



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب -البليدة 1-
UNIVERSITE «SAAD DAHLEB» -BLIDA 1-

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil
مذكرة نهاية التدرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention DU DIPLOME
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : STRUCTURE / MATERIAUX

THEME

**ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT R+8+ S-SOL
AVEC ET SANS DEFAUTS D'ALIGNEMENT ET DE LA
VERTICALITE DES POTEAUX**

Réalisé par :

HAMMAD Assia

TRADI Khadidja

Promoteur : Dr .DERBAL Ismail

Co-promoteur : Mme CHERFA.C

Blida, Septembre 2019

IV.1. Introduction

Le nord Algérien est une région d'une grande activité sismique, le séisme est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie qui est un vrai danger pour les vies humaines à travers son effet destructeur sur les constructions.

L'étude dynamique est une opération nécessaire car l'étude statique reste toujours insuffisante du fait que la structure est soumise à des sollicitations variables avec des intervalles de temps parfois très réduits.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues, au séisme, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure telle que : les modes propres de vibration ceci permettra de déterminer les effets appliqués à la structure lorsque cette dernière est soumise à un chargement ou au séisme.

Le problème fondamental de la dynamique des structures consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée.

IV.2. Le but de l'étude dynamique

Le but de l'étude dynamique est de définir les modes propres de vibration de la structure, afin d'arriver à examiner le comportement.

L'objectif est d'arriver à dimensionner les éléments de résistance pour assurer une sécurité de l'ensemble de l'ouvrage.

Vu que l'analyse de notre structure est complexe, il est préférable de faire appel au logiciel **SAP2000**, qui permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, ...) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalables et appropriée.

IV.3. Déterminations des Caractéristiques dynamiques propres

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement est

$$[M] \{ \ddot{X}(t) \} + [K] \{ X(t) \} = \{ 0 \} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

\ddot{x} : Vecteur des accélérations.

x : vecteur des déplacements.

$[M]$: matrice masse de la structure.

$[K]$: matrice de rigidité de la structure.

A partir d'une analyse de système à plusieurs degrés de liberté en VLNA on peut déterminer les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre, qui s'écrit

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Où

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amorti « VLNA » sont données

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots \dots \dots (4)$$

L'équation (4) doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i ; c'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non -nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est-à-dire :

$$\text{Det} [[K] - \omega^2 [M]] = 0 \rightarrow \text{« équation caractéristique »} \dots \dots \dots (6)$$

En développant cette équation. On obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω). Les (n) solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations des (n) modes de vibration possible.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A} ou forme modale.

IV.4. Modélisation de la structure

IV.4.1. Introduction

Avant chaque analyse dynamique, il faut d'abord créer un modèle de calcul qui nous permet de déterminer les valeurs propres du bâtiment, les modes propres, les périodes propres, et facteur de participation relatifs à chaque mode.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir La masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.4.2 modélisation de la rigidité

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n , dans le cas général il existe six DDL pour chaque nœud, le nombre n 'a donc pour valeur $n=6.p$.

IV.4.3 les éléments du portique

i. Les éléments du portique

Chaque poteau et chaque poutre de la structure à été modélisé par un élément barre (**frame**) à deux nœuds et chaque nœud possède six degrés de liberté (**trois translation et trois rotations**).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau $i+1$).

ii. Les voiles

Les voiles ont été modélisés par des éléments (**Shell éléments**) à quatre nœuds.

Leur rôle

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales.
- Raidir la structure.

iii. Le diaphragme

Tout plan horizontal (plancher) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement est appelé diaphragme.

Son rôle

Transmettre les charges aux éléments verticaux de contreventement sous-jacent.

iv. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique on doit

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

v. Connectivité sol-structure

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.4.4. Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation ($G + \beta Q$) imposée par le [1].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres avec les dalles pleine est prise égale à celle du béton armé.
- Les masses des planchers ont été réparties pour chaque poutre porteuse.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- En choisissant l'option (**Mass source / From loads**), le **SAP 2000** calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure.
- Tel que : $\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation).

IV.5. Etude sismique

IV.1. Introduction

L'intérêt de la protection contre le séisme réside dans la conception et la réalisation des ouvrages capables de faire face à ce phénomène.

IV.2. Méthode de calcul

Il existe plusieurs méthodes de calcul pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3. Critères de classification par [1]

- ❖ Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

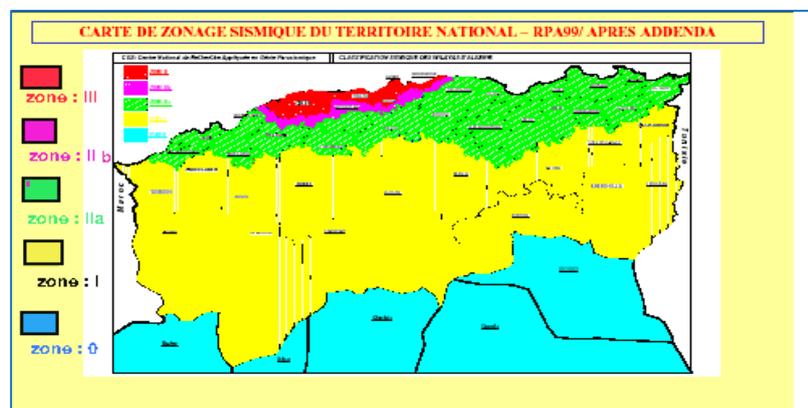


Figure IV.1. Carte de zonage sismique du territoire national [1].

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone « II_a » et « II_b » : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau de zonage cité précédemment, « **CHIFFA** » se situe dans une zone de sismicité élevée « Zone III ».

- ❖ La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.
- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, il sera classé en « Groupe 2 ».

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le [1] pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ($H = 28.56 > 17m$).

La méthode statique équivalente ne peut être utilisée dans notre cas, car le bâtiment est implanté dans la zone III, groupe d'usage 2, et sa hauteur est supérieure à 17 m, mais le règlement préconise son application.

- ❖ Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- **Catégorie S1 (site rocheux) :**

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s.

- **Catégorie S2 (site ferme) :**

Dépôts de sables et de graviers très denses et /ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s

- **Catégorie S3 (site meuble) :**

Dépôts de sables et de graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

- **Catégorie S4 (site très meuble) :**

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Tableau IV.1. Récapitulatif des classifications.

zone	Groupe d'usage	site
III	2	S2

IV.4. La méthode statique équivalente.

IV.4.1. Le principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.4.2. Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontale par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.5. La méthode d'analyse modale spectrale

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.5.1. Le principe de la méthode

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des masses modales effectives pour les modes soit égales à 90% au moins 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 (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K .

IV.6. Analyse spectrale

IV.6.1. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

IV.6.2. La présentation graphique du spectre

Le spectre de réponse est représenté dans la figure ci-dessous.

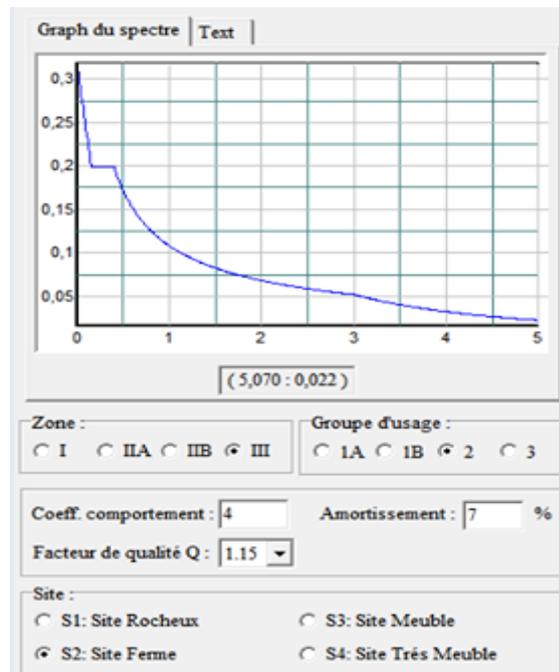


Figure IV.2. Le spectre de réponse.

Avec

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.

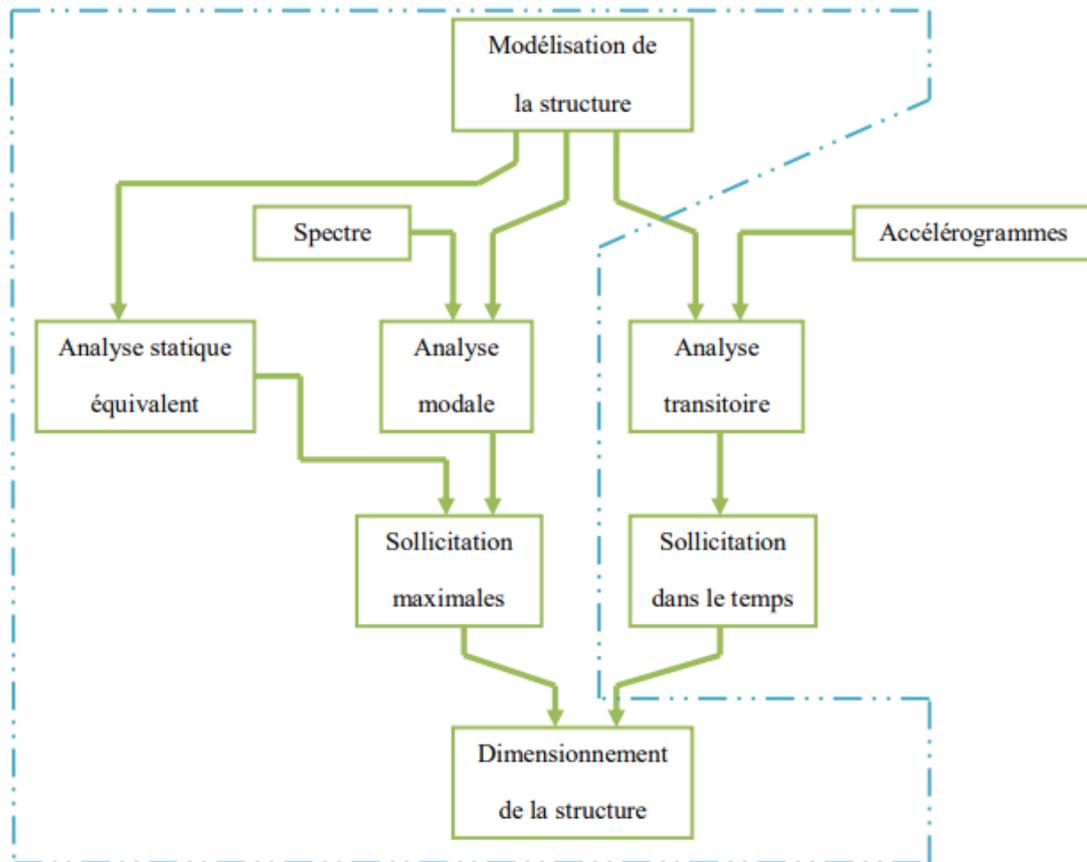


Figure IV.3. Les étapes du calcul sismique.

IV.7. L'effort tranchant à la base

L'une des premières vérifications préconisée par le [1] est relative à la résultante de la force sismique.

En effet la résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) «Ex/y» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « Vx/y » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V_{st}$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $: \frac{0.8 V}{V_t}$.

IV.8. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente [1]

La force sismique totale V_{st} , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

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

Avec

V_{st} : La force sismique appliquée à la base de la structure selon les deux sens.

A : Coefficient d'accélération de zone tableau (4.1) de [1].

R : Coefficient de comportement global de la structure tableau (4.3) de [1].

W : Le poids total de la structure.

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 ».

Q : facteur de qualité de la structure.

Dans notre bâtiment

D'après le tableau (4.1) de [1]

- | | | |
|--|---|----------------|
| <ul style="list-style-type: none"> - Zone sismique. - Groupe d'usage 2 | } | A=0.25. |
|--|---|----------------|

Selon (3.4.b et le tableau 4.3 de [1]) on choisit

R=4.

- Notre bâtiment est d'une hauteur inférieure à 33m.
- Les voiles reprennent moins de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- les portiques sous un effort horizontal représentant plus de 25% de l'effort horizontal global.

Le poids total de la structure

$$W = n \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Bâtiment à usage habitation : $\beta=0,2$. (4-5 du [1]).

W= 32749,083 KN.

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il dépend de la période fondamentale (T), de la nature du sol et du facteur de correction (η).

$$\mathbf{D} \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{D}_x=1,7015. \\ \mathbf{D}_y=1,805. \end{array} \right.$$

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec} \\ 2,5 \eta (T_2 / 3,0)^{\frac{2}{3}} (3,0 / T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ Sec} \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement avec : $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$

ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages tableau **4.2 du [1]** et quand

$$\xi = 5\% \rightarrow \eta = 1.$$

Nous avons

Un portique en béton armé avec un remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7$.

Donc : $\eta = 0,8819$.

- Estimation de la période fondamentale de la structure.

$$T = \min (C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; 0,09 h_N / \sqrt{D}).$$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en mètres a parti de la base de la structure jusqu'au dernier niveau « N ».

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage tableau **4.6 du [1]**.

$$\left. \begin{array}{l} C_T = 0,05. \\ h_n = 28,56 \text{ m.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mathbf{T}_x=0,62. \\ \mathbf{T}_y=0,62. \end{array} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} T_x = \min (0,62 ; 0,59). \\ T_y = \min (0,62 ; 0,54). \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \\ X=19 \text{ m.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mathbf{T}_x = 0,59. \\ \mathbf{T}_y = 0,54. \end{array}$$

Y= 22,45 m.

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,59. \\ T_y = 0,54. \end{array} \right.$$

T_2 : période caractéristiques associées à la catégorie de site. **Tableau 4.7 de [1]** $T_2 = 0,4$.

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \Longrightarrow \quad \text{car } T_2 \leq T \leq 3.0s.$$

$$D_x = 1,7015.$$

$$D_y = 1,805.$$

Le facteur de qualité tableau **4.4 du [1]**, donnée en fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement.
- La redondance en plan.
- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux.
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Tableau IV.2. : Pénalités en fonction des critères de qualité.

Critère q »	P_q	
	En X	En Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q \begin{cases} \text{Sans x : } 1+0,05+0,05+0,05=1,15. \\ \text{Sens y : } 1+ 0,05= 1,05.= \end{cases} \quad \text{On choisit : } Q= 1,15.$$

Tableau IV.3. Récapitulatif des paramètres sismiques.

Coefficient	A	D _x	D _y	Q	R	β	W
Valeur	0,25	1,7015	1,805	1,15	4	0,2	32749,083

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,7015 \times 1,15}{4} \times 32749,083 = 4005,05934 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,805 \times 1,15}{4} \times 32749,083 = 4248,68181 \text{ KN.}$$

IV.9. vérification des déplacements inter-étage

D'après l'article 4.4.3 du [1], le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

D'après de l'article 5.10 du [1] il faut vérifier que: $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où: $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

Avec : $\delta_k^x = R \delta_{ek}^x$ et $\delta_k^y = R \delta_{ek}^y$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y Δ_k^y).
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y δ_{ek}^y).
- R : coefficient de comportement.

IV.10. Interprétation des résultats de l'analyse sismique

V.10.1. Le modèle initial

La structure comporte uniquement un seul voile (le voile d'ascenseur).

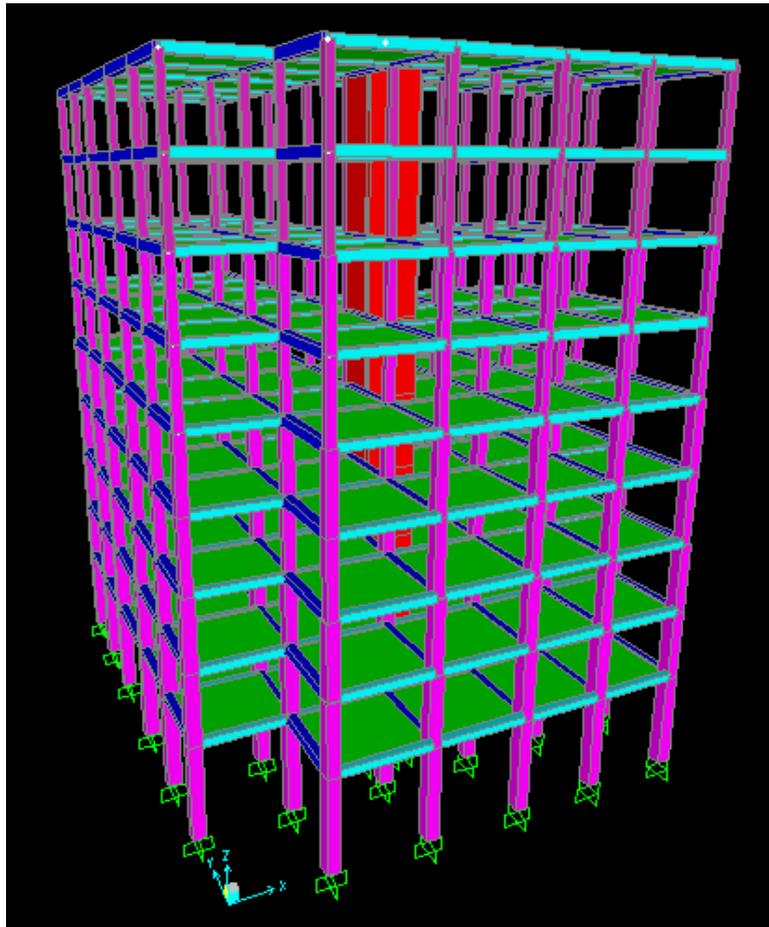


Figure IV.4 Modèle initial.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

Tableau IV.4. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

Modes	période	Les facteurs de participation massique					
		UX	UY	UZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum UZ$
1	1,74032	0,27284	0,00413	5,448E-08	0,27284	0,00413	5,448E-08
2	1,341529	0,00676	0,73933	0,000000135	0,2796	0,74345	1,895E-07
3	1,31172	0,48174	0,02099	3,808E-07	0,76134	0,76444	5,703E-07
4	0,589432	0,03502	0,0006	1,756E-07	0,79636	0,76505	7,459E-07
5	0,407166	0,00045	0,13597	2,428E-07	0,79681	0,90102	9,886E-07
6	0,374096	0,10238	0,00223	0,000002109	0,8992	0,90324	0,000003098
7	0,346971	0,02093	0,00014	9,19E-10	0,92013	0,90338	0,000003099
8	0,23865	0,00196	0,000005107	3,599E-07	0,9221	0,90339	0,000003459

b. Constatations :

- La participation massique atteint les 90% à partir du 7^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est un mode couplé.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation.

c. Vérification de l'effort normal réduit art 7.4.3. [1]

Outre les vérifications prescrites par le [3] et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Section	P	Section (mm ²)	Coté (cm)	Min RPA	Choix
8	30*30	162,538	21671,73333	15	30	30
7	30*30	317,035	42271,33333	25	30	30
6	30*30	480,437	64058,26667	30	30	30
5	30*30	653,452	87126,93333	30	30	30
4	30*30	836,648	111553,0667	35	30	35
3	30*30	1029,988	137331,7333	40	30	40
2	35*35	1230,515	164068,6667	45	30	45
1	35*35	1432,7	191026,6667	45	30	45
RDC	40*40	1640,707	218760,9333	50	30	50

On modifie les sections des poteaux sur notre modèle.

Les étapes :

- On change les sections des poteaux par les sections données par l'effort normal réduit.
- L'augmentation des sections des poteaux engendre une éventuelle augmentation dans le poids de la structure par conséquent la valeur de la force sismique change comme suite :

Résultats de la force sismique

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,7015 \times 1,15}{4} \times 33807,843 = 4134,54 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,805 \times 1,15}{4} \times 33807,843 = 4386,04 \text{ KN.}$$

$$F_x = 2051,598 \text{ KN.} \quad r_x = \frac{0,8V_x}{F_x} = 1,61222$$

$$F_y = 2620,656 \text{ KN.} \quad r_y = \frac{0,8V_y}{F_y} = 1,33891$$

}

$0,8V_x = 3307,633 \text{ KN.}$
 $0,8V_y = 3508,831 \text{ KN.}$

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial modifié.

Pour ce modèle nous avons gardé le voile d'ascenseur et nous avons augmenté la section des poteaux par la vérification de l'effort normal réduit.

