \left(\frac{4.60}{4.60 + 4.60} \right) = 2.525 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 5.05 - 2.525 = 2.525 \text{ m}$$

$$d \leq \min(5.05 / 2, (2/3) \times 2.525) = 2.525 \text{m}$$

$$\text{soit : } d = 2.525 \text{m}$$

Calcul de σ_2'

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = 4.6 / 2.525 = 1.82$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = 4.60 \text{ MPa}$$

$$I' = (0.20 \times 1.82^3) / 12 = 0.10 \text{m}^4$$

$$v' = 1.82 / 2 = 0.91 \text{m}$$

$$\Omega' = 0.20 \times 1.82 = 0.364 \text{m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = 1674.40 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 0 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0 < d/6 \quad \text{et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section totalement comprimée)}.$$

5.3.5 Armatures minimales exigées par les RPA 99/Version2003

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version2003:

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b :Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.20 \times 2.525 = 10.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 2.00 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

5.3.6 Le pourcentage minimal

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.20 \times 5.05 = 15.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 11.52/(2 \times 5.05) = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 20.20 \text{ cm}^2.$$

5.3.7 Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie

$$A_s = 2 \times (5.05/2) = 5.05 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les 2 faces)}$$

- En zone courante : soit **24HA 10** ($A_s = 18.84 \text{ cm}^2$)

- En zone d'about : soit **4 HA 14** ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$)

▪ Espacement :

- En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e ; 30) = 20 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$

- En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

Tableau. 4.10- Ferrailage des voiles

Niveau	3 ^{er} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	6 ^{er} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage
M (KN.m)	208.56	-147.69
N (KN)	-114.61	1448.58
L (m)	1.95	3.5
c = c' (cm)	3	3
σ_1 (KN/m ²)	2.88	2.43

σ_2 (KN/m ²)	0	1.71
A_s /ml/face (cm ²)	4.99	0.00
$A_{s \text{ min}}$ /ml/face (cm ²)	1.5	1.5
$A_{s \text{ RPA}}$ /ml/face (cm ²)	2.0	2.0
$A_{s \text{ adoptée}}$ / ml/face (cm ²)	4.99	2.00
$A_{s \text{ adoptée}}$ (cm ²) pour les 02 faces	15.70	25.12
S_t d'about (cm)	10	10
S_t courante (cm)	20	20
Armatures d'abouts (cm ²)	4 HA 14	4 HA 14
Armatures courantes (cm ²)	28 HA 10	32 HA 10

▪ **Armatures horizontales**

5.3.8 Vérification des voiles à l'Effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003)

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calculé}}}{b_0 d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$ (l'article 7.7.2 des RPA 99/Version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante :

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

5.3.9 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq (\tau_u - 0.3 f_{ij} K) / 0.8 f_c$$

Avec

$K = 0$ en cas de fissuration très préjudiciable ; En cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

D'autre part les RPA99/Version 2003 prévoient un pourcentage minimum de ferrailage :

- 0.15 % de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$
- 0.25 % de la section de voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$.

Exemple de calcul

on prend comme exemple le voile 2 :

$$\tau_u = 1.4 T_{\text{calculé}} / b_0 d$$

$$\tau_u = 1.4 \times [0.952 / (0.20 \times 0.9 \times 4.65)] = 1.59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D'après l'article 7.7.4.3 des RPA99/Version2003 l'espacement des barres doit être :

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

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq (0.2 \times 0.16 \times 1.2) / (0.8 \times 400)$$

$$A_t \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : le choix des barres ce ferra pour les deux faces et par /ml