Tableau IV.6. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial modifié.

mode	Période	Les facteurs de participation massique					
		UX	UY	UZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum UZ$
1	1,447288	0,34453	0,00333	6,509E-08	0,34453	0,00333	6,509E-08
2	1,186877	0,36301	0,02903	2,235E-07	0,70754	0,03235	2,886E-07
3	1,158148	0,02521	0,69726	9,801E-08	0,73275	0,72961	3,866E-07
4	0,519433	0,04238	0,00079	9,125E-08	0,77513	0,7304	4,779E-07
5	0,380217	0,00427	0,14818	1,792E-08	0,7794	0,87858	4,958E-07
6	0,357756	0,11364	0,00992	0,00000276	0,89304	0,8885	0,000003256
7	0,298468	0,01162	0,00029	1,169E-08	0,90466	0,8888	0,000003267
8	0,20678	0,00572	6,041E-07	1,955E-07	0,91038	0,8888	0,000003463
9	0,19024	0,00067	0,05431	8,784E-07	0,91106	0,94311	0,000004341

b. Constatations

- La participation massique atteint les 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode couplé.
- Le 2^{ème} mode est un couplé.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation.

c. Vérification du déplacement horizontal

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

Tableau IV.7. Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	11,04	8,39	44,16	33,58	2,51	2,97	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	10,41	7,65	41,65	30,6	4,07	3,58	3,06	non vérifiée	non vérifiée

22,44	9,39	6,75	37,58	27,02	5,44	4,17	3,06	non vérifiée	non vérifiée
19,38	8,03	5,71	32,13	22,85	6,54	4,59	3,06	non vérifiée	non vérifiée
16,32	6,39	4,56	25,58	18,25	5,84	4,36	3,06	non vérifiée	non vérifiée
13,26	4,93	3,47	19,74	13,89	5,44	4,08	3,06	non vérifiée	non vérifiée
10,2	3,57	2,45	14,29	9,81	5,15	3,75	3,06	non vérifiée	non vérifiée
7,14	2,28	1,51	9,13	6,06	5,01	3,403	3,06	non vérifiée	non vérifiée
4.08	1,02	0,66	4,11	2,6	4,11	2,65	4,08	non vérifiée	vérifiée

d. Constatations

Le déplacement inter étages n'est pas vérifié suivant x*x et suivant y*y les déplacements dépassent la valeur admissible ce qui veut dire que notre structure est souple pour cela on doit augmenter la rigidité latérale de notre structure. Pour se faire on augmente la section des poteaux et on ajoute des voiles de contreventement.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la section exploitable de notre structure alors on opte pour l'ajout des voiles qui est une solution correcte, vu que notre bâtiment d'après [1] est situé en zone **III** et dépasse les **7m** donc il nécessite un contreventement.

L'ajout de voiles doit se faire d'une manière symétrique afin d'éviter la torsion dans les deux premiers modes.

V.10.2. Le deuxième modèle

On rajoute des voiles d'une manière à ce qu'il n'ait pas une torsion et on vérifie l'effort normal réduit.

Les étapes

- On rajoute des voiles d'une manière symétrique

a. Résultats de la force sismique

$$W=35035,923.$$

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,7015 \times 1,15}{4} \times 35035,923 = 4284,73 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8V_x = 3427,78 \text{ KN.} \\ 0,8V_y = 3636,29 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,805 \times 1,15}{4} \times 35035,923 = 4545,36 \text{ KN.}$$

$$F_x = 2782,886 \text{ KN.} \quad r_x = \frac{0,8V_x}{F_x} = 1,23174.$$

$$F_y = 2820,288 \text{ KN.}$$

$$r_y = \frac{0,8V_y}{F_y} = 1,28933.$$

b. Caractéristiques dynamique propres du deuxième modèle.

Tableau IV.8. Périodes et facteurs de participation massique du deuxième modèle.

modes	Période	Les facteurs de participation massique					
		UX	UY	UZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum UZ$
1	1,103246	0,64469	0,06043	0,000001126	0,64469	0,06043	0,000001126
2	1,082532	0,06163	0,65934	0,000005074	0,70632	0,71977	0,0000062
3	0,923288	0,00414	0,00265	4,157E-07	0,71047	0,72242	0,000006616
4	0,343969	0,00196	0,15577	0,00000363	0,71242	0,87818	0,00001025
5	0,311171	0,16898	0,00191	0,00000087	0,8814	0,88009	0,00001112
6	0,263509	0,000003519	0,00245	0,000001006	0,8814	0,88255	0,00001212
7	0,167266	0,0008	0,05676	1,041E-09	0,8822	0,9393	0,00001212
8	0,142335	0,06069	0,00051	0,000004509	0,94289	0,93981	0,00001663

c. Constatation

La participation massique atteint les 90% à partir du 8^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation dans le sens x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation dans le sens y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

d. Vérification du déplacement horizontal

Tableau IV.9. Vérification des déplacements inter étages du deuxième modèle.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	6,044	5,675	24,1792	22,703	2,768	2,217	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	5,352	5,121	21,4104	20,486	2,956	2,526	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,613	4,49	18,4536	17,96	3,120	2,846	3,06	non vérifiée	vérifiée
19,38	3,833	3,778	15,3328	15,113	3,206	3,045	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	3,031	3,017	12,1268	12,068	3,114	2,978	3,06	non vérifiée	vérifiée
13,26	2,253	2,272	9,0128	9,09	2,9124	2,799	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,525	1,572	6,1004	6,290	2,5836	2,544	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,87	0,936	3,5168	3,746	2,0988	2,182	3,06	vérifiée	vérifiée
4.08	0,35	0,391	1,418	1,564	1,418	1,564	4,08	vérifiée	vérifiée

e. Constatation

Le déplacement inter-étages n'est pas vérifié suivant y-y

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal réduit.

niveau	Combinaison	P	Section (mm)	Coté (cm)	Min RPA	Choix
8	G+Q+Ey	182,691	24358,8	20	30	30
7	G+Q+Ey	358,881	47850,8	25	30	30
6	G+Q+Ey	544,837	72644,93333	30	30	35
5	G+Q+Ey	740,722	98762,93333	35	30	35
4	G+Q+Ey	944,682	125957,6	40	30	40
3	G+Q+Ey	1197,741	159698,8	40	30	40
2	G+Q+Ey	1512,746	201699,4667	45	30	50
1	G+Q+Ey	1819,128	242550,4	50	30	55
RDC	G+Q+Ey	2095,571	279409,4667	55	30	55

IV.10.3. Modèle final

Pour le modèle final nous avons augmenté la section des poteaux.

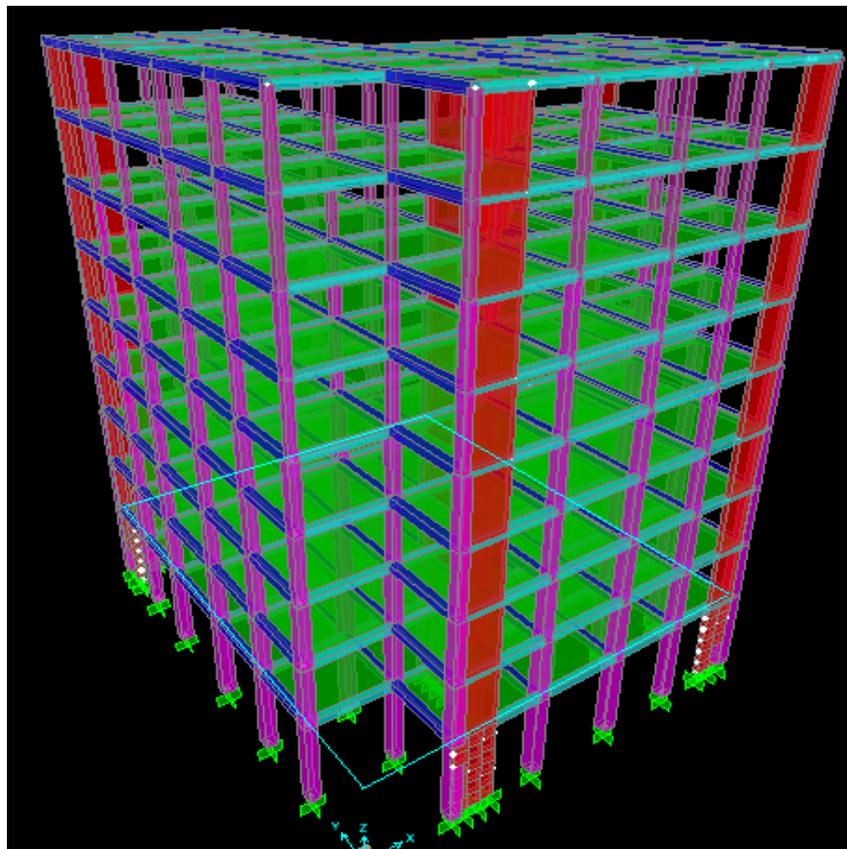


Figure IV.5. Le modèle final.

a. résultats de la force sismique

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,7015 \times 1,15}{4} \times 36024,112 = 4405,58 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,805 \times 1,15}{4} \times 36024,112 = 4673,56 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,8V_x = 3524,46 \text{ KN.} \\ 0,8V_y = 3738,85 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$F_x = 2952,346 \text{ KN.} \quad r_x = \frac{0,8V_x}{F_x} = 1,19378$$

$$F_y = 3043,018 \text{ KN.} \quad r_y = \frac{0,8V_y}{F_y} = 1,22867$$

b. Caractéristiques dynamique propres du modèle final.

Tableau IV.11. Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Modes	Période	Les facteurs de participation massique					
		UX	UY	UZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum UZ$
1	1,038499	0,70317	0,00524	3,033E-07	0,70317	0,00524	3,033E-07
2	0,995031	0,006	0,71866	0,000005663	0,70917	0,7239	0,000005967
3	0,862445	0,00368	0,00338	2,095E-07	0,71285	0,72728	0,000006176
4	0,326862	0,00108	0,14988	0,00000429	0,71393	0,87717	0,00001047
5	0,302422	0,16529	0,001	6,822E-07	0,87922	0,87816	0,00001115
6	0,255721	0,00004689	0,00214	4,736E-07	0,87927	0,8803	0,00001162
7	0,159839	0,00058	0,05821	0,000001331	0,87984	0,93851	0,00001295
8	0,139241	0,06168	0,0004	0,000003895	0,94153	0,93892	0,00001685
9	0,117369	0,00005936	0,0009	0,000001498	0,94159	0,93981	0,00001835
10	0,0962	0,00038	0,02749	0,00292	0,94196	0,9673	0,00293
11	0,094155	0,000008758	0,00063	0,23642	0,94197	0,96794	0,23936
12	0,090949	0,00006957	0,00001478	0,05289	0,94204	0,96795	0,29225

c. Constataion

- La participation massique atteint les 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation dans le sens x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation dans le sens y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

d. Vérification du déplacement inter étages

Tableau IV.12. Vérification des déplacements inter étages du modèle finale.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,3596	4,8833	21,4384	19,5332	2,4508	1,9804	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	4,7469	4,3882	18,9876	17,5528	2,6152	2,2208	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,0931	3,833	16,3724	15,332	2,6984	2,3668	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,4185	3,2413	13,674	12,9652	2,7844	2,5052	3,06	vérifiée	vérifiée
16,32	2,7224	2,615	10,8896	10,46	2,6928	2,4192	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,0492	2,0102	8,1968	8,0408	2,6144	2,4364	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,3956	1,4011	5,5824	5,6044	2,3472	2,2564	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8088	0,837	3,2352	3,348	1,9092	1,9188	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3315	0,3573	1,326	1,4292	1,326	1,4292	4,08	vérifiée	vérifiée

Résultats

La condition : $\Delta_k \leq 1\% \times h_e = 3,06\text{cm}$, est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens. Donc, les déplacements horizontaux relatifs sont admissibles.

IV.11. Justification du choix de coefficient de comportement

Dans le système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (**système 4.b**) [1], Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charge horizontales, Il y a lieu de vérifier que les portiques sous un effort horizontal représentant à **25%** de l'effort horizontal global

IV.11.1. Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

- L'effort normal total à la base de la structure $P_{tot} = 38040,6 \text{ KN}$.
- L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 5882\text{KN}$.

$$\frac{P_{voiles}}{P_{tot}} = 15,46\%$$

IV.11.2. Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques

sens	Charge totale	Charge reprise par les portiques	%
xx	3524,5	1231,437	34,94
yy	3738,86	1731,167	46,30

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent plus de 25% des sollicitations dues aux charges horizontales. Donc la supposition de **R=4** est vérifiée.

IV.12. Conclusion

L'étude dynamique du bâtiment nous a permis de vérifier la conception de l'ouvrage, grâce aux vérifications imposées par le [1] et comparer les deux méthodes de calcul « statique équivalente et modale spectrale ». Ainsi les résultats de cette étude qu'on a faite vérifient l'ensemble des conditions imposées par le règlement parasismique Algérien.

V.1 Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons nous fier aux résultats obtenus précédemment pour ferrailer les portiques et les voiles de notre structure en respectant la réglementation en vigueur à savoir [2] et le [1].

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux

- ✓ Les poteaux.
- ✓ Les poutres.
- ✓ Les voiles.

V.2 Le ferrailage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec un effort normal (N) et des moments fléchissant (M).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau V.1. Les contraintes acier et béton.

Situation	Béton				Acier			
	γ_b	θ	σ_{bc}	f_{c28}	γ_s	θ	σ_s	f_e
SDT	1,5	1	14,2	25	1,15	1	348	500
SA	1,15	0,85	18,48	25	1	0,85	400	500

➤ Recommandation selon [2]

La section A_1 des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes

$$A_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} A_1 = 4 \times U \quad (U \text{ périmètre en mètre avec } A_1(\text{cm}^2)). \\ 0,2\% \leq A_1/B \leq 5\% \end{array} \right.$$

B: section de béton comprimé

➤ **Recommandations selon [1]**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. d'après le **RPA99/2003**.
- Leur pourcentage est limité

$$\text{En zone de recouvrement (ZR)} \quad 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$$

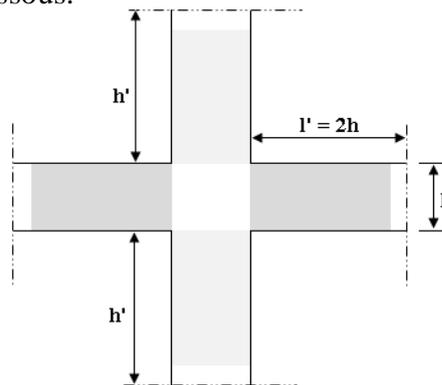
$$\text{En zone courante (ZC)} \quad 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$$

Avec

A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de : **50Φ** (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm** et ne doit pas être inférieure à **3.75cm**. (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right).$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : la hauteur d'étage.

Figure V.1. Zone nodale.

V.2.2. Calcul du ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel **SOCOTEC** par utilisation du règlement [2].

a) Les combinaisons d'action

En fonction du type de sollicitations.

✓ **Combinaisons selon le B.A.E.L 91 modifiés 99 :**

Situation durable

$$\text{ELU} : 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS} : G+Q$$

✓ **Combinaisons selon R.P.A.99 version 2003 :**

Situation accidentelle

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- N max compression, M correspondant.
- N min ≈ 0 , M correspondant (Max).
- N max Traction, M correspondant.
- M max, N correspondant.

b) Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) , puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier**

- ✓ pas de vérificationpour la « FPP ».
- ✓ $\bar{\sigma}_s = \xi = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$ pour la « FP ».
- ✓ $\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi$ pour la « FTP ».

Avec

- ✓ $\eta = 1,6$ Pour les aciers à haute adhérence.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$.

Tableau V.4. Vérification des contraintes (Nmaxser Mcor).

Les étages	La section	Les efforts		Sollicitations	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérification
		Nsermax	M^{max}						
RDC et 1 ^{er}	55*55	-1506,82	-4,3773	SEC	66,9	250	4,49	15	Vérifiée
2 ^{ème}	50*50	-1128,49	-13,7446	SEC	62,2	250	4,24	15	Vérifiée
3 ^{ème} 4 ^{ème}	45*45	-952,81	-14,1522	SEC	64,9	250	4,47	15	Vérifiée
5 ^{ème} 6 ^{ème}	35*35	-619,37	-12,0838	SEC	70,6	250	4,96	15	Vérifiée
7 ^{ème} 8 ^{ème}	30*30	-308,42	-12,0738	SEC	61,3	250	4,44	15	Vérifiée

Tableau V.5. Vérification des contraintes (Mmax ser Ncor).

Les étages	La section	Les efforts		Sollicitations	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérification
		Msermax	N_{cor}^{max}						
RDC et 1 ^{er}	55*55	-22,124	-871,3	SEC	45,3	250	3,16	15	Vérifiée
2 ^{ème}	50*50	19,113	-693,283	SEC	42,7	250	2,98	15	Vérifiée
3 ^{ème} 4 ^{ème}	45*45	-24,191	-407,515	SEC	37,6	250	2,75	15	Vérifiée

5 ^{ème} 6 ^{ème}	35*35	-20,774	-231,446	SPC	43,7	250	3,36	15	Vérifiée
7 ^{ème} 8 ^{ème}	30*30	-18,797	-64,945	SPC	-60,8	250	3,91	15	Vérifiée

1 / Vérification de l'effort tranchant

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La contrainte de cisaillement ultime est donnée par les expressions suivantes :

- Selon le [2]

Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

- Selon [1]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

-Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau V.6. Vérification de l'effort tranchant.

Niveau	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_{u\ rpa}$	$\bar{\tau}_{u\ BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	55*55	106,615	0,392	5.2	0,075	1,88	2,5	Vérifiée
2 ^{ème}	50*50	110,242	0,489	4,28	0,075	1,88	2,5	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	45*45	117,966	0,647	4.76	0,075	1,88	2,5	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35*35	73,231	0,664	6,11	0,075	1,88	2,5	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30*30	48,951	0,604	7.1	0,075	1,88	2,5	Vérifiée

V.2.3 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [2] et celles du [1] elles sont données comme suit

✓ Selon [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

✓ Selon le [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=500MPa$ (FeE500).

-Le tableau suivant regroupe les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.7. L'espacement maximal pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1 ^{er}	55x55	20 et 16	20	10	15
2 ^{ème}	50x50	20 et 16	20	10	15
3 ^{ème} 4 ^{ème}	45x45	20	20	10	15
5 ^{ème} 6 ^{ème}	35*35	20	20 et 16	10	15
7 ^{ème} 8 ^{ème}	30*30	20et 16	16 et 16	10	15

▪ **La longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

T20..... $L_r = 100$ cm.

T16..... $L_r = 80$ cm.

V.2.4 Ferrailage des poteaux du sous-sol

Poteau sous-sol est calculé en compression simple

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section reduite du poteau.

$$B_r = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2$$

α : Coefficient dépendant de l'élancement.

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

Avec

λ : L'elancement du poteau $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur du flombement.

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie de la section du poteau.

B : section de poteau $B = a \times b$.

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

$$L_f = 0,7 l_0$$

L'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol.

$$N_{u_{\text{sous sol}}} = 3954,397 \text{ KN.}$$

▪ **Calcul du ferrailage**

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,877 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,142}{0,158} = 13,491 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{13,491}{35} \right)^2} = 0,825$$

$$A_s \geq \frac{3954,397 \times 10^3}{0,8254} - \frac{2809 \times 10^2 \times 25}{0,9 \times 1,5}$$

$$A_s < 0$$

$$A_s^{min} = 0,9 \% B = 27,225 \text{ cm}^2 \quad \text{selon [1]}$$

$$A_s^{max} = 4 \% B = 100 \text{ cm}^2 \text{ zone courant } \text{selon [1]}$$

$$A_s^{max} = 6 \% B = 150 \text{ cm}^2 \text{ zone de recouvrement.}$$

On prend **8T16+4T20=30,91 cm²**

▪ **Vérification à l'ELS**

$$N_{ser} = 2180,674 \text{ KN.}$$

Tableau V.9. Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.