5.3.10 Schéma de ferrailage du voile RDC l=5.05m :

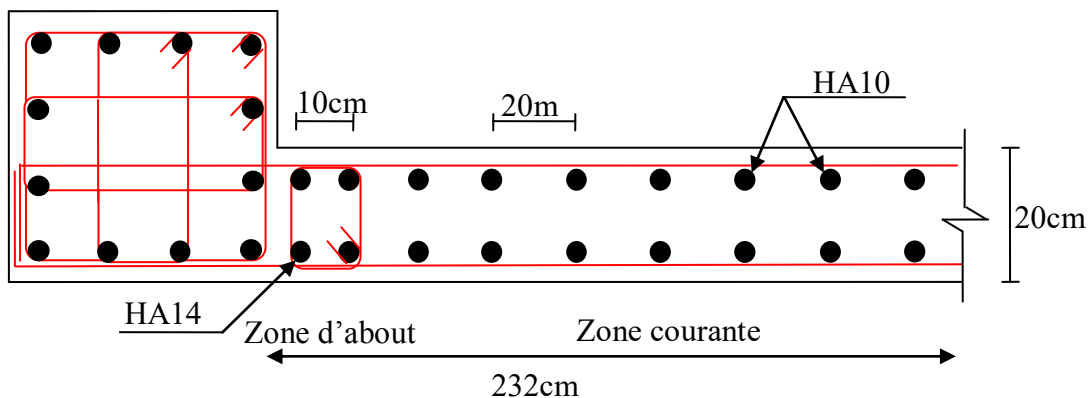


Figure. IV.10- Schéma de ferrailage du voile VI

CHAPITRE 6

❖ ETUDE DES FONDATIONS

CHAPITRE 6 : ETUDE DES FONDATIONS

6.1. INTRODUCTION

les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

6.2 Choix de type de fondation

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.6 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés
- Semelles filantes.
- Radier général

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_s / S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{Totale}} \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec

$$N_{\text{Total}} = N_G + N_Q = 7174.27 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.6 \text{ bars} = 16 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Totale}} = 448.39 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 26.16 \times 19.52 = 510,64 \text{ m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 510,64 = 255,32 \text{ m}^2$$

$$S_s = 448.39 \text{ m}^2 > 0.5 S_b = 255,32 \text{ m}^2$$

Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment.

Combinaison d'action

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

6.3. CALCUL DU RADIER GENERAL

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

-Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

- Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

6.4. ETUDE DU RADIER

6.4.1. Pré dimensionnement

a. Condition forfaitaire

- **Sous voile**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La longueur max du voile

$$L_{\max} = 4.50 \text{ m}$$

$$56.25 \text{ cm} \leq h_r \leq 90 \text{ cm}$$

- **Sous poteaux**

-La dalle

$$h_t \geq L_{\max}/20.$$

avec

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_t : épaisseur du radier.

D'où : $h_t \geq 560/20 = 28 \text{ cm}$

On adopter $h=40\text{cm}$

- La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow h \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : La plus grande distance entre deux poteaux .

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 5.6 \text{ m}$; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.6^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.8 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est

$$h_r = \max (55 \text{ cm} , 27.5 \text{ cm} , 80 \text{ cm})$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{7174267.0}{160} = 448.39 \text{ m}^2 \quad \text{On prend une épaisseur plus}$$

proche de l'épaisseur calculée

- **On prend : $h_r = 80 \text{ cm}$.**

6.4.2 Calcul de la surface minimale du radier:

Détermination des efforts

$$\text{ELU: } N_u = 97848.81 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 71742.67 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{9784881}{1,33 \times 1.60} = 224.85 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 510.44 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 448.39 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (26.15 m).

L_y : largeur en plan (19.52 m).

6.4.3 Calcul de débordement D

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 0.8\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 391,84 + 0.4 \times 2 \times (24.8 + 15.8) = 424,32 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (424,32 \times 0.4 \times 25) = 4243,2 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 49664,64 + 1.35 (4243,2) = 55392,96 \text{ KN}$$

$$N_s = 36152,71 + 4243,2 = 40395,91 \text{ KN}$$

6.4.4. Vérifications de radier

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 72 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{55392,96 \cdot 100}{391,84} \cdot \frac{5,5}{2} = 388,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{388,75 \cdot 10^3}{1000,550} = 0,707 \text{ MPa} \leq 1,6 \text{ MPa} \rightarrow \text{c.v}$$

Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 3 \times 10 \times 1,5 \times 391,84 = 17632,8 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h=3 m)

$$G_T = 31574,19 \text{ KN} > 17632,8 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ Vérification des contraintes dans le sol

La formule suivante doit être vérifiée

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = 28552,43 \text{ m}^4$$

$$I_y = 12595,45 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X_g = 12,17 \text{ m}$$

$$Y_g = 7,23 \text{ m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$M_X = 4113,992 \text{ t}$$

$$M_Y = 3962,042 \text{ t}$$

$$N = 4966,464 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 160 = 212,8 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 21,28 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

	σ_1	σ_2	σ_m	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	14.42	10.92	13,545	C.V
Y-Y	14.94	10.4	13,805	C.V

6.4.5 Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Épaisseur totale du radier

6.4.6 Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.8) = 2.6 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 2.6 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 2426.67 \text{ KN}$$

$$N_u = 1786.64 \text{ KN} < \bar{N}_u = 2426.67 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

6.4.7 Vérification pour les voiles

$$N_u = 2151.72 \text{ KN}, e = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (4.6 + 3.06 + 2 \times 0.2) = 8.06 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 8.06 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 7522.67 \text{ KN}$$

$$N_u = 2151.72 \text{ KN} < \bar{N}_u = 7522.67 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

6.5. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

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

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

- si la dalle est une dalle de rive

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$M_a = 0.3 M_{0x}$ pour appuis de rive.

$M_a = 0.5 M_{0x}$ pour appuis intermédiaire.

-Evaluation des charges et surcharges

ELU $q_u = N_u / S_{rad} \rightarrow q_u = 141.366 \text{ KN/m}^2$

ELS $q_{ser} = N_s / S_{rad} \rightarrow q_{ser} = 103.092 \text{ KN/m}^2$

-calcul des moments

ELU: v=0 ; $q_u = 141.366 \text{ KN/m}$

PANNEAU	L _X (M)	L _Y (M)	ρ	μ _x	μ _y	M _{ox} (KN.M)	M _{Oy} (KN.M)
P	4.95	5.5	0.9	0.0511	0.831	177.001	147.088

ELS : v=0.2 ; $q_{ser} = 103.092 \text{ KN/m}$

PANNEAU	L _X (M)	L _Y (M)	ρ	μ _x	μ _y	M _{ox} (KN.M)	M _{Oy} (KN.M)
P	4.95	5.5	0.9	0.0511	0.831	159.357	132.425

6.5.1 Calcul des armatures

- **ELU**

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \qquad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \qquad , \qquad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s} \qquad A_{s,min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	En travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN ×m)	150,45	88,5	125,025	44,12
μ	0,0865	0,0509	0,0719	0,0254
μ < μ_L	CV	CV	CV	CV
A_s (cm²)	0	0.00	0	0.00
α	0,1132	0,0653	0,0933	0,0321
β	0,9547	0,9739	0,9627	0,9872
σ_σ	348	348	348	348

As (cm²/ml)	12,938	7,461	10,663	3,669
As_{min} (cm²/ml)	4,226	4,226	4,226	4,226
Choix des barres/ml	7HA16	4HA16	7HA14	4HA14
As_{corres} (cm²/ml)	14.07	8.04	10.77	6.15
Espacement (cm)	15	25	15	25

• ELS

$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	En travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN ×m)	135,45	79,678	112,412	39,727
μ	0,0779	0,0458	0,0646	0,0228
μ < μ_L	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	0	0.00	0	0.00
α	0,1015	0,0586	0,0836	0,0289
β	0,9594	0,9765	0,9666	0,9884
σ_σ	348	348	348	348
As (cm²/ml)	11,591	6,699	9,548	3,300
As_{min} (cm²/ml)	4,226	4,226	4,226	4,226
Choix des barres/ml	7HA16	4HA16	7HA14	4HA14
As_{corres} (cm²/ml)	14.07	8.04	10.77	6.15
Espacement (cm)	15	25	15	25

6.5.2 Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d} \dots \dots \dots (A5.1.1) \text{page 51}$$

$$T_u = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = \frac{141,366 \times 4.95 \times 5.5}{2 \times 5.5 + 4.95} = 241.297 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{241.297 \times 10}{1000 \times 35} = 0.069 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{MPa})$$

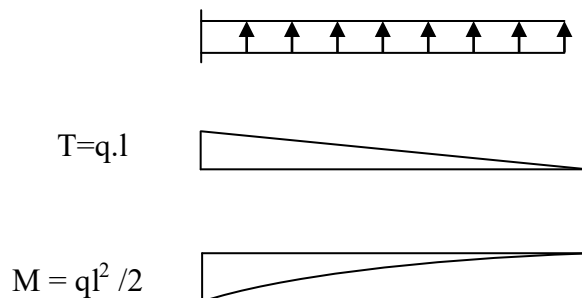
$$\tau_u = 0.069 \pi [\tau_u] \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \leq 2.5 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

6.5.3 Etude du débord du radier

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.