Section (Cm ²)	N_{ser} (KN)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	vérification
55×55	2180,674	82,8	250	5,52	15	vérifiée

▪ **Détermination des armatures transversales**

❖ **Poteau sous-sol**

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement en zone nodale : $St = 10 \text{ cm.}$

Espacement en zone courante : $St = 15 \text{ cm.}$

Schéma de ferrailage des poteaux

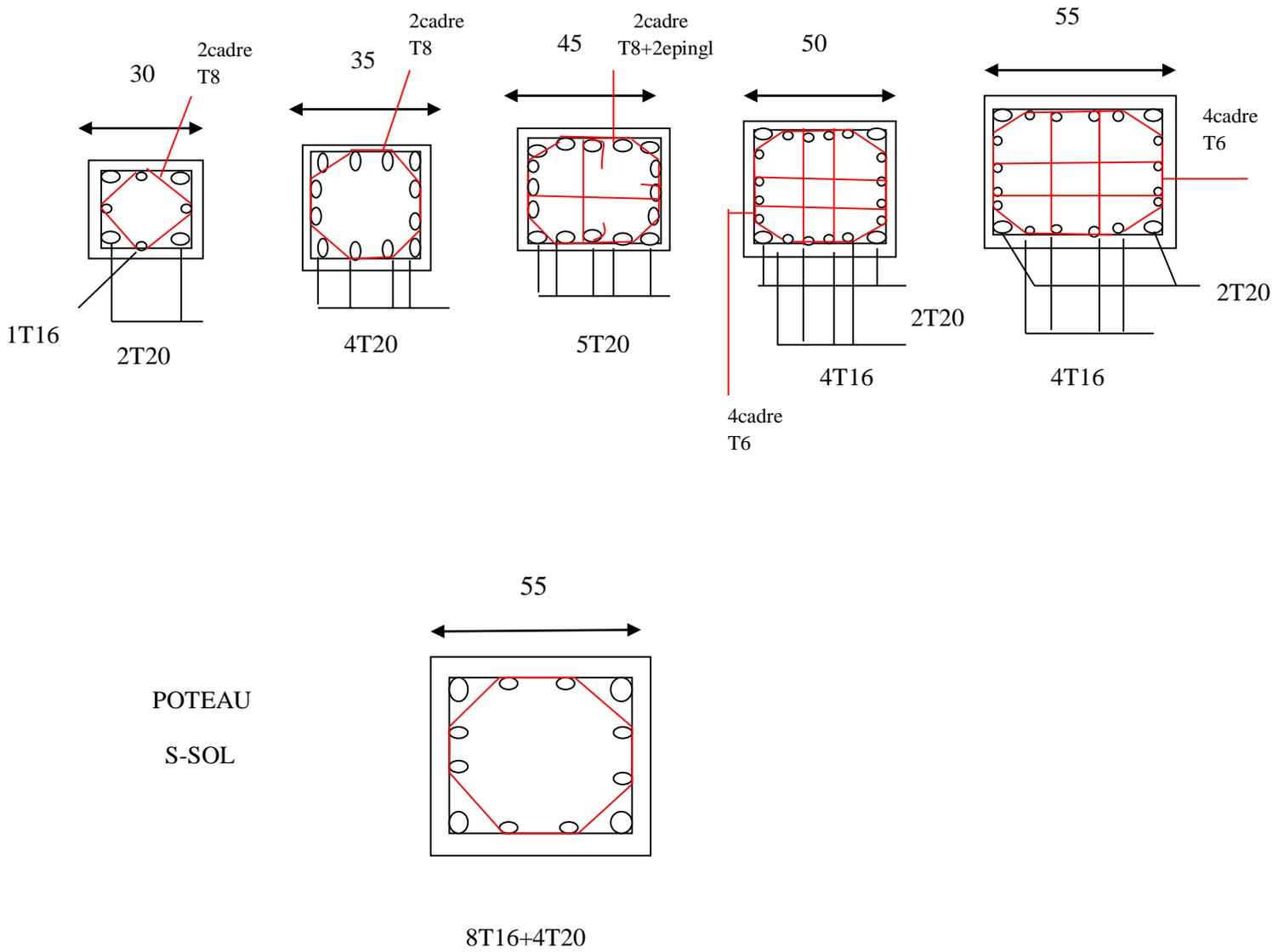


Figure V. 2 Ferrailage des poteaux.

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transmettre les charges aux poteaux, sollicités au moment de flexion simple suivant la dimension latéral, et un effort tranchant sur la section transversale.

On fait le calcul pour les situations suivantes

➤ **Selon [2]**

Situation durable

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

➤ **Selon [1]**

Situation accidentelle

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

➤ **Recommandations selon [1]**

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.2 Calcul de ferrailage

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

❖ **Sens porteur 35x40**

a) **Situation accidentelle**

Tableau V.10. Ferrailage des poutres porteuses sans voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage courant	35x40	Travée	35,7077	1,97	0
		Appui	-186,588	0	11,24
terrasse	35x40	Travée	38,0928	2,1	0
		Appui	-174,532	0	10,43
Poutres intermédiaires	35x40	Travée	134,51	9,79	0
		Appui	-239,58	0	18,76

Tableau V.11. Ferrailage des poutres porteuses avec voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage courant	35x40	Travée	215,9737	13,29	0
		Appui	241,5255	0	15,15
terrasse	35x40	Travée	70,5541	3,96	0
		Appui	100,0996	0	5,71

b) Situation durable

Tableau V.12. Ferrailage des poutres porteuses sans voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage courant	35x40	Travée	38,1893	2,45	0
		Appui	-76,3141	0	5,06
terrasse	35x40	Travée	46,7529	3,02	0
		Appui	-99,0485	0	6,7
Poutres intermédiaires	35x40	Travée	30,1481	1,92	0
		Appui	-102,5241	0	6,96

Tableau V.13. Ferrailage des poutres porteuses avec voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage courant	35x40	Travée	9,825	56	84	7	0,62	0
		Appui	-43,7917				0	2,82
terrasse	35x40	Travée	4,7431	56	84	7	0,3	0
		Appui	-54,5594				0	3,54

❖ Sens non porteur 30×35

a) Situation accidentelle

Tableau V.14. Ferrailage des poutres non porteuses sans voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s
Etage courant	30x35	Travée	143,9325	10,3	0
		Appui	-167,4197	0	12,34
terrasse	30x35	Travée	80,7865	5,41	0
		Appui	-89,1608	0	6,02

Tableau V.15. Ferrailage des poutres non porteuses avec voile

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s
Etage courant	30x35	Travée	140,9531	10,06+0,14=10,2	0
		Appui	-240,9188	0	19,85
terrasse	30x35	Travée	62,1109	4,09	0
		Appui	-40,6495	0	2,63

b) Situation durable

Tableau V.16. Ferrailage des poutres non porteuses sans voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage courant	30x35	Travée	19,3257	1,45	0
		Appui	-41,9305	0	3,24
terrasse	30x35	Travée	20,9163	1,57	0
		Appui	-39,5245	0	3,04

Tableau V.17. Ferrailage des poutres non porteuses avec voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
Etage courant	30x35	Travée	19,3537	1,45	0
		Appui	-4,9823	0	0,37
terrasse	30x35	Travée	18,7536	1,4	0
		Appui	-36,0897	0	2,76

V.3.3 Choix d'armatures

❖ Sens porteur 35x40

Tableau V.18. Choix des armatures pour les poutres porteuses sans voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	35x40	Travée	35,7077	56	84	7	2,45	3T14	4,62
		Appui	186,5887				11,24	5T20	15,71
terrasse	35x40	Travée	38,0928	56	84	7	3,02	5T14	7,70
		Appui	174,5326				10,43	3T16+3T20	12 ,31
Poutres intermédiaires	35x40	Travée	134,51	56	84	7	9,79	3T14+3T16	10,64
		Appui	239,58				18,76	6T20	18 ,84

Tableau V.19. Choix des armatures pour les poutres porteuses avec voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	35x40	Travée	215,9737	56	84	7	13,29	3T14+3T20	14,04
		Appui	241,5255				15,15	5T20	15,71
terrasse	35x40	Travée	70,5541	56	84	7	3,96	3T14	4 ,62
		Appui	100,0996				5,71	3T12+2T14	6 ,47

❖ Sens non porteur 30×35

Tableau V20. Choix des armatures pour les poutres non porteuses sans voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etagé courant	30x35	Travée	143,9325	42	63	5,25	10,3	3T14+3T16	10,64
		Appui	167,4197				12,34	3T14+3T20	14,04
terrasse	30x35	Travée	80,7865	42	63	5,25	5,41	5T12	5,65
		Appui	89,1608				6,02	3T12+2T14	6,47

Tableau V21. Choix des armatures pour les poutres non porteuses avec voile.

niveau	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etagé courant	30x35	Travée	140,9531	42	63	5,25	10,06+0,14=10,2	3T14+3T16	10,64
		Appui	240,9188				19,85	3T25+2T20	21
terrasse	30x35	Travée	62,1109	42	63	5,25	4,09	3T14	4,62
		Appui	40,6495				2,76	3T12	3,39

▪ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\text{CNF}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec

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

$$f_e = 500 \text{ MP}$$

Tableau V22. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)		$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{CNF} (cm ²)	Vérification
35x40	Sans voile	3,39	1,25	Vérifiée
	Avec voile	4,62		
30x35	Sans voile	6,03	0,927	Vérifiée
	Avec voile	3,39		

a) Vérification vis à vis de l'ELS

❖ Sens porteur 35x40

Tableau V23. Vérification des poutres porteuse sans voile à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	27,691	4,583	15	178,5358972	250	Vérifiée
	Appui	55,9253	6,124		113,1088652		
terrasse	Travée	34,1474	4,698	15	135,3034659	250	vérifiée
	Appui	72,4607	8,542		184,283892		
Poutres intermédiaires	Travée	21,8705	2,701	15	63,81358531	250	vérifiée
	appui	74,7361	7,769		127,5095054		

Tableau V24. Vérification des poutres porteuse avec voile à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	7,1799	0,813	15	16,1364491	250	vérifiée
	Appui	31,9203	3,495		64,5587759		
terrasse	Travée	3,4318	0,568	15	22,12630429	250	vérifiée
	Appui	39,9155	5,838		186,605		

❖ Sens non porteur 30×35

Tableau V.25. Vérification des poutres non porteuse sans voile à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	14,2893	2,507	15	49,06380781	250	vérifiée
	Appui	30,8954	5,002		81,81256299		
terrasse	Travée	15,4607	3,330	15	96,48230299	250	vérifiée
	Appui	29,182	6		160,155714		

Tableau V.26. Vérification des poutres non porteuse avec voile à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	14,0049	2,457	15	48,08729063	250	vérifiée
	Appui	3,7754	0,550		6,867874091		
terrasse	Travée	13,6221	3,149	15	102,9343924	250	vérifiée
	Appui	11,7061	3,033		118,8784802		

1 / Vérification de l'effort tranchant**a. Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_{u=\frac{T_u}{bd}} \leq \tau$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable). Selon le [2].}$$

❖ Sens porteur 35x40

Tableau V.27. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuse sans voile.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)		τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage courant	35x40	travée	78,944	0,609	2.5	vérifiée
	35x40	appui	-137,65	1,062	2.5	vérifiée
terrasse	35x40	travée	32,089	0,247	2.5	vérifiée
		appui	-119,684	0,9	2.5	vérifiée
Poutres intérimaires	35x40	travée	136,39	1,053	2.5	vérifiée
		appui	-160,733	1,24	2.5	vérifiée

Tableau V28. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuse avec voile.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)		τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage courant	35x40	travée	286,667	2,213	2.5	vérifiée
	35x40	appui	-281,564	2,174	2.5	vérifiée
terrasse	35x40	travée	51,078	0,394	2.5	vérifiée
		appui	-68,176	0,526	2.5	vérifiée

❖ **Sens non porteur**

Tableau V29. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres non porteuse sans voile.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)		τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage courant	30*35	travée	153,16	1,595	2.5	vérifiée
	30*35	appui	-179,486	1,869	2.5	vérifiée
terrasse	30*35	travée	60,747	0,632	2.5	vérifiée
		appui	-102,904	1.071	2.5	vérifiée

Tableau V30. Vérification de contrainte de cisaillement des poutres non porteuse avec voile.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)		τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Etage courant	30*35	travée	151,97	1,58	2.5	vérifiée
	30*35	appui	-202,187	2,10	2.5	vérifiée
terrasse	30*35	travée	107,664	1,121	2.5	vérifiée
		appui	-111,923	1,165	2.5	vérifiée

V. 3.4 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (f_e=500MPa).

➤ Selon [2]

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$$-\Phi_t \leq \Phi_l / 3$$

➤ Selon [1]

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{cases}$$

Avec

b : longueur de la section.

S : Espacement entre les armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

A_t : La section d'un cours d'armatures d'âme, de limite élastique.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau V31. Calcul des armatures transversales.

Sens		Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
					S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
Porteur	Sans voile	35x40	160,733	1,24	33,3	20	10	10	20	2,10	4T10
	Avec voile		286,667	2,213	33,3	20	10	10	20	2,10	4T10
Non Porteur	Sans voile	30x35	179,486	1,869	28,8	17,5	8,75	8	10	0,9	4T8
	Avec voile		202,187	2,10	28,8	17,5	8,75	8	10	0,9	4T8

▪ **Recouvrement des armatures longitudinales**

$L_r = 50\emptyset$ en zone III ; L_r longueur de recouvrement.

Nous avons

- $\emptyset = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$.
- $\emptyset = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$.
- $\emptyset = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$.
- $\emptyset = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$.
- $\emptyset = 25\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 125\text{cm}$.

2/ Vérification De L'influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis

➤ **Appuis intermédiaires**

☛ **Vérification de la force de traction dans les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

- Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

- Si : $T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction.

Dans ce cas on doit vérifier que

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right).$$

▪ Sans voile

❖ Sens porteur 35x40

Tableau V32. Vérification de la section d'armatures sens porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	M_{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$
Etage courant	35x40	137,65	186,5887	560,3264264	-422,676<0
terrasse	35x40	119,684	174,5326	524,122	-404,438<0
Poutres intermédiaires	35x40	160,733	239,5825	719,466967	-558,734<0

❖ Sens non porteur 30x35

Tableau V.33. Vérification de la section d'armatures sens non porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	M_{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$
Etage courant	30x35	179,486	167,4197	581,3184028	-403,145<0
terrasse	30x35	102,904	89,1608	309,5861111	-206,682<0

▪ Avec voile

❖ Sens porteur 35x40

Tableau V34. Vérification de la section d'armatures sens porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	M_{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$
Etage	35x40	281,564	241,5255	725,302	-443,738<0
terrasse	35x40	68,176	100,0996	300,599	-232,4233<0

❖ Sens non porteur

Tableau V35. Vérification de la section d'armatures sens non porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$
Etage courant	30x35	202,187	185,0879	642,6663194	-440,4793194
terrasse	30x35	111,923	43,9293	152,5322917	-40,60929167

D'après les résultats des tableaux, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

3/ Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

a=Min (a' ; 0,9d).

a' : Largeur d'appuis sans l'enrobage (a'=c-c'-2cm)

c' : L'enrobage (c'=3cm).

c: Largeur du poteau en appui.

b: Largeur de la poutre.

▪ Sans voile

❖ Sens porteur 35x40

Tableau V36. Vérification de la compression de l'aire d'appui sens porteur 35x40.

Niveaux	Section (cm ²)	à(cm)	a(cm)	T _u (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage courant	35x40	50	33,3	137,65	1,18103818	28,2608695	vérifiée
terrasse	35x40	50	33,3	119,68	1,02688974	28,2608695	vérifiée
Poutres intermédiaire	35x40	50	33,3	160,73	1,3790905	28,2608695	vérifiée

❖ Sens non porteur 30x35

Tableau V.37. Vérification de la compression de l'aire d'appui sens non porteur 30x35.

Niveaux	Section (cm ²)	à(cm)	a(cm)	T _u (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x35	50	28,8	179,49	2,07738425	28,2608695	vérifiée
terrasse	30x35	50	28,8	102,904	1,191018519	28,2608695	vérifiée

▪ Avec voile

❖ Sens porteur 35x40

Tableau V.38. Vérification de la compression de l'aire d'appui sens porteur 35x40.

Niveaux	Section (cm ²)	à(cm)	a(cm)	T _u (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x35	50	33,3	281,56	2,415821536	28,26086957	vérifiée
terrasse	30x35	50	33,3	68,176	0,584950665	28,26086957	vérifiée

❖ Sens non porteur 30x35

Tableau V.39. Vérification de la compression de l'aire d'appui sens non porteur 30x35.

Niveaux	Section (cm ²)	à(cm)	a(cm)	T _u (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage courant	30x35	50	28,8	202,187	2,340127315	28,26086957	vérifiée
terrasse	30x35	50	28,8	111,923	1,295405093	28,26086957	vérifiée

▪ Arrêt des barres

Armatures inférieures $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{max}}{4} \text{ Appui en travée de rive.} \end{array} \right.$

$\frac{L^{max}}{5}$ appui en travée intermédiaire.

Avec : $L = \text{Max}(L_{gauche}; L_{droite})$.

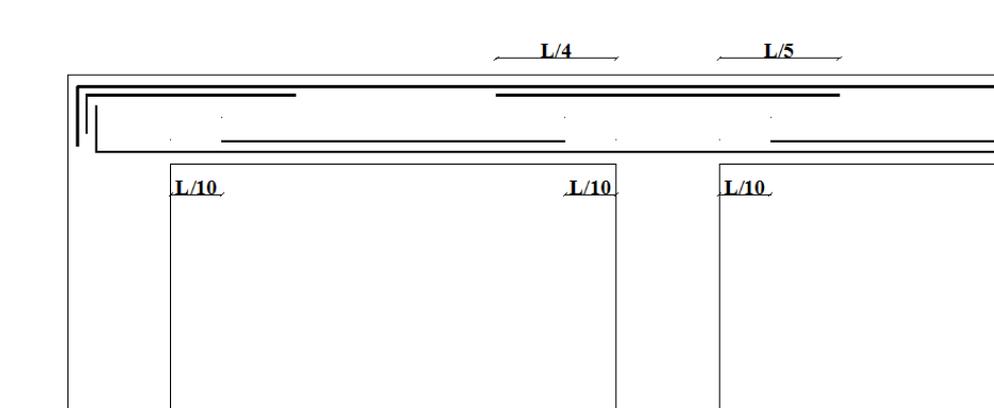


Figure V.3. Arrêt des barres.

- **armature de peau**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau pour éviter l'apparition des fissures.

Pour notre cas nous n'avons pas des poutres de grandes hauteurs.

V.4. Les Voiles par la méthode la Méthode réglementaire ACI 318

a) Généralités

Les voiles sont des éléments de contreventement destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux exemple (issus d'une action sismique).

Les voiles sont soumis à des chargements verticaux (G) et (Q), ainsi qu'à des forces horizontales (E), dues aux séismes, qui provoquent des efforts normaux (N), des efforts tranchants (V) et des moments fléchissant (M).

Dans notre projet nous avons que des bouts de voiles, et pour les ferrailer il existe plusieurs méthodes, nous avons opté pour la méthode du code ACI 318 (American code institut 318-02).

- ✓ selon le règlement il convient que :
 - les armatures horizontales assurent la résistance à l'effort tranchant (V).
 - les armatures verticales assurent la résistance à l'effort normal (P).
 - les armatures verticales dans les éléments de rive (zone de confinement) aux deux extrémités de la section transversale du voile ou trumeau assurent la résistance à la flexion composée (P .M).

- ✓ Le voile en béton armée doit faire l'objet des vérifications suivantes :
 - justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
 - résistance à l'effort normale.
 - résistance à l'effort tranchant.
 - résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit nous exposons la méthode réglementaire du **code américaine ACI 318-02**

Nous avons huit voiles à ferrailer.

b) Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement)

Lorsque P_u est un effort de compression axial ou excentré de $e \leq a/6$, le voile est stable vis-à-vis du flambement si on vérifie que :

$$P_u \leq \Phi P_n$$

$$P_n = 0,55 \times f_{bc} \times A_g \left[1 - \left(\frac{k \times h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

Avec :

P_u : Effort normale ultime de compression de la combinaison la plus défavorable.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : Facteur de réduction ($\Phi = 0,70$).

A_g : Section transversale brute du voile.

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

a : L'épaisseur du mur.

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

k : Coefficient de flambement.

$$k = \frac{l_f}{l}$$

l : la longueur libre du mur.

l_f : la longueur de flambement.

Tableau V.40. Les valeurs de k .

Liaisons du mur		La valeur de k	
		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,8	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,9
Mur articulé en tête et en pied		1	1

La valeur de l'effort normal est limitée, afin de réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages et d'éviter les incertitudes, particulièrement importantes, sur la ductilité disponible en cas d'effort normal élevé.

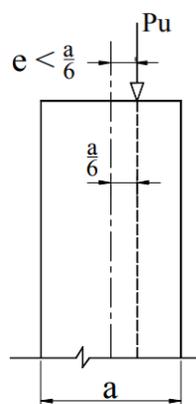


Figure.V.4 état d'un mur en compression [8].