- l'ELU

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	As (cm ²)
70.68	0.0406	0.0819	0.979	5.92

- l'ELS

Ms (KN.m)	μ	α	β (m)	As (cm ²)
51.2	0.018	0.0227	0.991	3.299

As=5.92 cm²/ml.

Donc on choisit 6HA12

6.5.4 Vérification au cisaillement

$$\tau \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.1 \frac{f_{c28}}{\gamma_c}; 3MPa\right) = \min(2.5; 3MPa)$$

$$\tau_u = V / b_0.d$$

$$V_u = q_u \times l / 2$$

$$\tau \leq \tau_u = 1.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

6.6. ETUDE DE LA NERVURE

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 80 \text{ cm} \quad d = 75 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

6.6.1 Calcul les charges revenant à la nervure ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{55392.96}{391.84} = 141.366 \text{ KN /m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{40395.91}{391.84} = 103.092 \text{ KN /m}^2$$

6.6.2 Ferrailage de la nervure

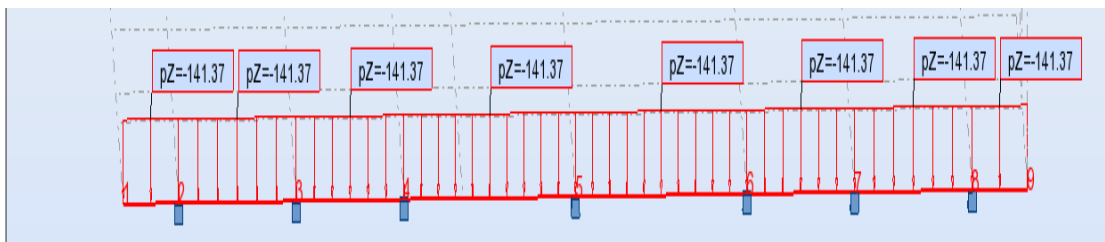
Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot Millénium v2015

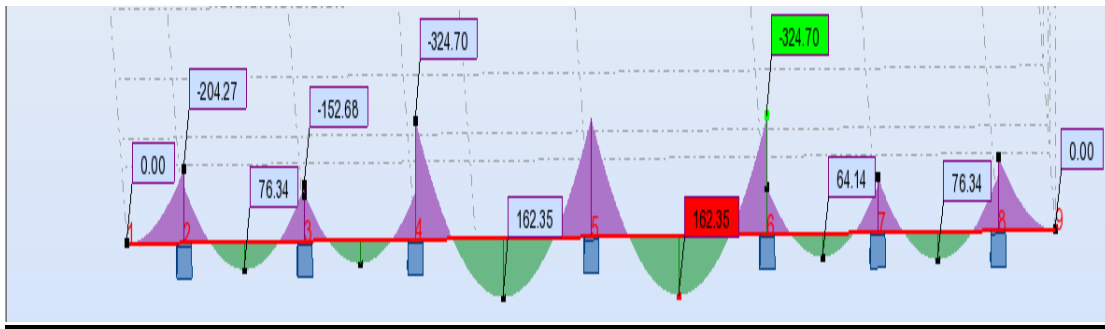
Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées

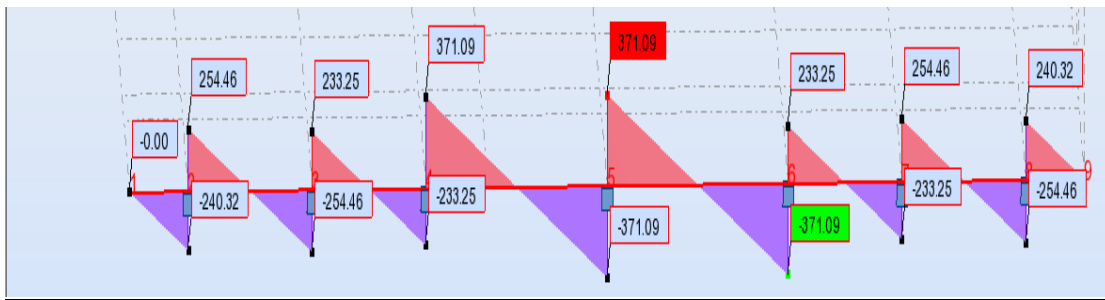
-Sens X-X

ELU



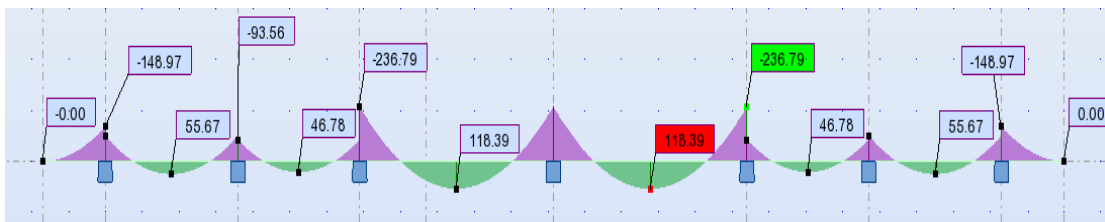
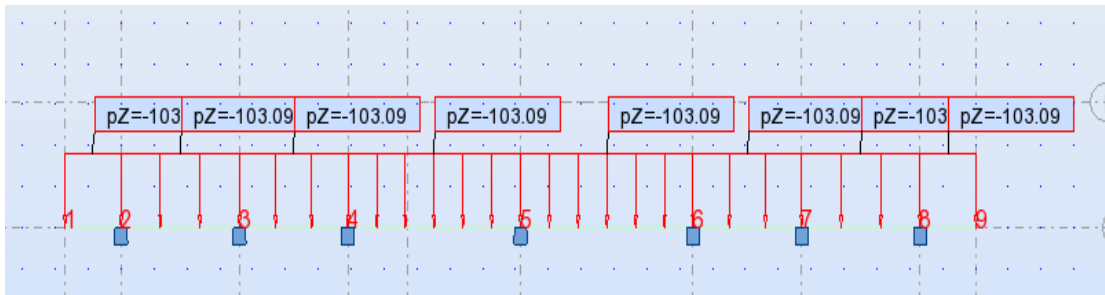


M (KN. m)

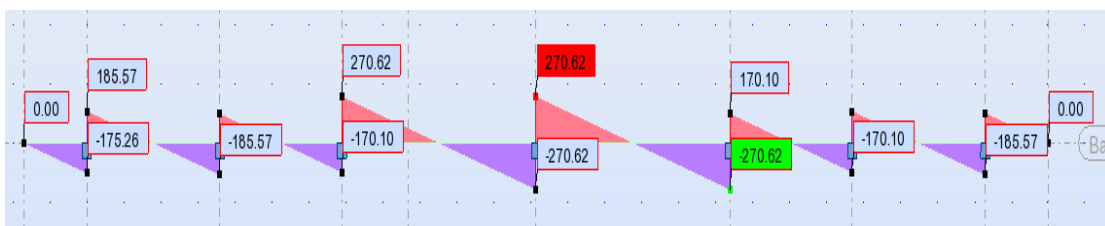


T (kN)

ELS



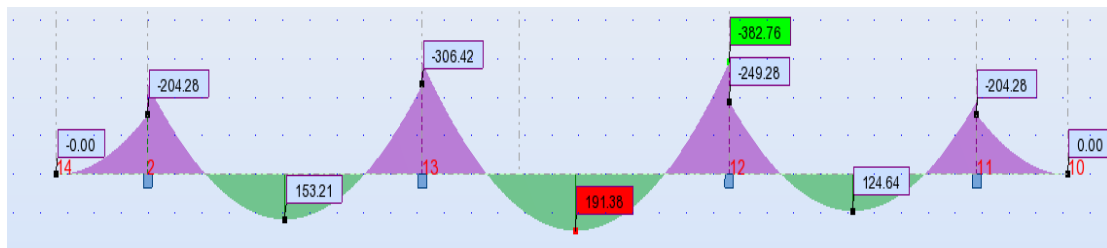
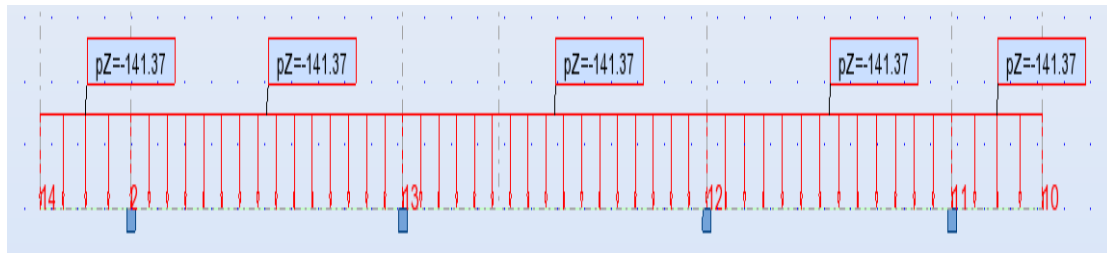
M (KN. m)