➤ **Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normal**

Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

Tableau V.41. : Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée.

	Armatures horizontales	Armatures verticales
Espacement maximale entre axe des armatures	$\leq \min (l_w/5 ; 3a ; 45\text{cm})$	$\leq \min (l_w/ 3 ; 3a ; 45\text{cm})$
Armatures minimales Pourcentages minimales	$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a$ $\rho_h \geq 0.0025$	$A_{sv} \geq \rho_v \cdot a \cdot l_w$ $\rho_v = 0.0025 + 0.5$ $2,5 \left(\frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$

Avec :

h_w : Hauteur totale du voile mesuré a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : la longueur du mur en plan.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

- la section d'armature verticale correspondant au pourcentage doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bonde de mur considérée dans le cas de la compression.
- la section d'armature horizontale parallèle aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

1. justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Pourcentage minimale des armatures en dehors des zones de rives.

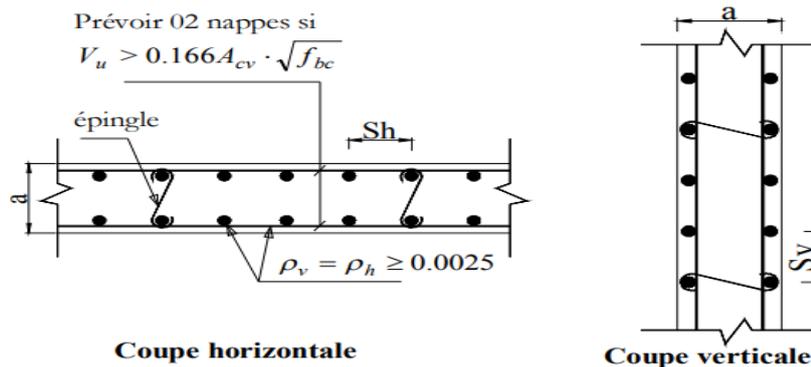


Figure V.5. Disposition des armatures de l'âme du voile [8].

Tableau V.42. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant.

Valeur de l'effort tranchant	Pourcentage des armatures horizontales et verticales	Vérification
$V_u > 0.166 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ Pour $a \geq 25 \text{ cm}$	$\rho_v = \rho_h = \rho_n = 0.0025$ En 02 nappes disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles. Espacement : $s \leq \min(3a; 45\text{cm})$	$V_u < 0.664 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv}(a_c \times 0,085\sqrt{f_{bc}} + \rho_n \times f_e)$ $a_c = 3 \text{ pour } \frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$ $a_c = 2 \text{ pour } \frac{h_w}{l_w} \geq 2$ Il y a lieu d'interpoler les valeurs de a_c , linéairement pour des valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2
$V_u < 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ Pour $a < 25 \text{ cm}$	Armature verticale : $\rho_v \geq 0,0012$ avec des barres de HA16 $\rho_v \geq 0,0015$ autres barres que HA Armature horizontale $\rho_h \geq 0,002$ avec des barres HA16 $\rho_h \geq 0.0025$ autres barres HA espacement $s \leq \min(3a; 45\text{cm})$	Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv}(a_c \times 0,083\sqrt{f_{bc}} + \rho_n \times f_e)$

Avec

A_{cv} : Section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant.

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

V_u : Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique.

V_n Effort tranchant nominale de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant.

a_c : Coefficient dépendant de l'élançement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur.

hw : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

lw : Longueur du mur en plan.

c) Calcul des armatures nécessaires verticales de tractions dans le voile ou trumeau

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, soient concentrées dans les éléments de rives, aux deux extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normal **Pu** et le moment fléchissant **Mu**, résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul. Elles visent à éviter les modes de ruine par cisaillement.

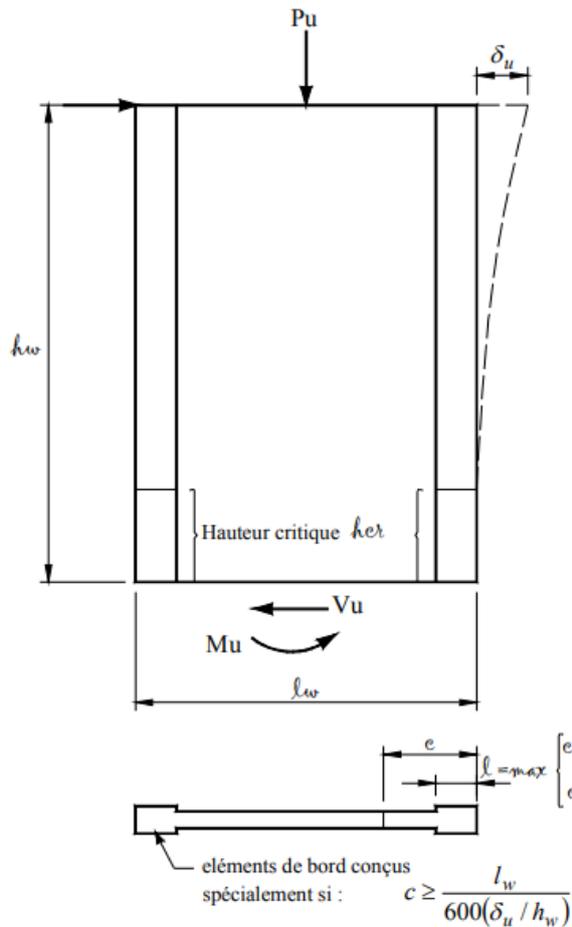


Figure V.6. : Schémas d'un mur en sollicité béton armé sollicité en flexion composée [8].

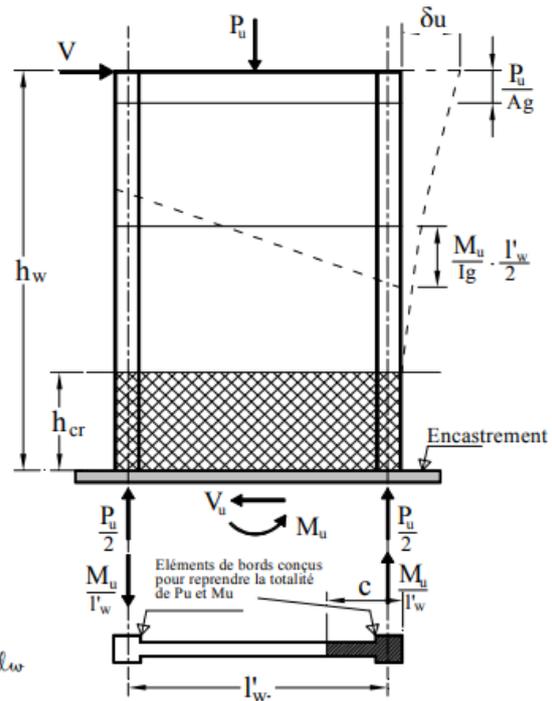


Figure - modèle d'un voile sollicité en flexion composée

Activer
Accédez

Figure V.7. Modèle d'un voile en flexion composée [8].

- P_u , V_u , M_u : Efforts internes respectivement (Effort normal, Effort tranchant et moment fléchissant) ultimes résultants de l'analyse dans la situation sismique de calcul.
- h_{cr} : La hauteur de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la rotule plastique en pied de mur également appelée zone critique.
- h_w : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.
- l_w : longueur du mur en plan.
- c : longueur de la zone à confiner mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.
- δ_u : déplacement du voile au sommet.
- A_g : Section transversale du voile ou trumeau.
- I_g : Moment d'inertie du voile.

c).1 Disposition constructives pour la ductilité locale des murs élancés

Les murs élancés sont ceux dont le rapport entre la hauteur et la longueur h_w / l_w est supérieur à 2. La hauteur h_{cr} , où se produisent les déformations plastiques, ou appelée zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimée par :

$$h_{cr} = \max[l_w; (\frac{h_w}{6})]$$

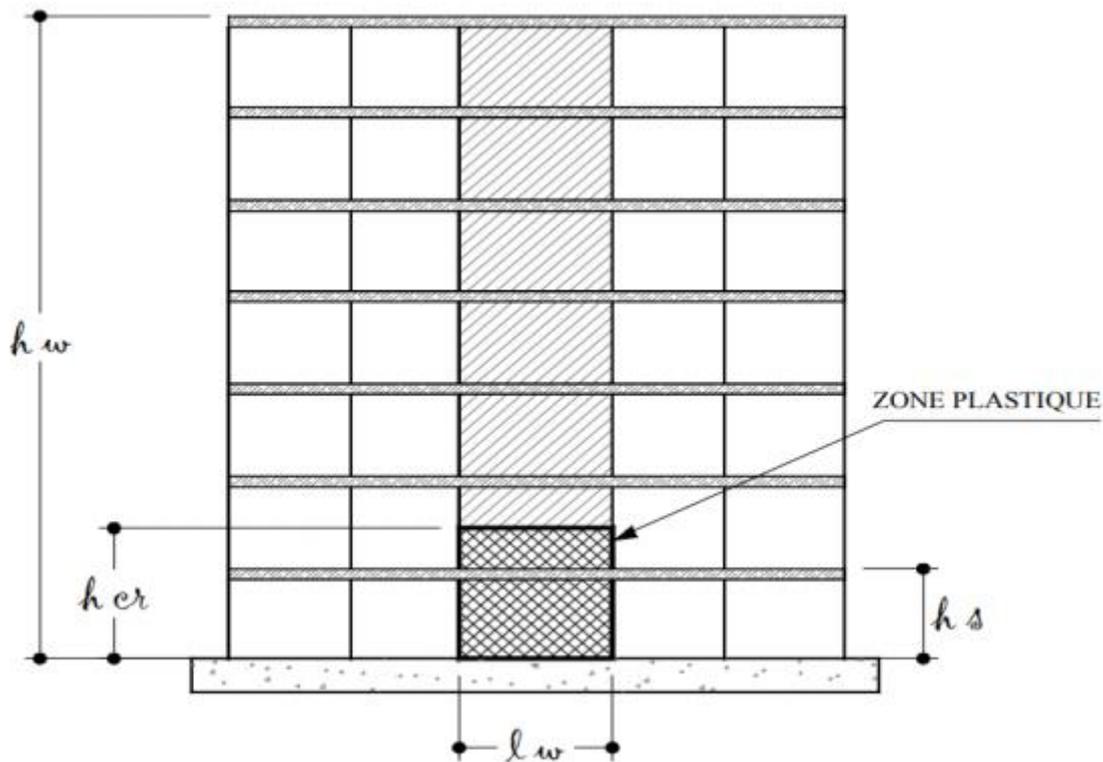


Figure.V.8. La hauteur de la zone critique.

- Selon l'eurocode 8 [9]

$$h_{cr} = \max[l_w; (\frac{h_w}{6})] \text{ avec } h_{cr} \leq \begin{cases} 2 l_w \\ h_s \text{ pour } \leq 6 \text{ niveau} \\ 2h_s \text{ pour } n > 6 \text{ niveau.} \end{cases}$$

h_s : Hauteur libre de chaque niveau et où la base est définie comme étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de murs périphériques adéquats.

Des cadres sont disposés d'un espacement constant sur toute la hauteur critique h_{cr} , autour des armatures verticales concentrés aux éléments de rives.

Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérales plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

On empêche donc la ruine en commençant par le renforcement de ces zones. Les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux.

On définit les zones confinées de rive de la façon suivante :

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentées sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur l_{bz} mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

c).2. Dimensionnement des éléments de rives d'un voile

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale.

Les murs sismiques primaires doivent être dimensionnés dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$\frac{P_u}{P_0} \leq 0.35$$

On a : $P_0 = 0.85 \times f_{bc} (A_g - A_s) + A_s \times f_e$

Avec :

P_0 : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_g : section transversale brute du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit.

a : épaisseur du voile.

f_e : contrainte élastique de l'acier.

f_{bc} : contrainte admissible du béton.

On peut prendre pour la simplicité des calculs $A_s = 0$ ou bien un pourcentage minimum des armatures verticales $A_{sv} \geq \rho_v \cdot a \cdot l_w$.

Il existe deux (02) approches pour la détermination des dimensions des éléments de rive «Boundary Elements» dans les voiles ou trumeaux.

- ❖ On passe d'abord par la deuxième approche en suite on revient à l'approche simplifiée.

➤ **approche rigoureuse**

L'élément de rive confiné est nécessaire si : $c \geq \left(\frac{l_w}{600(\delta u / h w)} \right)$ et que $\left(\frac{\delta u}{h w} \right) \geq 0.007$

$$\text{Dans ce cas } L_{bz} \text{ max } \begin{cases} c - (0.1 l w) \\ \frac{c}{2} \end{cases}$$

Avec :

- c : la distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile
- $h w$: hauteur totale du voile mesurée a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.
- δu : déplacement ultime du voile au sommet.
- $l w$: longueur du mur en plan.
- δu : déplacement ultime du voile au sommet.

Pour le calcul de δu on peut utiliser la formule du [1] on considère le déplacement du dernier niveau obtenu par l'analyse dû aux forces sismiques δe_k majoré par le coefficient de comportement de la structure R .

$$\delta u = \delta e_k \times R$$

- R : coefficient de comportement de la structure.
- δe_k : déplacement dû aux forces sismiques.

Détermination de la position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre c correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive.

La distance c peut être déterminée on construisant la courbe d'interaction (P-M) correspondant à la section et ferrailage du voile.

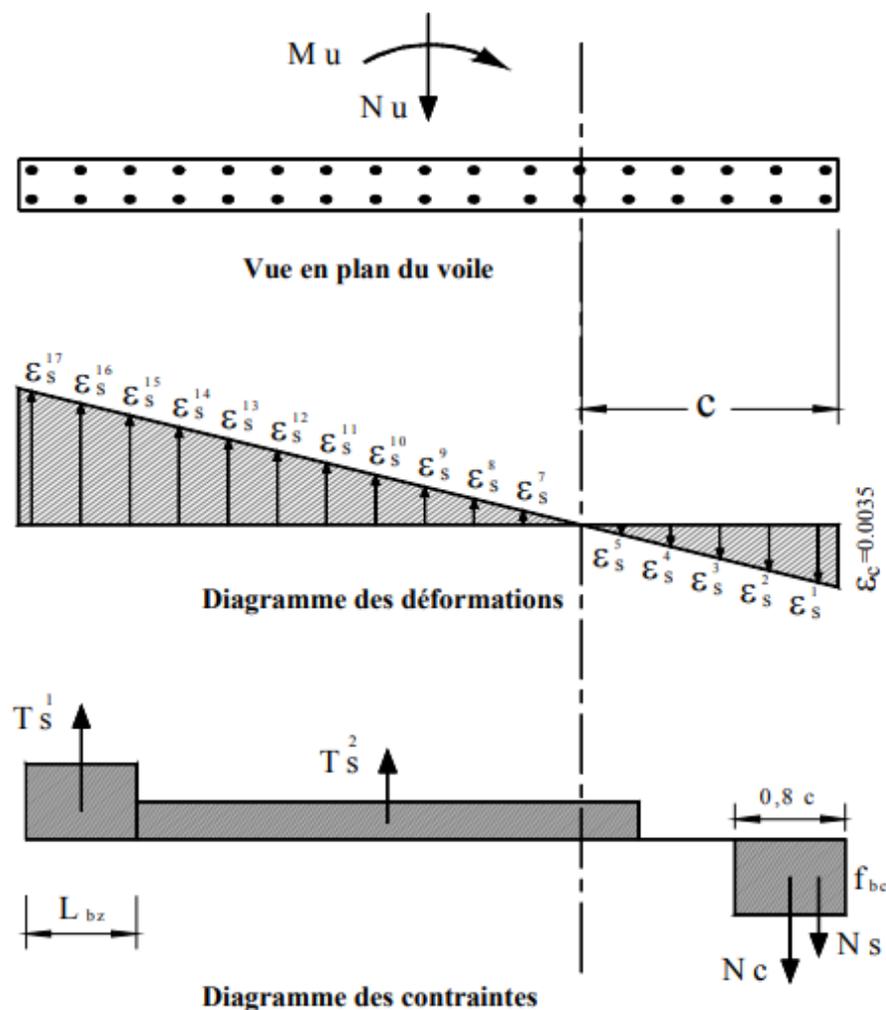


Figure V.9. Estimation de la distance de l'axe neutre en fonction de la déformation dans le voile [8].

c).3 Disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives

Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérales plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

On empêche donc la ruine en commençant par le renforcement de ces zones, les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux. Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être $\geq 0,5\%$.
 $\rho_v \geq 0.005$ C'est à dire : $A_{sv} \geq 0.005 L_{bz} \times T_{bz}$ avec un minimum **A sv = 4T16**

La distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement :

- sens x-x : $h_x = 30 \text{ cm}$,

- sens y-y : $\min (h_y = Tbz / 4 ; 10 + [(35 - h_x) / 3]) \text{ cm}$.

[Selon le [1] le pourcentage min est 0,20 % avec un espacement max de 15 cm.]

c).4 Armatures transversales dans la zone de confinement

Les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur Lbz .

La section d'armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_{tsh} \geq 0.09 s t h c \frac{f_{bc}}{f_e} \text{ avec : } hc = Tbz - 2 \text{ (enrobage)}$$

- A_{tsh} : Section d'armature transversales totale.

- f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

- f_e : Contrainte élastique des armatures transversales.

- h_x : étant l'espacement dans le sens xx entre les barres longitudinales dans la zone confinée.

- $s t$: Espacement verticale des cadres.

$$st = \min \begin{cases} 0.25 Tbz \\ 6 db ; db : \text{diamètre min des } A_{sv} \\ sx \end{cases}$$

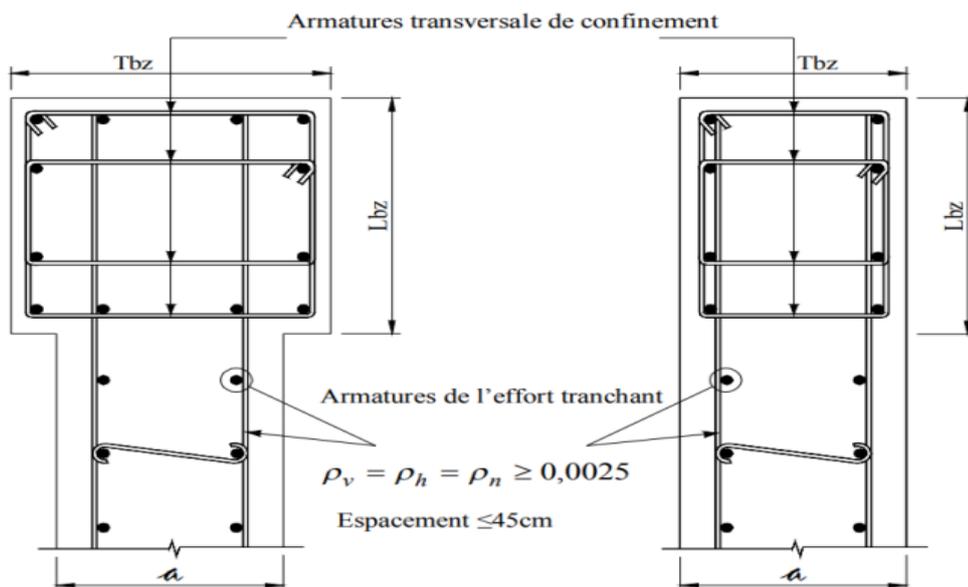


Figure V.10. Vue en plan d'un détail de confinement des éléments de bords sur toute la hauteur critique h_{cr} [8].

d) Exemple de calcul

Dans notre structure nous avons que des bouts de voile, nous avons quatre voiles suivent l'axe Ex et quatre suivent l'axe Ey.

On prend le voile Vx1 du RDC au 8 ème étage

$a=20\text{cm}$. $lw=2,475\text{m}$. $hw=28,56\text{m}$.

Les caractéristiques mécaniques**Acier**

FeE500

Béton

$f_{c28}=25\text{ MPa}$. $f_{bc}=18,48\text{MPa}$

Pour déterminer les efforts on utilise le logiciel SAP2000.

Les résultats d'analyse pour le voile VX1 sous la combinaison sismique G+Q+Ex et G+Q+Ey sont donnés comme suit :

$M_u=5885,0125\text{ KN}$.

$P_u=4272,328\text{ KN}$.

$V_u=850,457\text{ KN}$.

1. Vérification de la stabilité du voile au flambement

On vérifie que

$$P_u \leq \Phi P_n$$

$P_u = 4272,328\text{KN}$.

$A_g = 0.495\text{ m}^2$

$$P_n = 0,55 \times f_{bc} \times A_g \left[1 - \left(\frac{k \times h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

$k = 0,8$.

$a = 20\text{cm}$.

$h_s = 4,08 - 0.4 = 3,68\text{m}$

$\Phi P_n = 0,7 \times 3966,58 = 2776,61\text{ KN}$.

$$P_n = 0,55 \times f_{bc} \times A_g \times 10^6 \left[1 - \left(\frac{k \times h_s}{32a} \right)^2 \right] \times 10^{-3}$$

$$\Phi P_n = 2776,60 \text{ KN} > P_u = 4272,32 \text{ KN}.$$

La condition n'est pas vérifiée \Rightarrow la stabilité n'est pas assurée.

d).2 Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

$$V_u = 850,457 \text{ KN}.$$

- a. Vérification si le voile nécessite deux nappes d'armature pour la résistance à l'effort tranchant.

Pour $a < 25 \text{ cm}$ on vérifie que :

$$V_u < 0,085 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$$

Avec :

$$A_{cv} = a \times lw.$$

$$0,2 \times 2,475 = 0,495 \text{ m}^2.$$

$$0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}} = (0,083 \times 0,495 \cdot 10^6 \times \sqrt{18,48}) \cdot 10^{-3} = 176,62 \text{ KN}.$$

$$V_u > 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$$

Donc le voile nécessite 02 nappes d'armatures verticales et horizontales et disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles.

La valeur de V_u doit vérifier

$$V_u < 0,664 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$$

$$0,664 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}} = (0,664 \cdot 0,495 \cdot 10^6 \times \sqrt{18,48}) \cdot 10^{-3} = 1412,94 \text{ KN}.$$

$$V_u = 850,457 < 1412,94$$

La condition est vérifiée.

- b. Pourcentage minimum des armatures horizontales et verticales de l'âme du voile

On a :

$$\rho_h = \rho_v = \rho_n \geq 0,0025.$$

$$s \leq \min(3a; 45 \text{ cm}).$$

La section minimale d'armatures verticales et horizontales par ml

$$A_{s \text{ min}} = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On choisit **HA12** sur les deux faces ($2 \times 1,13$) = $2,26 \text{ cm}^2$.

$$S = \frac{2,26}{5} \times 100 = 45,5 \text{ cm}.$$

On choisit un espacement de 45 cm.

c. Armatures d'âme nécessaire pour l'effort tranchant

Nous avons opté pour deux nappes d'armature verticales et horizontales en **HA12** avec un espacement de 20 cm.

On vérifie que :

$$\Phi V_n > V_u$$

Avec :

$$\Phi = 0,75 \quad V_n = A_{cv} (a_c \times 0,083 \sqrt{f_{bc}} + \rho_n \times f_e)$$

$\Phi = 0,75$: coefficient de sécurité.

a_c Coefficient dépendant de l'élanement du mur

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

f_e : Contrainte admissible de l'acier

$$A_c = 2,2 + \left(\frac{0,55}{2} \right) \times 0,2 = 0,495 \text{ m}^2.$$

$$\alpha_c = \frac{h_w}{l_w} = \frac{28,56}{2,475} = 11,54 > 2$$

Donc on prend $a_c = 2$

Pour 1ml nous avons 5 barres de **HA12** :

$$2 \times (1,13 \times 5) = 11,3 \text{ cm}^2$$

$$\rho_n = \frac{11,3}{100 \times 20} = 0,0057$$

$$V_n = 0,495 \cdot 10^6 (2 \times 0,083 \sqrt{18,48} + 0,0057 \times 500) \cdot 10^{-3} = 1763,98 \text{ KN}.$$

$$0,75 V_n = 1322,98 \text{ KN} > V_u = 850,46 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

L'effort tranchant est donc assurée par les deux nappes en HA12 horizontal et vertical avec un espacement de 20cm.

d).3 Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée

$$Mu = 5885,012KN.$$

$$Pu = 4272,328KN.$$

$$\delta = 0,054m.$$

1. Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance

Il faut que :

$$\frac{P_u}{P_0} \leq 0.35$$

Avec : $P_0 = 0.85 \times f_{bc} (A_g - A_s) + A_s \times f_e$

On prend un pourcentage minimum pour calcul A_s $\rho = 0.0025$

$$A_s = 0.0025 \times 0.495 \times 10^4 = 12.375 \text{ cm}^2.$$

$$A_g = 0.2 \times 2,475 = 0.495m^2.$$

$$P_0 = [0.85 \times 18.48(0.495 \times 10^6 - 1237.5) + 1237.5 \times 500] = 8374,77 \text{ KN}.$$

$$\frac{P_u}{P_0} = 0,51 < 0.35.$$

La condition n'est pas vérifiée on augmente ρ

$$\rho = 0.02$$

On aura

$$\frac{P_u}{P_0} = 0.34 < 0.35.$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Les armatures de résistance à la flexion

L'élément travaille en flexion composée on utilise le logiciel **SOCOTEC** pour obtenir les résultats suivants :

$$P_u = 4272.328 \text{ KN.}$$

$$M_u = 5885.012 \text{ KN.}$$

$$A_s = 30.26 \text{ cm}^2.$$

3. Le dimensionnement des éléments de rive

Il existe deux approches

✓ Le calcul de L_{bz} avec la première approche

$$\frac{P_u}{A_g} \geq 0.2 f_{bc}$$

$$\frac{4272.328}{0.495} \times 10^{-3} = 8,63 \text{ Mpa} > 0.2 \times 18.48 = 3.69 \text{ Mpa.}$$

Donc des éléments de rive sont nécessaires

$$\text{On a } \frac{P_u}{P_0} \approx 0.35 \text{ donc : } \mathbf{L_{bz} = 0.25.l_w = 0.62 \text{ m.}}$$

✓ Le calcul de L_{bz} avec la deuxième approche

La distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile

$$C = 1.3 \text{ m.}$$

$$\delta u = \delta e k \times R = 0.054 \times 4 = 0.216 \text{ m.}$$

$$\delta u / h_w = 0.216 / 28.56 = 0.0075$$

$$\delta u / h_w > 0.007$$

$$\text{On vérifie que } c = 1.3 \text{ m} \geq \frac{l_w}{600 \times (\delta / h_w)} = \frac{2.475}{600 \times 0.0075} = 0.55 \text{ m.}$$

La condition est vérifiée

$$\text{D'où : } L_{bz} = \max \quad c - 0.1 l_w = 1.05 \text{ m.}$$

$$c / 2 = 0.65 \text{ m.}$$

$$\text{Soit } \mathbf{L_{bz} = 1.05 \text{ m.}}$$

$$\mathbf{T_{bz} = 0.2 \text{ m.}}$$

4. Les armatures transversales de confinement

$$A_{sh}^t \geq 0.09 \times s_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$$

$$h_c = T_{bz} - 2 \cdot (\text{enrobage}) = 20 - 2 \times 2,5 = 15 \text{ cm.}$$

$$f_e = 500 \text{ Mpa.}$$

$$f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa.}$$

$$s_t \text{ min} = 10 \text{ cm.}$$

On choisit $s_t = 10$ sur toute la hauteur de la zone critique.

$$A_{sh}^t \geq 0.09 \times s_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e} = A_{sh}^t \geq 0.09 \times 10 \times 15 \times \frac{18.48}{500} = 0.5 \text{ cm}^2.$$

$$\mathbf{2HA8} = 1.01 \text{ cm}^2.$$

On utilise des cadres et des épingles de HA8 autour des armatures verticales de la zone critique lbz

5. La hauteur de la zone critique

$$M_u = 5882.012 \text{ KN.} \quad L_w = 2.475 \text{ m.}$$

$$V_u = 4272.328 \text{ KN.} \quad h_w = 28.56 \text{ m.}$$

$$h_{cr} = \max \left[l_w; \left(\frac{M_u}{4 \cdot V_u} \right) \right] = \max \left[2.475; \left(\frac{5882.012}{4 \cdot 4272.328} \right) \right] = 2.475 \text{ m.}$$

$$\mathbf{h_{cr} = 2,475 \text{ m.}}$$

Selon l'eurocode 8 [9]

$$h_{cr} = \max \left[l_w; \left(\frac{h_w}{6} \right) \right] = \max \left[2.475; \left(\frac{28.56}{6} \right) \right] = \max [2.475 ; 4.75] = 4.75 \text{ m.}$$

$$\text{Avec } h_{cr} \leq 2 l_w = 4.95 \text{ m.}$$

$$2 h_s = 7.14 \text{ m.}$$

Pour simplifier l'exécution du refend, il est judicieux de prolonger les mesures constructives de la rotule plastique jusqu'au deuxième étage.

V.5. Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment avec la méthode américaine

Voile Vx1 = 2.2m

Les efforts obtenus

Mu=5885,0125 KNm. Pu=4272,328 KN. Vu=850,457 KN.

Tableau V.43. Résultat du ferrailage de voile Vx1.

1	a	Pn(kN) 3966.58	Pu(kN) 4272,328	0.7Pn>Pu 2776,60 > 4272,328	Vérification Non Vérifiée	
		$V_u > 0.083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$		850,457 > 176,62	Vérifié	
2	a	Deux nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires				
		$V_u < 0,664.A_{cv}.\sqrt{f_{bc}}$	850,457 < 1412,94	Vérifiée		
		la condition de résistance v-s-v l'effort tranchant est vérifiée				
	c	Je choisis des armatures T10 esp 20cm				
$\Phi V_n > V_u$		1322,98 > 850,457	Vérifiée			
l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en T10 horizontales et verticales (espacement $S_t=20$ cm)						
3	a	Pu/Po<0.35	Pu=4272,328kN Po=8374,77 kN	Pu/Po=0,34 0.34<0.35	Avec $\rho_v = 0,02$	
	b	Pu=4272,328kN Mu=5885,0125 kNm	As=30,26 cm ²	Avec d=d'=0.2 m	Fibre tendue c=1.3m	
	c	- 1 ^{ère} appr L _{bz} = 0.62 m - 2 ^{ème} appr L _{bz} =1.05m	La valeur finale L _{bz} =1.05 m T _{bz} =0.2 m			
	d	L'espacement choisit	S _t =10cm			
		$A_{sh}^t \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$	$A_{sh}^t \geq 0.51 \text{ cm}^2$	Le choix 2T8 A _s =1.1cm ²		
e	- (ACI) h _{cr} ≥ 2,475m. - (EC8) h _{cr} ≥ 4.95m. - (EC8) h _{cr} ≤ 7.14 m.	h _{cr} ≥ 2.47 m	Pour simplifier l'exécution on prend h _{cr} trois niveaux			

- Armature d'éléments de rives (libre) = 2(8T16).
- Armature d'éléments de rives(poteaux) =(4T20 +8T16 +6T14).
- Armature d'âmes nécessaire : 2× (T10 esp 20cm).

VX2.

Mu=4448,5259kNm Pu=2651,862kN. Vu =508,828kN

Tableau V.44. Résultat du ferrailage de voile Vx2.

1	a	Pn(kN) 3485,78	Pu(kN) 2651,86	0.7Pn>Pu 2440,05> 4272,328	Vérification Non Vérifiée
		$V_u > 0.083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$			
2	a	Deux nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires			
		$V_u < 0,664.A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$	508,828<1241,68		Vérifiée
		la condition de résistance v-s-v l'effort tranchant est vérifiée			
	c	Je choisis des armatures T10 esp 20cm			
		$\Phi V_n > V_u$	1085,12>508,828		Vérifiée
		l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en T10 horizontales et verticales (espacement $S_t=20$ cm)			
3	a	Pu/Po<0.35	Pu=2651,862kN Po=7359,65kN	Pu/Po=0,34 0.34<0.35	Avec $\rho_v = 0,0038$
	b	Pu=2651,862kN Mu=4448,5259kNm	As=36cm ²	Avec d=d'=0.2 m	Fibre tendue c=1.26m
	c	- 1 ^{ère} appr L _{bz} =0.54m - 2 ^{ème} appr L _{bz} =0	La valeur finale L_{bz}=0.54 m T_{bz}=0.2 m		
	d	L'espacement choisit	S _t =10cm		
		$A_{sh}^t \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$	$A_{sh}^t \geq 0.51\text{cm}^2$	Le choix 2T8 As=1.1cm ²	
e	- (ACI) h _{cr} ≥ 2.19m. - (EC8) h _{cr} ≥ 4.95m. - (EC8) h _{cr} ≤ 7.14 m.	h _{cr} ≥ 2.47 m	Pour simplifier l'exécution on prend h _{cr} trois niveaux		

Résultats

- Armature d'éléments de rives (libre) = 2(6T20).
- Armature d'éléments de rives (poteau) = (12T20)
- Armature d'âmes nécessaire : 2× (T10 esp 20cm).

VX3

 $-P_u=2287.71 \text{ kN}$ $-M_u=1796.6 \text{ kNm}$ $-V_u=326.31 \text{ k}$
Tableau V.45. Résultat du ferrailage de voile Vx3

1	a	$P_n(\text{kN})$ 3506.93	$P_u(\text{kN})$ 2287.71	$0.7P_n > P_u$ 2454.9 > 2287.7	Vérification	
					Vérifiée	
2	a	$V_u > 0.083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$	326.31 > 126.7		Vérifiée	
		Deux nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires				
		$V_u < 0.664 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$	326.31 < 1013.3		Vérifiée	
	c	la condition de résistance v-s-v l'effort tranchant est vérifiée				
		Je choisis des armatures T10 esp 25cm				
		$\Phi V_n > V_u$	712.5 > 326.31		Vérifiée	
		l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en T10 horizontales et verticales (espacement $S_t=20 \text{ cm}$)				
3	a	$P_u/P_o < 0.35$	$P_u=2287.7 \text{ kN}$ $P_o=6607.4 \text{ kN}$	$P_u/P_o=0.19$ $0.346 < 0.35$	Avec $\rho_v = 0.006$	
	b	$P_u=2287.71 \text{ kN}$ $M_u=1796.6 \text{ kNm}$	$A_s=10.61 \text{ cm}^2$	Avec $d=d'=0.225 \text{ m}$	Fibre tendue $c=1.3 \text{ m}$	
	c	- 1 ^{ère} appr $L_{bz}=1.09 \text{ m}$ - 2 ^{ème} appr $L_{bz}=0.87 \text{ m}$ - RPA $L_{bz}=0.44 \text{ m}$		La valeur final $L_{bz}=0.45 \text{ m}$ $T_{bz}=0.20 \text{ m}$		
	d	L'espacement choisit	$S_t=10 \text{ cm}$			
		$A_{sh}^t \geq 0.09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$	$A_{sh}^t \geq 0.51 \text{ cm}^2$			Le choix 2T8 $A_s=1.1 \text{ cm}^2$
E	- (ACI) $h_{cr} \geq 1.775 \text{ m}$ - (EC8) $h_{cr} \geq 4.76 \text{ m}$ - (EC8) $h_{cr} \leq 3.55 \text{ m}$	$h_{cr} \geq 4.76 \text{ m}$			Pour simplifier l'exécution on prend h_{cr} deux niveaux	

Résultats

- Armature d'éléments de rives (libre) = 2(3T16).
- Armature d'éléments de rives (poteau) = (4T16 + 6T14).
- Armature d'âmes nécessaire : 2× (T10 esp 20cm).

VX4

$-P_u=4451.9 \text{ kN}$ $-M_u=1735.5 \text{ kNm}$ $-V_u=882.3 \text{ k}$

Tableau V. 46. Résultat du ferrailage de voile Vx4

1	a	$P_n(\text{kN})$ 3205.0	$P_u(\text{kN})$ 4451.9	$0.7P_n > P_u$ 2243.5 > 4451.9	Vérification Vérifiée	
		$V_u > 0.083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ 882.3 > 142.71				Vérifiée
2	a	Deux nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires				
		$V_u < 0,664.A_{cv}.\sqrt{f_{bc}}$	882.3 < 1141.71		Vérifiée	
		la condition de résistance v-s-v l'effort tranchant est vérifiée				
	c	Je choisis des armatures T12 esp 20cm				
		$\Phi V_n > V_u$	1061.57 > 882.3		Vérifiée	
l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en T12 horizontales et verticales (espacement $S_t=20 \text{ cm}$)						
3	a	$P_u/P_o < 0.35$	$P_u=4451.9 \text{ kN}$ $P_o=13062 \text{ kN}$	$P_u/P_o=0.19$ $0.34 < 0.35$	Avec $\rho_v = 0,035$	
	b	$P_u=4451.91 \text{ kN}$ $M_u=1735.5 \text{ kNm}$	$A_s=14.48 \text{ cm}^2$	Avec $d=d'=0.25 \text{ m}$	Fibre tendue $c=1.41 \text{ m}$	
	c	- 1 ^{ère} appr $L_{bz}=0.5 \text{ m}$ - 2 ^{ème} appr $L_{bz}=0$ - RPA $L_{bz}=0.2 \text{ m}$	La valeur final $L_{bz}=0.45 \text{ m}$ $T_{bz}=0.20 \text{ m}$			
	d	L'espacement choisit	$S_t=10 \text{ cm}$			
		$A'_{sh} \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$	$A'_{sh} \geq 0.51 \text{ cm}^2$	Le choix 2T8 $A_s=1.1 \text{ cm}^2$		
E	- (ACI) $h_{cr} \geq 2 \text{ m}$ - (EC8) $h_{cr} \geq 4.76 \text{ m}$ - (EC8) $h_{cr} \leq 4 \text{ m}$	$h_{cr} \geq 4.76 \text{ m}$	Pour simplifier l'exécution on prend h_{cr} deux niveaux			

Résultats

- Armature d'éléments de rives (libre) = 2(5T14).
- Armature d'âmes nécessaire : 2× (T10 esp 20cm).

VY1

Mu=3013,89 KN.m. Pu=5275,36KN. Vu = 142,95 KN.

Tableau V. 47. Résultat du ferrailage de voile Vy1.

1	a	Pn(kN) 2844,72	Pu(kN) 5275,36	0.7Pn>Pu 1991,30> 5275,36	Vérification Non Vérifiée
2	a	$V_u > 0.083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$	142,95 > 126,67		Vérifié
		Deux nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires			
		$V_u < 0,664.A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$	142,95 < 1013,322		Vérifiée
	c	la condition de résistance v-s-v l'effort tranchant est vérifiée			
		Je choisis des armatures T10 esp 20cm			
		$\Phi V_n > V_u$	885,55 > 142,95		Vérifiée
l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en T10 horizontales et verticales (espacement $S_t=20$ cm)					
3	a	$P_u/P_o < 0.35$	$P_u=5275,36$ kN $P_o=14172,52$ kN	$P_u/P_o=0,33$ $0.33 < 0.35$	Avec $\rho_v = 0,06$
	b	$P_u=5275,36$ kN $M_u=3013,89$ kNm	$A_s=31,12$ cm ²	Avec $d=d'=0.2$ m	Fibre tendue $c=1.06$ m
	c	- 1 ^{ère} appr $L_{bz}=0.44$ m - 2 ^{ème} appr $L_{bz}=0$	La valeur finale $L_{bz}=0.44$ m $T_{bz}=0.2$ m		
	d	L'espacement choisit	$S_t=10$ cm		
		$A_{sh}^t \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$	$A_{sh}^t \geq 0.51$ cm ²	Le choix 2T8 $A_s=1.1$ cm ²	
e	- (ACI) $h_{cr} \geq 2,191$ - (EC8) $h_{cr} \geq 4.95$ m. - (EC8) $h_{cr} \leq 7.14$ m.	$h_{cr} \geq 2,191$ m	Pour simplifier l'exécution on prend h_{cr} trois niveaux		

Résultats

- Armature d'éléments de rives (libre) = 2(8T16).
- Armature d'éléments de rives (poteau) = (4T16 + 8T20).
- Armature d'âmes nécessaire : 2× (T10 esp 20cm).

VY2

- $P_u=2445.9$ kN - $M_u=3299.6$ kNm - $V_u=142.9$ k

Tableau V. 48. Résultat du ferraillage de voile Vy2.