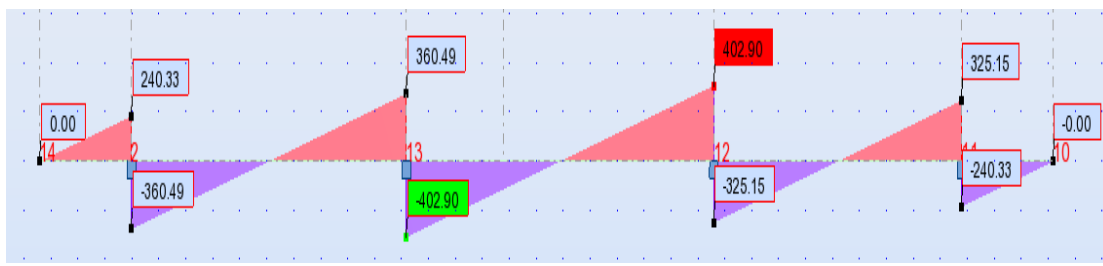
T (kN)

-Sens Y-Y

ELU

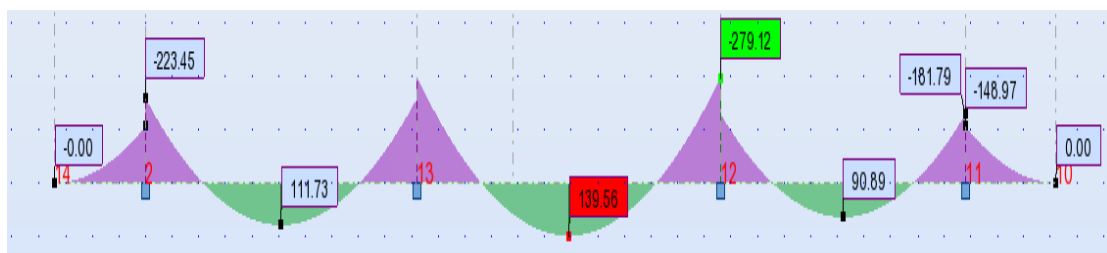
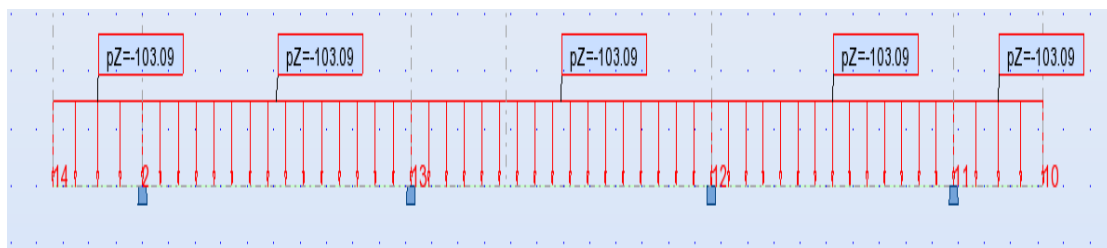


M (KN. m)

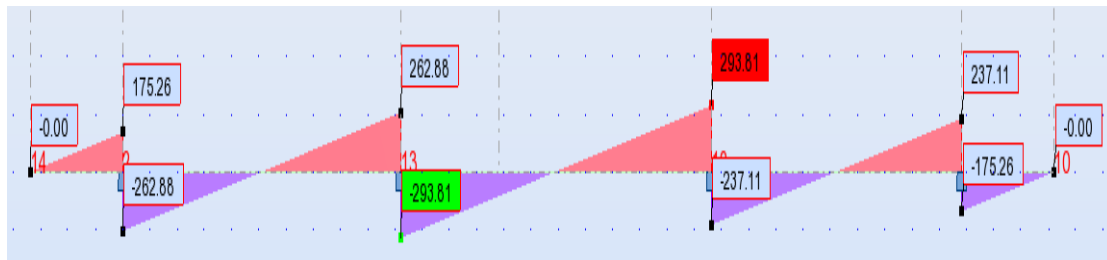


T (kN)

ELS



M (KN. m)