1	a	$P_n(kN)$ 2844.45	$P_u(kN)$ 2445.9	$0.7P_n > P_u$ 1991.12 > 2445.9	Vérification Non Vérifiée
		$V_u > 0.083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$			126.7 > 142.71
2	a	Deux nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires			
		$V_u < 0,664.A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$	142.9 < 1013.3		Vérifiée
		la condition de résistance v-s-v l'effort tranchant est vérifiée			
		Je choisis des armatures T10 esp 20cm			
	c	$\Phi V_n > V_u$	712.5 > 142.9		Vérifiée
		l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en T10 horizontales et verticales (espacement $S_t=20$ cm)			
3	a	$P_u/P_o < 0.35$	$P_u=2445.9$ kN $P_o=7037.2$ kN	$P_u/P_o=0.19$ $0.348 < 0.35$	Avec $\rho_v = 0,0085$
	b	$P_u=2445.91$ kN $M_u=3299.6$ kNm	$A_s=31.8$ cm ²	Avec $d=d'=0.225$ m	Fibre tendue $c=1.36$ m
	c	- 1 ^{ère} appr $L_{bz}=0.443$ m - 2 ^{ème} appr $L_{bz}=0$ - RPA $L_{bz}=0.1775$ m	La valeur final $L_{bz}=0.45$ m $T_{bz}=0.20$ m		
	d	L'espacement choisit	$S_t=10$ cm		
		$A_{sh}^t \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$	$A_{sh}^t \geq 0.51$ cm ²	Le choix 2T8 $A_s=1.1$ cm ²	
E	- (ACI) $h_{cr} \geq 5.77$ m - (EC8) $h_{cr} \geq 4.76$ m - (EC8) $h_{cr} \leq 3.55$ m	$h_{cr} \geq 5.77$ m	Pour simplifier l'exécution on prend h_{cr} deux niveaux		

Résultats

- Armature d'éléments de rives (libre) = 2(8T16).
- Armature d'éléments de rives (poteau) = (4T16 + 8T20).
- Armature d'âmes nécessaire : 2× (T10 esp 20cm).

VY3

$-P_u=6769.4$ kN $-M_u=5052.5$ kNm $-V_u=63.581$ k

Tableau V. 49. Résultat du ferrailage de voile Vy3

1	a	$P_n(\text{kN})$ 3951.5	$P_u(\text{kN})$ 6769.4	$0.7P_n > P_u$ 2766.1 > 6769.4	Vérification Non Vérifiée
		$V_u > 0.083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$			63.6 > 142.71
2	a	Deux nappes d'armatures dans l'âme du voile ne sont pas nécessaires			
		$V_u < 0,664.A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$	63.581 < 1141.7		Vérifiée
		la condition de résistance v-s-v l'effort tranchant est vérifiée			
		Je choisis des armatures T10 esp 20cm			
	c	$\Phi V_n > V_u$	802.82 > 63.581		Vérifiée
		l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en T10 horizontales et verticales (espacement $S_t=20$ cm)			
3	a	$P_u/P_o < 0.35$	$P_u=6769.4$ kN $P_o=19455$ kN	$P_u/P_o=0.19$ $0.348 < 0.35$	Avec $\rho_v = 0,0068$
	b	$P_u=6769.41$ kN $M_u=5052.5$ kNm	$A_s=81.16$ cm ²	Avec $d=d'=0.225$ m	Fibre tendue $c=1.48$ m
	c	- 1 ^{ère} appr $L_{bz}=0.5$ m - 2 ^{ème} appr $L_{bz}=0$ - RPA $L_{bz}=0.2$ m	La valeur final $L_{bz}=0.5$ m $T_{bz}=0.2$ m		
	d	L'espacement choisit	$S_t=10$ cm		
		$A'_{sh} \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$	$A'_{sh} \geq 0.51$ cm ²	Le choix 2T8 $A_s=1.1$ cm ²	
E	- (ACI) $h_{cr} \geq 9.86$ m - (EC8) $h_{cr} \geq 4.76$ m - (EC8) $h_{cr} \leq 4$ m	$h_{cr} \geq 9.86$ m	Pour simplifier l'exécution on prend h_{cr} trois niveaux		

Résultats

- Armature d'éléments de rives (libre) = 2(5T25 + 2T32).
- Armature d'éléments de rives (poteau) = (2T25 + 8T32).
- Armature d'âmes nécessaire : 2× (T10 esp 20cm).

Vy4

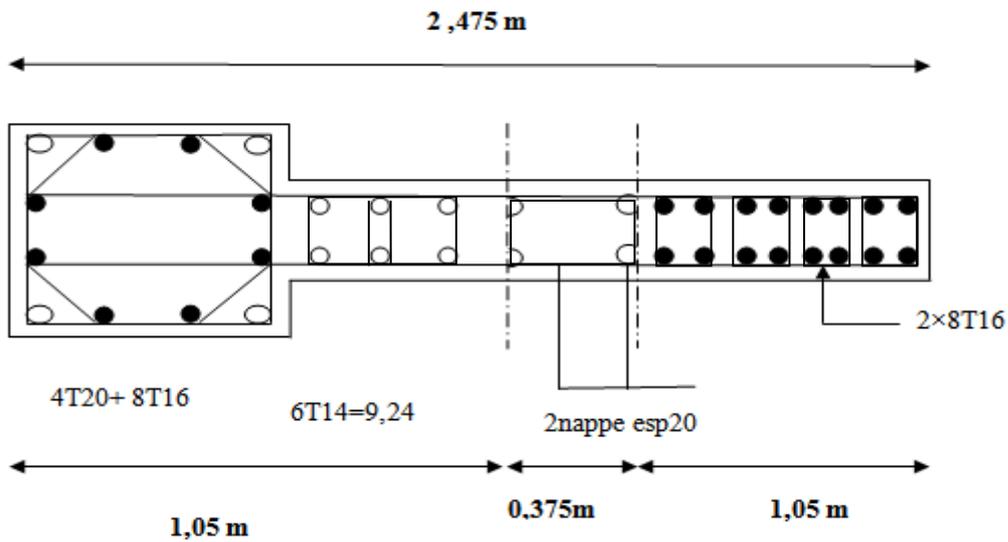
$-P_u=6769.4$ kN $-M_u=5052.5$ kNm $-V_u=63.581$ k

Tableau V. 50. Résultat du ferraillage de voile Vy3

1	a	$P_n(kN)$ 3951.5	P_u (kN) 6769.4	$0.7P_n > P_u$ 2766.1 > 6769.4	Vérification Non Vérifiée
		$V_u > 0.083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ 63.6 > 142.71			
2	a	Deux nappes d'armatures dans l'âme du voile ne sont pas nécessaires			
		$V_u < 0,664.A_{cv} \cdot \sqrt{f_{bc}}$	63.581 < 1141.7		Vérifiée
		la condition de résistance v-s-v l'effort tranchant est vérifiée			
	c	Je choisis des armatures T10 esp 20cm			
		$\Phi V_n > V_u$	802.82 > 63.581		Vérifiée
		l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en T10 horizontales et verticales (espacement $S_t=20$ cm)			
	$\tau_b = \frac{1,4V_u}{b_o \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28}$	0.247 < 5 (MPa)		Vérifiée	
3	a	$P_u/P_o < 0.35$	$P_u=6769.4$ kN $P_o=19455$ kN	$P_u/P_o=0.19$ $0.348 < 0.35$	Avec $\rho_v = 0,0068$
	b	$P_u=6769.41$ kN $M_u=5052.5$ kNm	$A_s=81.16$ cm ²	Avec $d=d'=0.225$ m	Fibre tendue $c=1.48$ m
	c	- 1 ^{ère} appr $L_{bz}=0.5$ m - 2 ^{ème} appr $L_{bz}=0$ - RPA $L_{bz}=0.2$ m	La valeur finale $L_{bz}=0.5$ m $T_{bz}=0.2$ m		
	d	L'espacement choisit	$S_t=10$ cm		
		$A'_{sh} \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$	$A'_{sh} \geq 0.51$ cm ²	Le choix 2T8 $A_s=1.1$ cm ²	
E	- (ACI) $h_{cr} \geq 9.86$ m - (EC8) $h_{cr} \geq 4.76$ m - (EC8) $h_{cr} \leq 4$ m	$h_{cr} \geq 9.86$ m	Pour simplifier l'exécution on prend h_{cr} trois niveaux		

Résultats

- Armature d'éléments de rives (libre) = 2(5T25 + 2T32).
- Armature d'âmes nécessaire : 2× (T10 esp 20cm).



Ferrailage voile Vx1

Figure V.11. Schémas de ferrailage pour la voile VX1.

Conclusion

Les éléments structuraux sont des éléments importants qui peuvent participer à la stabilité et au contreventement du bâtiment vis-à-vis du poids propre et des sollicitations extérieures « charges d'exploitations et séismes ».

Le dimensionnement des éléments structuraux a été fait conformément aux différents règlements de calcul (**RPA99/2003, CBA93, BAEL91/99 Eurocode 8, les DTR**).

VI.1 Introduction

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

VI.2 Rôles des fondations

➤ Rôle principale

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que

Des charges verticales : comme les charges permanentes et les charges d'exploitation

Des charges horizontales : comme des charges de la poussée des terres et poussée d'eau ou du vent.

Le rôle principal d'une fondation est donc d'assurer la transmission des charges appliquées sur l'ouvrage au sol.

➤ Rôles secondaires

- La fondation doit résister elle-même aux charges
- L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.
 - pas de glissement horizontal.
 - pas de basculement.
 - pas de déplacement vertical.
- Une fondation doit être durable.
- Une fondation doit être économique.

VI.3 Les critères influant sur le choix d'une fondation

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.

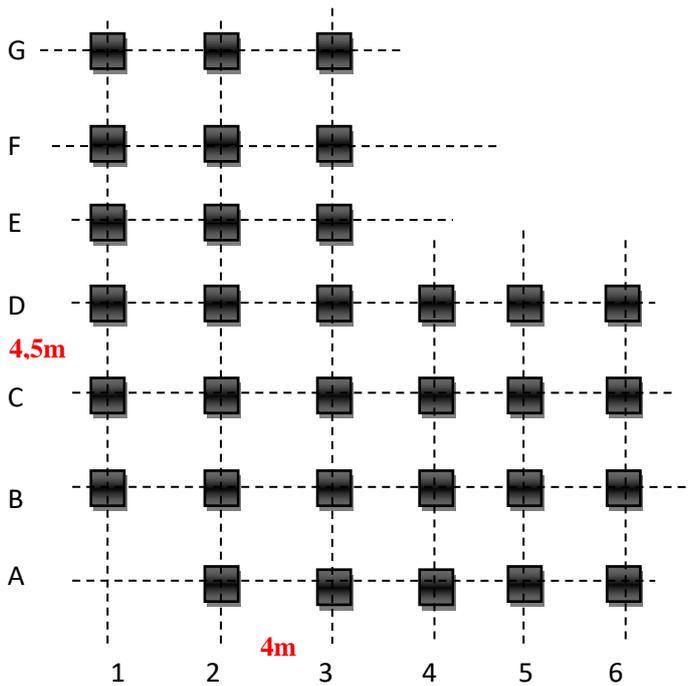


Figure VI.1. Vue de la fondation.

VI.4 Types de fondations

➤ Les fondations superficielles

- Semelle isolée, placée sous un poteau,
- semelle filante, placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés.
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

VI.5 facteurs intervenant dans le calcul des fondations

- Contrainte du sol σ_{sol} pour notre ouvrage, donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

✓ remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 15 à 20 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

VI.6 Calcul des fondations

- On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.
- Le béton de propreté en béton dosé à 150 kg pour but d'éviter souillure de la semelle.

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Leftrightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

VI.6.1 semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ kN/m}^2$$

On choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que

$$\sigma = \frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI.1. Efforts normaux appliqués sur les fondations.

	poteaux	N_{total}(KN)
F	F ₂	1333,90
E	E ₂	1502,917
D	D ₂	1483,859
C	C ₂	1376,831
	C₃	3954,397
	C ₄	2054,971
	C ₅	1215,742
B	B ₃	2600,631
	B ₄	1635,136
	B ₅	1176,744

L'effort normal total revenant au poteau le plus sollicité (C₃) égale à

$$N = 3954,397 \text{ KN} \quad \Leftrightarrow S \geq \frac{3954,397}{200} \quad \Leftrightarrow S = 19,771 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{19,771} = 4,44$$

$$A_{choisie} = 4,5 \text{ m.}$$

a) vérification de la mécanique des sols

il faut vérifier que

$$L_{min} \geq 1,5 \times B = 6,75 \text{ m}$$

Tel que

L min est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a : $L_{min} = 3,5 < 1,5 \times B = 6,75 \text{ m} \dots \dots \dots$ **Condition non vérifiée.**

On remarque qu'il y a chevauchement des bielles de semelle, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.6.2 Semelles filantes

Alors on suppose que La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

VI.6.2.1 Calcul des charges

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit

Tableau VI.2. Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.

fil	N (KN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	14221,804	71,10902	18,75	3,792	4	75
2	15920,609	79,603045	22,45	3,546	4	89,8
3	17278,792	86,39396	22,45	3,848	4	89,8
4	7101,207	35,506035	11	3,228	3,5	38,5
5	6643,098	33,21549	11	3,01959	3,5	38,5
6	8393,399	41,966995	11	3,815	4	44
A	4851,317	24,256585	15,2	1,596	2	30,4
B	1251,165	6,255825	3,8	1,646	2	7,6
D	3659,566	18,29783	11,2	1,634	2	22,4
G	2285,433	11,427165	7,8	1,465	1,5	11,7

Avec

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation

S : Surface de la fondation.

a) Vérification du choix de fondation

Il faut vérifier que : $L_{min} = 3,5 \geq 2,5 \times B$

pour B=4m (fil 1, 2,3)

On a $2,5 \times 4 = 10 \text{ m} \leq 3,5$ **Condition non vérifiée**

Il faut vérifier que

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bat}} \leq 50\%$$

$$S_{semelle} = 409,2 \text{ m}^2.$$

$$S_{batiment} = 284,25 \text{ m}^2.$$

On remarque que la surface des semelles est plus grande que celle du bâtiment et donc

le rapport $\frac{S_{néc}}{S_{bat}}$ est strictement supérieur à 50 %.

Conclusion

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI.6.3 Radier général nervuré

VI.6.3.1. Introduction

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consols extérieurs).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

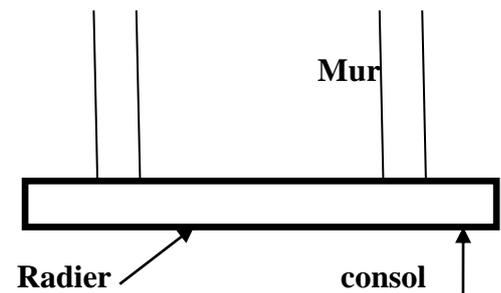


Figure VI.2. Radier

VI.6.3.2. Avantages

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment

▪ Hypothèse

La répartition des pressions sur le sol est uniforme. Cela nécessite un radier de grande rigidité (forte épaisseur de béton - forte densité d'armatures) pour cela on suppose qu'il est souple.

a) Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

✓ Remarque

- la surface de la super structure = 284,25 m² ;
- la surface de l'infra structure = 409,2 m² = S_{batis}

$$\text{Pour } \begin{cases} N=81606,39 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Alors $S_{nec} = 408,03195 \text{ KN}$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment

Donc la surface totale du radier est $S_{radier} = S_{bâtie} = 409,2 \text{ m}^2$

Débord de 50cm pour chaque côté.

La section totale du radier est de : $333,1 \text{ m}^2$

b) Pré dimensionnement du radier

➤ Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

1) Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec

Lmax: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 4,5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad h_1 \geq 22,5 \text{ cm}$$

2) Condition de cisaillement

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{qL}{2}; q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{radier}}$$

Avec

$N_u = 81606,39 \text{ KN}$ « la somme des efforts normaux pondéré de tous les poteaux situés au radier ».

L = 4,5 m ; b = 1 m

$$\tau_u = \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2 \times S_{radier} \times bd} = \frac{N_u \cdot L}{2 \times S_{radier} \times b(0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2 \times S_{radier} \times b(0,9\bar{\tau})} = 244,99 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad h_2 = 24,5 \text{ cm}$$

Conclusion: $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 30 \text{ cm}$

c) Dimensionnement Des Nervures

➤ largeur des nervures

▪ Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ soit } b = \mathbf{55\text{cm}}$$

➤ **La hauteur des nervures**

▪ **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Théorie de la poutre sur sol élastique

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : inertie de la semelle ($I = \frac{bh^3}{12}$)

E : module d'élasticité du béton (~ 20000 MPa)

b : largeur de semelle en contact avec le sol

K : coefficient de raideur du sol h : la hauteur de la nervure.

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes

- K= 0,5 [kg/cm³] → pour un très mauvais sol.
- K= 4 [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne
- K=12 [kg/cm³] → pour un très bon sol.

Pour un sol de densité moyenne on a K=40Kg/cm³

a) Calcul la hauteur de nervure

Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure

Le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition, entre axe des poteaux $\leq \frac{\pi}{2} + l_e + a$

Calcul de la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).

1-sens (xx) : L_{max}=3,45 (entre travée) ; h_{semelle} = 0.3 m ; b=4,175 m.

Tableau VI.3. Choix de hauteur des nervures (sens xx).

Hnervure	0,7	0,8
I (10 ⁻⁴) m ⁴	347,079	505,257
Le	2,0409	2,241
lw	3,206	3,52

2-sens (yy) : $L_{max}=3,95$ (entre travée) ; $h_{semelle} = 0.3 m$; $b=4 m$

Tableau VI.4. Choix de hauteur des nervures (sens yy).

Hnervure	0,7	0,8	0,9	1
$I(10^{-4})m^4$	347,079	511,988	721,792	987,279
Le	2,041	2,241	2,443	2,642
lw	3,2	3,52	3,83	4,151

On prend : $h_N=1 m$ pour les 2 sens

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30cm$

- Dimension de la nervure dans les 2 sens

$$h_N=100cm$$

$$b_N=55 cm$$

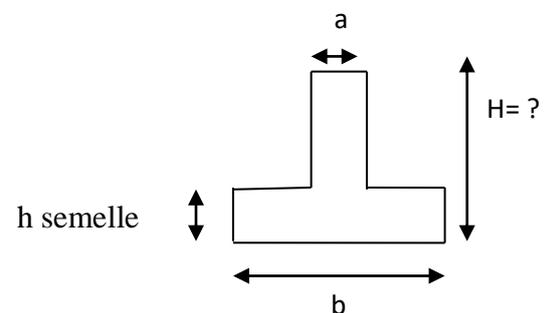


Figure VI3. dimension de nervure

a) caractéristique géométrique du radier

Tableau VI.5. Caractéristiques géométriques du radier (a l'aide de logiciel d'autocad).

centre de gravité(m)		moment d'inertie (m ⁴)		Surface (m ²)
xg	yg	Ixx	Iyy	333,1
8,842	9,992	46930,495	37063,72	

b) Vérification de la stabilité du radier [10]

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des Effort horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5.

Avec

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M0: Moment à la base de la structure.

V0: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M0, V0 sont tirés à partir du fichier SAP2000.

$N = N_G + N_Q$ avec $N_G = N_{G1} + N_{G2}$

N_{G1} : Poids propre de la structure W

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a: $N_{G1} = 36024,112 \text{ KN}$.

$N_{G2} = \rho_b \times S \times h = 25 \times 333,1 \times 1 = 8327,5 \text{ KN}$.

$$\left. \begin{array}{l} N_G = 36024,112 + 8327,5 = 44351,612 \text{ KN.} \\ N_Q = 3653,85 \text{ KN.} \end{array} \right\} \Rightarrow N = 48005,462 \text{ KN.}$$

▪ Profondeur de l'ouvrage

$$h = h_{SS1} + h_N = 3,06 + 1 = 4,06 \text{ m}$$

h_{SS1} : la hauteur de sous-sol.

h_N : la hauteur du radier avec nervure.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h ; \quad M_s = N_G \times x_G$$

▪ Centre de masse de la structure

$$X = 7,38842814 \text{ m}$$

$$Y = 8,71555007 \text{ m}$$

▪ Calcul de l'excentricité

$$X_g = 8,842 \text{ m}$$

$$Y_g = 9,992 \text{ m}$$

Tableau V. 6. Vérification de la stabilité du radier.

	M0 kn,m	v0 kn	N kn	MR	Ms	MR/MS	vérification
xx	3459,4549	3524,46	48005,462	17768,7625	424464,295	23,888 > 1,5	Vérifiée
yy	3560,5625	3738,85	48005,462	18740,2935	479670,576	25,596 > 1,5	vérifiée

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5,
Donc notre structure est stable dans les deux sens.

c) **Vérification de la stabilité au renversement**

Sens	Moment M(KN.m)	charges gravitaires N(KN)	B (m)	Excentricité e(m)	$\frac{B}{4}$ (m)	vérification
xx	17768,7625	48005,462	20	0,37014043	5	vérifiée
yy	18740,2935	48005,462	23,45	0,39037836	5,8625	vérifiée

on doit vérifier $e = \frac{M_R}{N_R} \leq \frac{B}{4}$

Tableau V 7.Vérification de la stabilité du radier selon [1].

d) **Calcul des contraintes**

$\sigma_{sol}=2$ bars.

1 / **Sollicitation du premier genre**

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{33756,89}{333,1} = 101,341609 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol}=200 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ **Sollicitation du second genre**

$$I_{xx}=46930,4948 \text{m}^4$$

$$I_{yy}=37063,7203 \text{m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} + \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

Avec

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale;

La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol}

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire.

La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

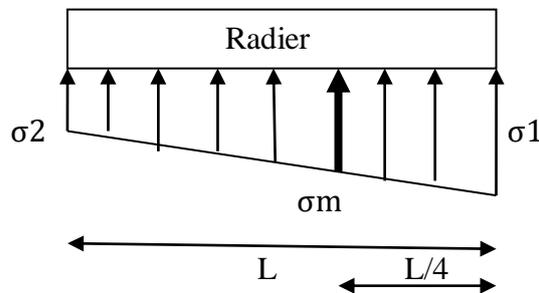


Figure VI.4. Contrainte sous radier

ELU

$N_u = 55838,792 \text{ KN}$

M : est le moment de renversement ($MR_x = 17279,0778 \text{ kN.m}$; $MR_y = 17784,0864 \text{ kN.m}$).

$$\begin{cases} X_{max} = 11,68 \text{ m} \\ y_{max} = 13,9 \text{ m}. \end{cases}$$

Tableau VI 8. Contraintes sous le radier à l'ELU.

sens	σ_1	σ_2	σ_m	$1,33 \sigma_{sol}$	$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol}$	$\sigma_{1max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2 > 0$
sens xx	172,7514	162,515	170,192	266	vérifiée	vérifiée	vérifiée
sens yy	173,238	162,029	170,436				

ELS

$N_{ser} = 33756,89 \text{ KN}$

Tableau VI 9. Contraintes sous le radier à l'ELS.

sens	σ_1	σ_2	σ_m	$1,33 \sigma_{sol}$	$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol}$	$\sigma_{1max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2 > 0$
sens xx	106,459	96,223	103,9	266	vérifiée	vérifiée	vérifiée
sens yy	106,945	95,737	104,143	266			

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

e) Détermination des sollicitations les plus défavorables

$$\text{ELU: } \sigma_u = 170,43575 \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = 104,143 \text{KN/m}^2$$

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par Les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids Propre de l'ouvrage et des surcharges.
- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 30cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 100 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

f) Ferrailage de la table du Radier

▪ Détermination des efforts

Si $0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$ la dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

[2]

$$M_y = \mu_y \times M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau intermédiaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment en travée: } Mt_x = 0,75M_x \\ \text{Moment sur appuis: } M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{array} \right.$$

Panneau de rive

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment en travée: } Mt = 0,85M_0 \\ \text{Moment sur appuis: } Ma = 0,3M_0 \end{array} \right.$$

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

g) Valeur de la pression sous radier

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \times 1 \text{ml} = 170,436 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \times 1 \text{ml} = 104,143 \text{KN/ml}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

ν : Coefficient de poisson $\left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [2]

▪ **Calcul des moments**

Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$)

On prend le panneau centrale le plus sollicité avec

$$L_x = 4 - 0,55 = 3,45 \text{ m ;}$$

$$L_y = 4,5 - 0,55 = 3,95 \text{ m ;}$$

$$\text{On a } 0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,45}{3,95} = 0,873 < 1$$

Alors la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI 10. Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	q_u (KN/m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	Mt_x (KN.m)	Mt_y (KN.m)	M_a (KN.m)
3,45	4,95	0,873	0,0486	0,724	170,436	98,590	71,4189	83,801941	53,56422	49,2952

Tableau VI 11. Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	q_{ser} (KN/m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	Mt_x (KN.m)	Mt_y (KN.m)	M_a (KN.m)
3,45	3,95	0,87	0,0556	0,807	104,143	68,919	55,646	58,58170	41,734	34,459

h) Calcul de ferrailage

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 434,782 \text{ MPa}$;

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$; fissuration préjudiciable.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Section minimale

Sens xx (principale)

$$A_{smin} = 1,2 \times (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ 3h = 90 \text{ cm} \end{array} \right\} = 33 \text{ cm}$$

Sens yy(secondaire)

$$A_{smin} = (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$esp \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 45 \text{ cm} \\ 4h = 120 \text{ cm} \end{array} \right\} = 45 \text{ cm}$$

Tableau VI 12. Ferrailage des panneaux du radier.

	sens	MU	μ	α	Z(cm)	As calculé	As min	choix	As adopté	St
travée	xx	83,8019	0,08114	0,10591	25,8560	7,45	2,88	6T14	9,24	20
	yy	53,5642	0,05186	0,06660	26,2806	4,69	2,4	6T12	6,79	20
appui	xx	49,2952	0,04773	0,06116	26,3394	4,3	2,88	6T12	6,79	20
	yy						2,4			20

i) Vérifications nécessaires

1 / Condition de non fragilité

$$A_{SCNF} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,6 \text{ m}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau VI 13. Vérifications CNF.

	sens	As adopté	As min	vérification
travée	xx	9,24	2,6	vérifiée
	yy	6,79	2,6	vérifiée
Appui	xx	6,79	2,6	vérifiée
	yy	6,79	2,6	vérifiée

2/ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.14. Vérification des contraintes (radier).

	sens	Mser	AS	σ_{bc}	σ_{bc}	σ_s	σ_s	vérification
travée	xx	58,58170	9,24	5,42	15	246,3	250	vérifiée
	yy	41,734	6,79	4,34	15	236,5	250	vérifiée

appui	xx	34,459	6,79	3,19	15	144,9	250	vérifiée
	yy	34,459	6,79	3,58	15	195,3	250	vérifiée

La contrainte d'acier et du béton est vérifiée en travée et sur appuis.

Tableau VI.15. Choix d'armatures.

	sens	choix	As adopté	St
travée	xx	6T14	9,24	20
	yy	6T12	6,79	20
Appui	xx	6T12	6,79	20
	yy	6T12	6,79	20

3/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 MPa$$

Avec

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{170,436 \times 4,5}{2} = 383,481 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{383,481 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,42 < 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage

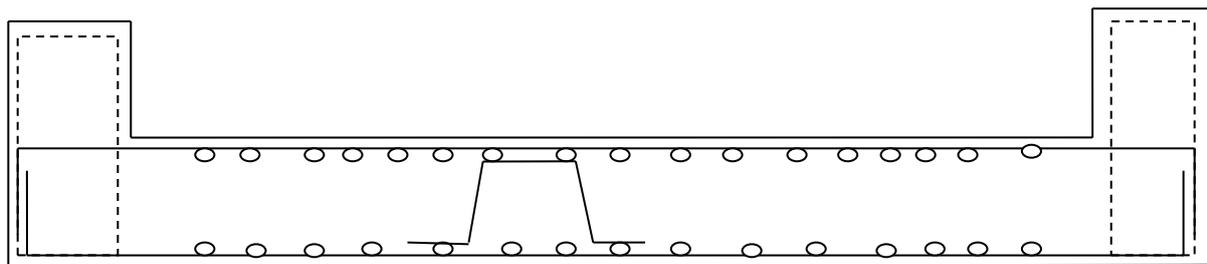


Figure VI 5. Ferrailage de la Dalle du Radier.

j) Ferrailage Des Nervures

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire selon [2]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 = 366,703\text{KN.m} \\ \text{En appui : } M_a = 0,5M_0 = 215,708\text{KN.m} \end{array} \right.$$

▪ **Calcul des armatures**

b=55 cm ; h=100 cm ; d=90 cm

sens y-y

L=4,5 m ; qu=170,436 KN/ml

Tableau VI.16. Ferrailage des nervures sens y-y.

	M_0	M_u	μ	α	Z	$A_{scalcul}$	A_{smin}	choix	$A_{sadopté}$
travée	431 ,416	323,562094	0,05126751	0,06581715	87,6305826	8,49	4,78	6T14	9,24
appui		215,708063	0,03417833	0,04347909	88,4347528	5,61	4,78	6T12	6 ,79

Sens x-x

L=4 m ; qu =170,436 (kN/m)

Tableau VI.17. Ferrailage des nervures sens x-x.

	M_0	M_u	μ	α	Z	$A_{scalcul}$	A_{smin}	choix	$A_{sadopté}$
Travée	340 ,872	289,7412	0,04590866	0,05876726	87,8843788	7,58	4,78	6T14	9,24
Appui		170,436	0,02700511	0,03422493	88,7679027	4,42	4,78	6T12	6,79

k) Vérifications nécessaires

1 / Condition de non fragilité

$A_s^{CNF} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,78 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

2/ Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{ser} = 104,143 \text{ KN/ml}$$

Tableau VI.18. Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS.

	sens	M_{ser}	A_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	vérification
L=4,5m	travée	197,709	9,24	4,33	15	255,9	250	Non vérifiée
	appui	131,806	6,79	2,88	15	170,6	250	vérifiée
L=4m	travée	177,0431	9,24	3,87	15	229,2	250	vérifiée
	appui	104,143	6,79	2,28	15	134,8	250	vérifiée

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée (sens xx), donc on augmente la section des aciers.

Tableau VI.19. Ferrailage des nervures (correction).

	sens	choix	$A_{sadopté}$
Porteure L=4,5m	En travée	6T14+2T16	13,26
	En appui	6T12	6,79
Non porteure L=4m	En travée	6T14	9,24
	En appui	6T12	6,79

Tableau VI. 20. Vérification des contraintes du béton et d'acier (correction) à l'ELS.

	sens	M_{ser}	A_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	vérification
Ly=4,5m	travée	197,709	13,26	3,73	15	180,4	250	vérifiée
	appui	131,806	6,79	3,29	15	230,2	250	vérifiée
Lx=4m	travée	156,214	9,24	3,42	15	202,2	250	vérifiée
	appui	104,143	6,79	2,28	15	134,8	250	vérifiée

3/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5 MPa$$

Avec

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{170,436 \times 4,5}{2} = 383,481 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{383,481 \times 10^3}{1000 \times 900} = 0,42 < 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales**

Selon [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

Selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec

Øl : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

b : longueur de la section

S : Espacement entre les armatures transversales

A_t : La section d'un cours d'armatures d'âme, de limite élastique

$f_e = 500 MPa ; \tau_u = 0.42MPa ; f_{t28} = 2.1MPa ; b = 55cm; d = 90 cm.$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.21. Calcul des armatures transversales.

T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
		S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
383,481	0,42	40	50	16,8	15	30	2,475	6T10=4,71 cm²

Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

-Zone courante1, 427 ≥ 0,4 MPacondition vérifiée.

-Zone nodale2, 85 ≥ 0,4 MPacondition vérifiée.

▪ **Armature de peau**

Pour les bâtiments cas général on a **3cm²/m** pour les armatures de peau.

$$A_p = (3 \text{ cm}^2/m) \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

On prend **3T12 =3,39 cm²**

Schémas de ferrailage des nervures

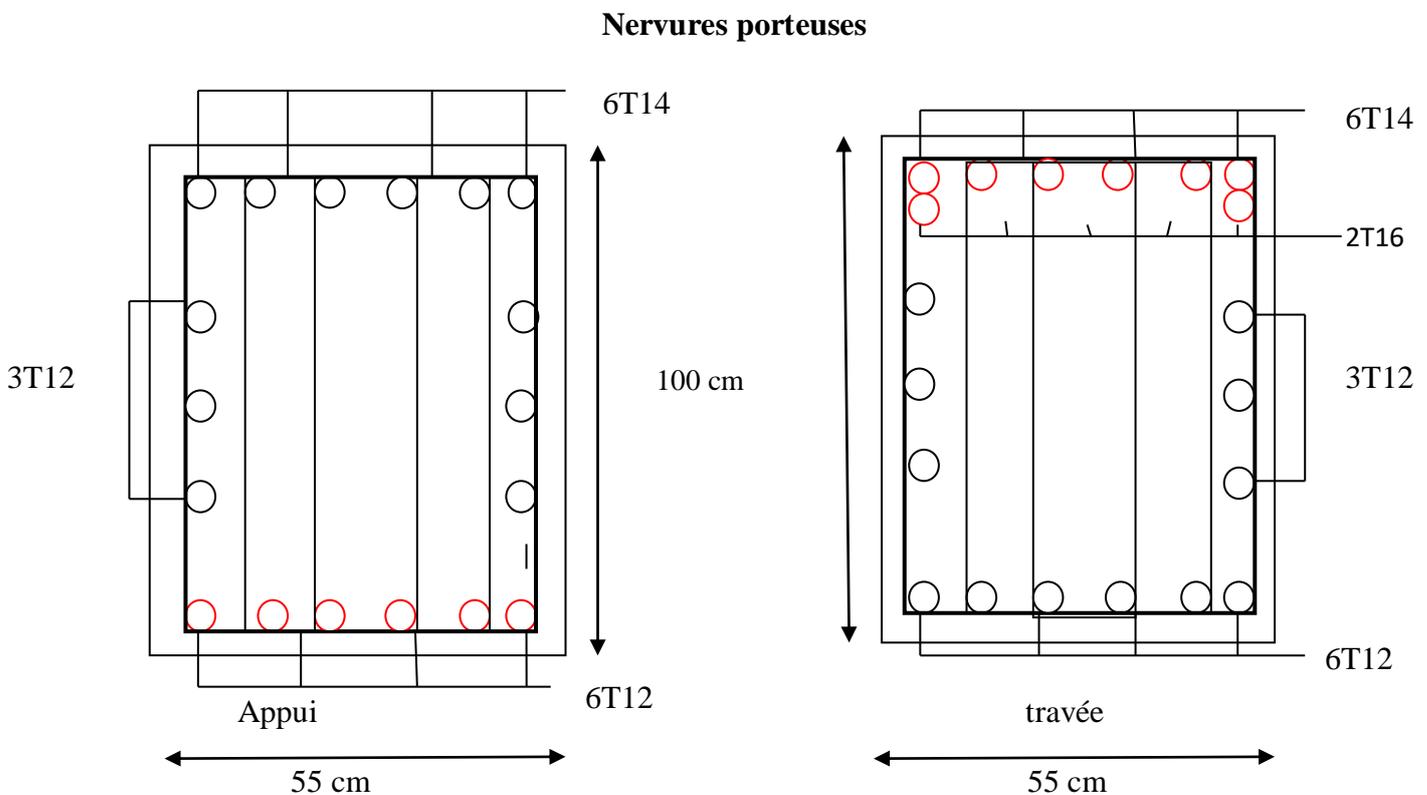


Figure VI.6. Ferrailage de nervures porteuses en travée et sur appuis.

Nervures non porteuses

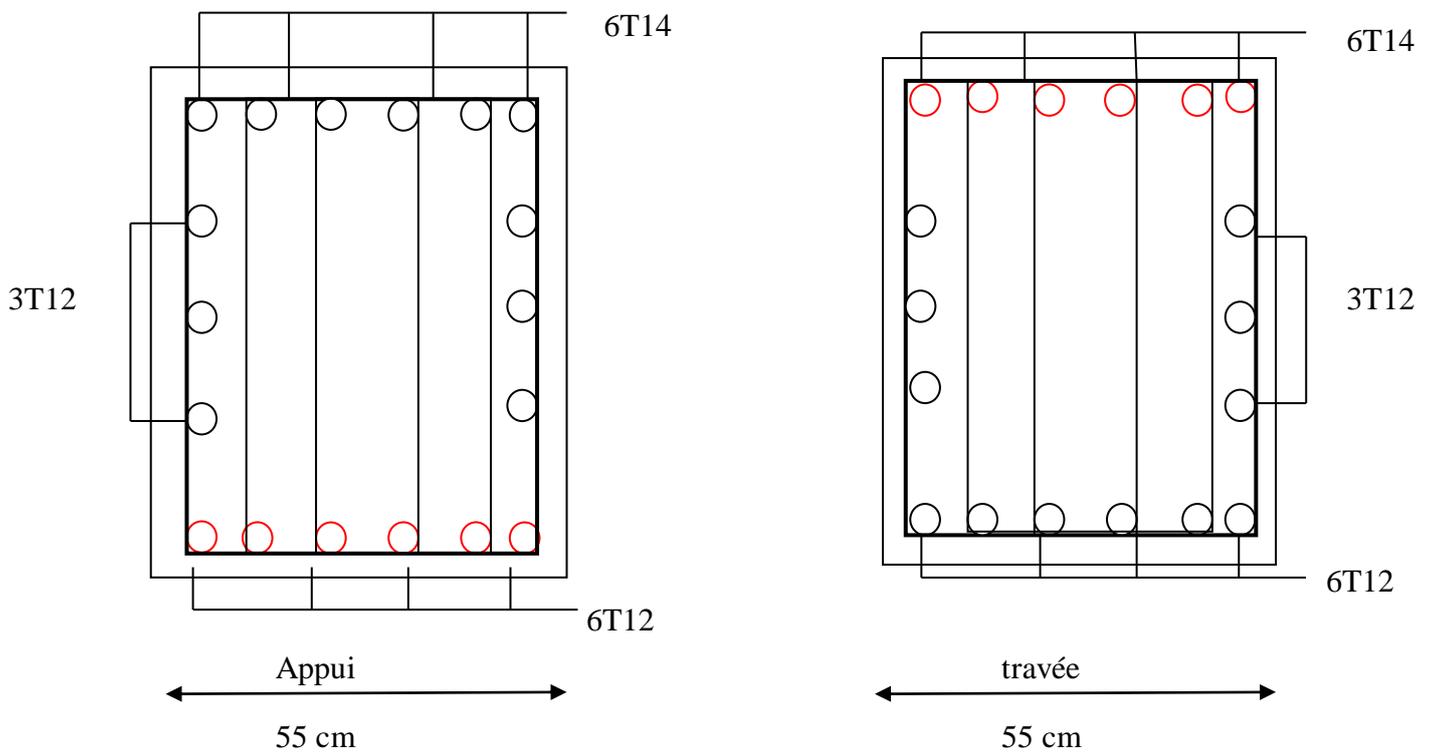


Figure VI17. Ferrailage de nervures porteuses en travée et sur appuis.

l) Ferrailage des débords

Calcul de ferrailage

$q_u = 170,436 \text{ KN/ml} ; b=100 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 434,782 \text{ MPa}$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{170,436 \times 0,5^2}{2} = 21,304 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.22. Ferrailage de débord.

M_u	μ	α	Z	A_S^{cal}	A_S^{min}	choix	$A_S^{adopté}$	S_t
-------	-------	----------	-----	-------------	-------------	-------	----------------	-------

21,304	0,0206	0,0260	26,7185832	1,83	2,61	6T12	6,79	20
--------	--------	--------	------------	------	------	-------------	------	----

m) Vérifications nécessaires

1/ Condition de non fragilité

$$A_s^{CNF} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,61 < 1,83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

On prend $A_s = A_{smin} = 2,61 \text{ cm}^2$ on adopte une section $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,697 \leq A_r \leq 3,395 \text{ cm}^2$$

Alors on prend **4T10** = 3,14 cm² avec esp = 33 cm

2/ Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{ser} = 104,143 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = 13,0178 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Tableau VI.23. Vérification de la contrainte de l'acier et du béton.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)	Vérification
13,017875	6,79	1,55	15	77,2	201,63	vérifiée

3/ Vérification de la flèche

$$f_{max} \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$L=0,5\text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ mm}$$

f : c'est la flèche de la charge uniformément répartie q_s

$$q_s = 104,143 \text{ kN /m}$$

$$E = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 225000 \text{ cm}^4$$

avec $b=100 \text{ cm}$; $h=30 \text{ cm}$

$$f = \frac{q_s \times L^4}{8EI} = \frac{104,143 \times 500^4}{8 \times 10818,865 \times 225000 \times 10^4} = 0,033 \text{ mm}$$

Alors $f = 0.033 \text{ mm} \leq f_{adm} = 2 \text{ mm}$ **Condition vérifiée.**

n) Voile périphérique

a- Pré dimensionnement

Pour le pré-dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions de [1], qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Les ossatures au-dessous du niveau de base, comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous

- Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

b- Evaluation Des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine $e=20 \text{ cm}$, reposant sur 4 appuis, et supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres.