T (kN)

$$ELU \begin{cases} (X-X): M_t = 162.35 \text{ KN.m}, & M_a = 324.70 \text{ KN.m} \\ (Y-Y): M_t = 191.38 \text{ KN.m}, & M_a = 382.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X-X): M_t = 118.39 \text{ KN.m}, & M_a = 236.79 \text{ KN.m} \\ (Y-Y): M_t = 139.56 \text{ KN.m}, & M_a = 279.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	β	A_{min}	A_s	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	324.7	0.186	0.895	3.623	29.76	31.42	10HA20
	Travée	162.35	0.093	0.950	3.623	14.01	18.85	6HA20
Y-Y	Appuis	382.76	0.220	0.874	3.623	35.95	37.7	12HA20
	travée	191.38	0.110	0.941	3.623	16.68	18.85	6HA20

➤ Vérifications à l'ELU

6.6.3 Vérifications de la l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Sens	V_u (KN.m)	τ_u (MPa)	Observation
X-X	371.09	2.4	C.V
Y-Y	402.90	2.13	C.V

6.6.4 Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot 40 \cdot 75 \cdot \frac{2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 3,622 \text{ cm}^2$$

6.6.5 Armatures transversales minimales

$$\varnothing \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{h}{10}, \varnothing\right) \rightarrow \varnothing = (2,28.8.20) \rightarrow \text{on prend } \varnothing = 10 \text{ mm}$$

Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

6.6.6 Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(12.5, 16.8)$$

$$S_t \leq 16$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \rightarrow S_t \leq 40$$

Nous prenons :

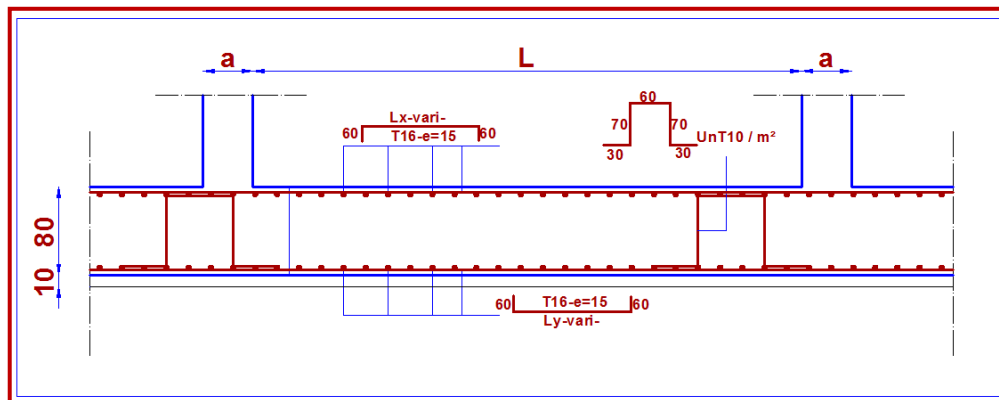
$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

6.6.7 FERRAILLAGE DU DEBORD

Le débord peut constituer une zone d’ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

Figure VII.2. Ferrailage de radier générale sens y-y.



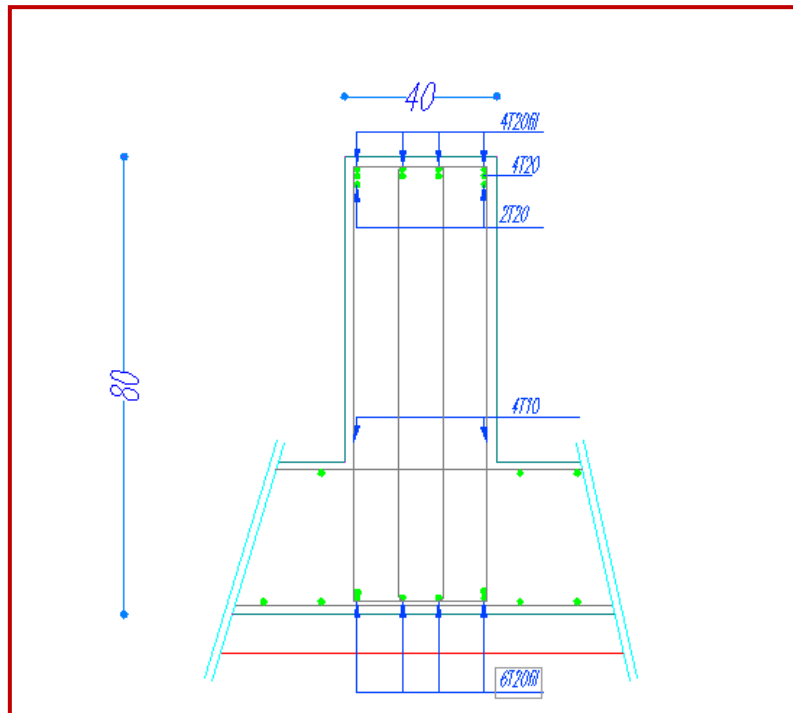


Figure 49 Ferrailage Nervure sens x-x.

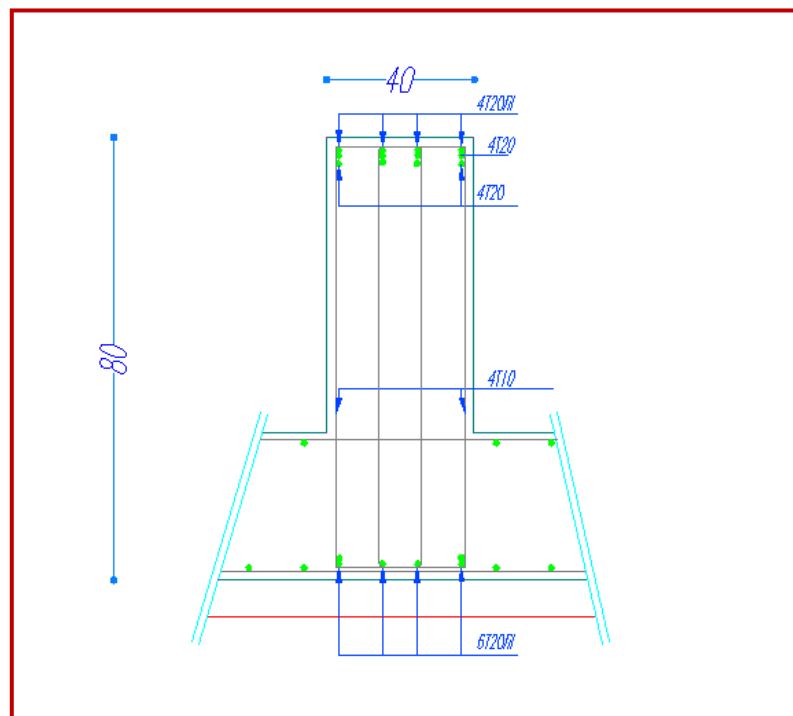


Figure 50 Ferrailage Nervure sens y-y.

Chapitre 7

❖ CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

✎ Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures en béton armé.

✎ La connaissance du comportement dynamique d'une structure, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.

✎ Il est prouvé que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Les modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les Résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.





✎ La définition d'une méthode de conception et l'évaluation de la résistance des structures est un problème large et complexe. D'une part, il est nécessaire de définir, de manière la plus réaliste possible, la capacité du système structural, en terme de résistance, pour prévoir le comportement global de la structure.

✎ Notons enfin que ce projet constitue pour moi une bonne expérience. Il m'a été très bénéfique aussi bien sur le plan scientifique et technique que dans la maîtrise de l'outil informatique nécessitant la connaissance de certaines notions de base relatives aux sciences de l'ingénieur.



BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.






Règlements :

-  RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)
-  BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-pierre Mogin)
-  CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)
-  Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)



Livres :

-  Le projet de béton armé (Henry Thonier, édition 1995)
-  Calcul des structures en béton armé (Belazougui)

Cours :

-  Résistance des matériaux de 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} année
-  Béton armé de 3^{ème} année
-  Dynamique des structures de 4^{ème} année
-  Cours de bâtiment de 4^{ème} année
-  Génie sismique de 4^{ème} année

Thèses :

-  Etude d'un bâtiment en R+5 à usage d'habitation, étudié par : Drioueche A.; encadré par : M.Mezazigh B.; ENTP2007.
-  Etude de vulnérabilité sismique d'un bâtiment stratégique, étudié par : Dokma A. et Yazir A. ; encadré par : M. Kibbouaa A.; ENTP2007.

Logiciels et programmes :

- **AUTOCAD** (Dessin)
- **ROBOT V2015** (Analyse des structures).
- **Office** (Traitement de texte, calcul...etc)