La résultante P_G de poussée sera calculée à partir de l'expression : $P_a = K_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$

On a

$\varphi = 35^\circ$ (L'angle de frottement interne du sol)

$\gamma = 18 \text{ KN}/\text{m}^3$ (poids volumique)

$\beta = 0$ (L'angle de l'écran par rapport à l'horizontal)

$\lambda = 0$ (L'angle de l'écran par rapport au vertical)

$L=2,66 \text{ m}$ (la hauteur de l'écran)

Les charges sont uniformément répartir sur une bande de 1 m à partir de la base du voile.

On obtient

$P=15,73 \text{ KN /ml}$; $P_u = 21,235 \text{ KN /ml}$.

c- Calcul les sollicitations dans la dalle [2]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ avec } l_x = 2,66 \text{ m} ; l_y = 3,95 \text{ m}$$

$$0,4 < \rho = \frac{2,66}{3,95} = 0,673 < 1 \text{ (la dalle travaille dans les 2 sens) .}$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau. VI.24. Calcul des moments à l'ELU.

l_x (m)	l_y (m)	$\frac{l_x}{l_y}$	μ_x	μ_y	q_u (KN .m)	M_x (KN .m)	M_{tx} (KN .m)	M_y (KN .m)	M_{ty} (KN .m)	M_a (KN .m)
2,66	3,95	0,673	0,07232	0,3895	21,235	10,866	8,149	4,232	3,174	5,433

Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau. VI.25. Calcul des moments à l'ELS.

l_x (m)	l_y (m)	$\frac{l_x}{l_y}$	μ_x	μ_y	q_s (KN .m)	M_x (KN .m)	M_{tx} (KN .m)	M_y (KN .m)	M_{ty} (KN .m)	M_a (KN .m)
2,66	3,95	0,673	0,078	0,5469	15,73	8,681	6,511	4,748	3,561	4,341

d- Calcul de ferrailage

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,2 ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 434,782 ;$$

$$b=100 \text{ cm} ; h=20 \text{ cm} ; d=18 \text{ cm}$$

Tableau VI.26. Ferrailage voile périphérique.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix (cm ²)	$A_s^{adopté}$ (cm ²)	St (cm)
En travée	xx	8,149	0,0177	0,0223	17,838	1,05	1,92	6T12	6,79	20
	yy	3,174	0,0069	0,0086	17,937	0,41	1,6	6T12	6,79	20
Sur appui	xx	5,433	0,01183	0,0148	17,892	0,7	1,92	6T12	6,79	20
	yy	5,433	0,01183	0,0148	17,892	0,7	1,6	6T12	6,79	20

e- Vérification à l'ELU

1/ Condition de non fragilité

h=20 cm ;b=100 cm

en travée

sens xx $A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,92 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Sens yy $A_y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,6 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

sur appui

sens xx $A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,92 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Sens yy $A_y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,6 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

▪ **Calcul des armatures transversales**

Si la condition suivante est vérifiée, les armatures transversaux ne sont pas nécessaires.

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} < \tau_u = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2 \times l_x + l_y} = \frac{21,235 \times 2,66 \times 3,95}{2 \times 2,66 + 3,95} = 24,07 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{21,235 \times 2,66}{3} = 18,828 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 24,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{24,07 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,134 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Doit être

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

Les résultats regroupés dans le tableau suivant

Tableau .VI 27.Vérification des Contraintes à l'ELS.

position	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s	A'_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	vérification
----------	------	---------------------	-------	--------	---------------	--------------------------	------------	-----------------------	--------------

En travée	xx	6,511	6,79	6,79	1,37	15	58,6	250	vérifiée
	yy	3,561	6,79	6,79	0,75	15	32,1	250	vérifiée
Sur appui	xx	4,341	6,79	6,79	0,91	15	39,1	250	vérifiée
	yy	4,341	6,79	6,79	0,91	15	39,1	250	vérifiée

Schéma de ferrailage

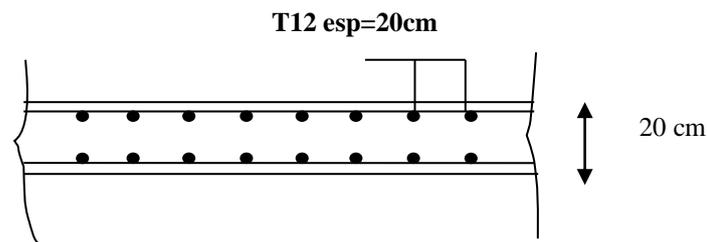


Figure VI.8. Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x

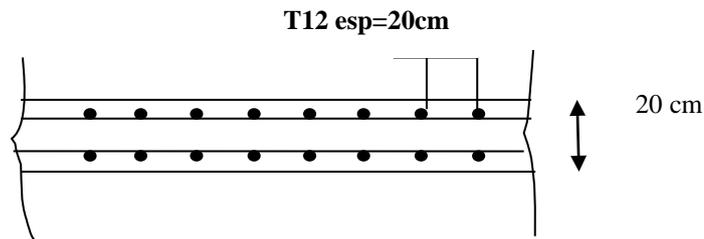


Figure VI.9. Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

VI.7. Conclusion

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 fondations. Or le choix de radier comme type de fondation, permet d'assurer une meilleure stabilité de la superstructure.

VI.1. Introduction

Dans la construction des bâtiments, le géomètre-topographe est généralement chargé de s'assurer que tous les éléments structuraux verticaux sont à l'aplomb et à niveau, c'est-à-dire que chaque élément vertical (exemple le poteau) doit être installé de manière à ce qu'il soit précisément vertical par rapport à la gravité. Ce qui n'est pas toujours le cas car cette étape est négligée elle engendre des problèmes sur le terrain donc des erreurs d'exécutions, notamment, un mauvais alignement des poteaux.

Notre projet de recherche se base sur la simulation des défauts sur une structure à l'aide du logiciel de calcul **SAP2000** et de vérifier le déplacement inter étages ainsi que le ferrailage.

VII.2. Stabilité d'une structure

La stabilité d'une structure doit être obtenue dans deux directions orthogonales. Chaque partie de la structure doit être conçue de manière à être indépendamment stable et robuste. Les charges latérales peuvent être transférées sur la structure jusqu'aux fondations à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- Contreventement qui supporte les forces latérales sous forme de charge axiale dans les éléments diagonaux.
- Action du diaphragme des murs qui supportent les forces par action panneau / plaque / cisaillement.
- Action de cadre avec des connexions «fixes» entre les membres et des connexions «épinglées» sur les supports.
- Poteaux verticaux en porte-à-faux avec connexions «fixes» aux fondations.

Les membres de stabilité doivent être situés sur le plan de sorte que leur centre de cisaillement soit aligné avec la résultante des forces de renversement. Si une excentricité ne peut être évitée, les membres de stabilité doivent être conçus pour résister à la torsion résultante à travers le plan.

Tous les éléments structuraux doivent être efficacement liés ensemble dans chacune des deux directions orthogonales, horizontalement et verticalement.

VII.3. L'excentricité

Un poteau est une poutre droite verticale soumise uniquement à une compression simple centrée, la force agissant c'est uniquement l'effort normal (N) perpendiculaire à la section et est appliqué au centre de gravité (G). [2].

Une erreur d'exécution sur le terrain provoque un mauvais alignement des poteaux, qui crée une excentricité par rapport au centre de gravité, cette imperfection peut être prise comme un moment additionnel qui vaut :

$$M = e \times N$$

e : l'excentricité.

N: l'effort normal appliqué.

Ce moment s'additionne aux forces horizontales du séisme agissant sur la structure qui crée un moment de renversement, par conséquent il provoque des problèmes de comportement mécanique et une perte de stabilité.

VII.4. Quelques exemples de travaux de recherche

VII.4.1. Résistance d'un poteau en béton présentant un défaut de verticalité

Des normes sont établies pour le bon dimensionnement des ouvrages, il est nécessaire qu'elles deviennent effectivement opérationnelles et que se mettent en place des organismes de vérification (bureau de contrôle) à la fois des notes de calcul et sur le chantier pour représenter le maître de l'Ouvrage. L'étude d'accidents récents soulève certes la question du mauvais respect des normes et aussi des défauts d'exécution même pour des éléments de structure simples, comme les poteaux soumis à des charges verticales centrées. Les défauts de stabilité d'un bâtiment et subséquemment sa ruine sont en général imputables au mauvais dimensionnement des éléments porteurs ou à un défaut dans leur exécution. Un défaut d'exécution d'un élément peut être dû

- à l'utilisation de matériaux inadaptés.
- à une mauvaise évaluation des charges.

Deux valeurs du diamètre ont été considérées (30 cm et 40 cm), alors que l'angle α varie de 0 à 5 degrés et l'intensité de la force verticale de 1000 N à 50 000 N. Les résultats ont montré qu'en dessous d'une valeur est entre 1° et 1.5° toutes les sections du poteau sont comprimées au-dessus de cette valeur le poteau présente depuis sa base encastree et en montant des sections en parties tendues et parties comprimées.

Une tolérance de défauts de verticalité de 0.5 à 1% pour les éléments verticaux et la longueur doit être ferraillee avec grand soin [11].

IV.4.2 Influence des défauts d'alignement et de verticalité des poteaux sur la réponse d'une structure

Les études théoriques donnent la charge critique des structures considérées comme parfaites (c'est-à-dire des poutres bien droites et de section constante, des plaques uniformément planes, etc...). Les structures réelles, notamment en charpente métallique sont cependant loin de cette perfection et présentent des défauts de géométrie (variation locale de l'épaisseur, ovalisation, distance entre la ligne neutre théorique et réelle, discontinuité au droit des soudures, etc...

Ces défauts influencent la charge critique. Certaines structures sont particulièrement sensibles à la présence d'un défaut de forme ou d'alignement.

En ce qui concerne les poteaux d'une structure métallique sollicités en compression et qui risquent de flamber sont susceptibles aux défauts géométriques. En effet, toute excentricité du point d'application de la force de compression induit des effets secondaires d'instabilité qui réduisent la capacité portante de cet élément par rapport à celui d'un élément parfait [12].

IV.4.3. Les défauts d'alignement d'une structure

Dans une étude comparative d'un bâtiment sans défauts d'alignement et le même bâtiment avec des défauts d'alignement les résultats ont montrés que dans la structure sans défauts d'alignement des poteaux, toutes les vérifications et les exigences selon le règlement parasismique algérien [1] sont vérifiés. Par contre celle avec défauts d'alignements des poteaux les exigences du [1] et les vérifications ne sont pas prouvées, alors cette structure ne résiste pas.

Les défauts des éléments structuraux d'un ouvrage et plus particulièrement ceux affectant les poteaux, créent des problèmes de comportement mécanique de cette structure et par conséquent sa réponse à des sollicitations. Ces défauts peuvent avoir des conséquences fâcheuses sur la résistance ou l'instabilité d'une structure. tout excentricité du point d'application de la force de compression induit des effets secondaires d'instabilité qui réduisent la capacité portante de cet élément par rapport à celui d'un élément parfait [13].

VII.5. Les tolérances

La verticalité fait référence à l'alignement qu'une structure doit avoir par rapport à un axe vertical

Dès le début des travaux, il faut veiller à maintenir la verticalité de chacun des éléments à construire. Il arrive des fois ou cette verticalité n'est pas vérifiée, des inclinaisons sont

observées donc il est nécessaire de se référer aux règlements de constructions ou certaines inclinaisons sont tolérées et n'influent pas sur la stabilité de la structure.

Des tolérances ont été données par certains règlements que nous allons appliquer aux poteaux en suite on vérifie le déplacement inter étages puis le ferrailage pour chacun des cas proposés.

Déroulement de notre travail

Dans ce qui va suivre nous allons appliquer sur notre structure une valeur d'inclinaison au-dessous de celle tolérée par les règlements.

- Une valeur de 14mm pour la tolérance donnée par le DTR BE2.1.
- Une valeur de 9mm pour la tolérance donnée par le BAEL B2.4.2.
- Une valeur de 10mm pour la tolérance donnée par le code Anglais.

Pour chaque tolérance nous inclinons

- Les poteaux du RDC.
- La moitié des poteaux de la structure.
- La totalité de la structure.

Ensuite pour chacun de ces cas nous allons vérifier le déplacement inter étages et le ferrailage.

Les organigrammes suivants résument le déroulement de notre travail.

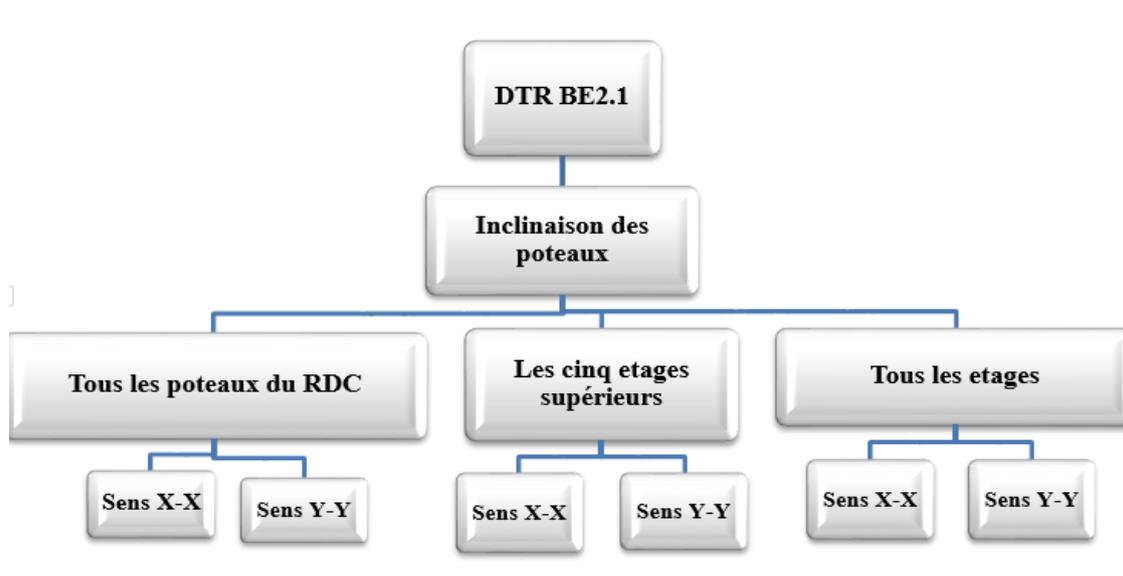
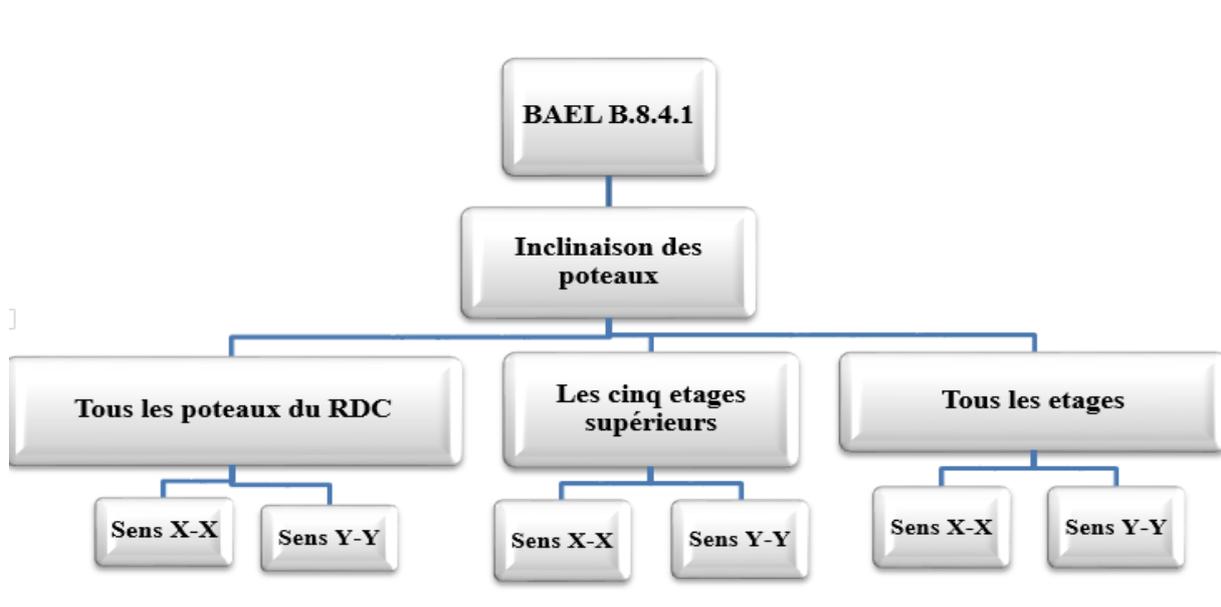
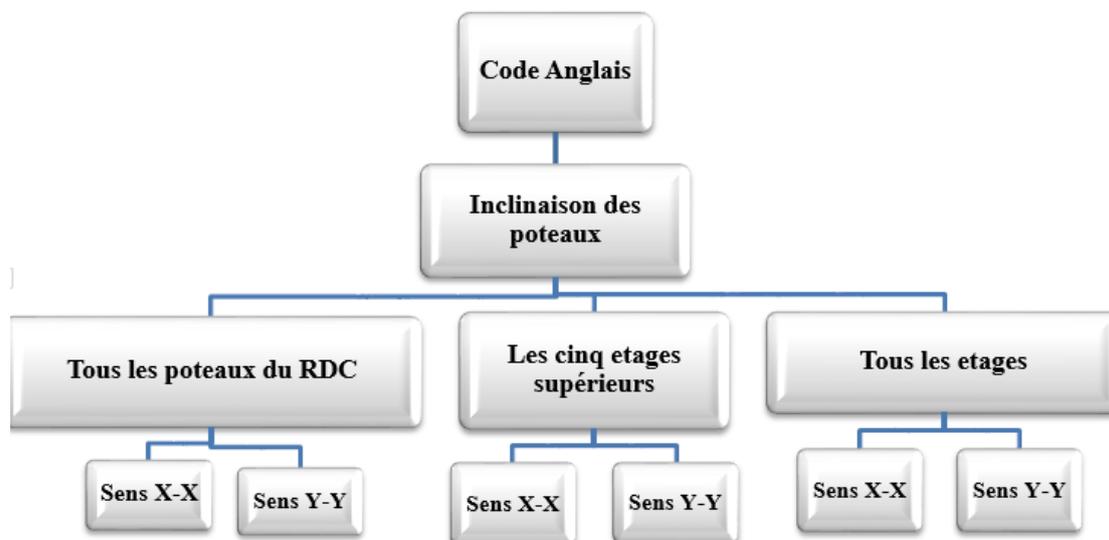


Figure VII.1. Les étapes à suivre pour la tolérance donnée par **BE2.1 [6]****Figure VII.2.** Les étapes à suivre pour la tolérance donnée par [2] **B.8.4.1.****Figure VII.3.** Les étapes à suivre pour la tolérance donnée par un code Anglais.

VII.5.1. Les tolérances données par le [6] BE 2.1

Le **DTR** c'est un document technique réglementaire, un document applicable aux marchés de travaux de bâtiment en Algérie. L'écart admissible donné par le [6] est représenté en deux cas, nous allons introduire à l'aide du logiciel **SAP2000** en utilisant la touche **MOVE** une valeur juste au-dessous de la valeur admissible pour mieux voir l'erreur.

- **Premier cas**

Inclinaison admissible de chaque poteau.

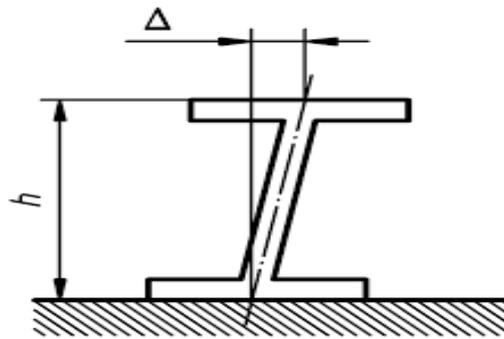


Figure VII.4. L'écart admissible.

Δ : L'écart admissible

h : la hauteur de l'étage.

- ✓ **L'écart pour le RDC**

$$\Delta = \max\left(\frac{h}{300}; 15\text{mm}\right). \quad \Delta = \max(13,6; 15\text{mm}).$$

$$\Delta = 15\text{mm}.$$

- ✓ **L'écart pour les étages courants**

$$\Delta = \max(10,2; 15\text{mm}) \quad \Delta = 15\text{mm}.$$

- **Deuxième cas**

L'écart admissible dans le cas où tous les poteaux sont inclinés de la base au dernier étage.

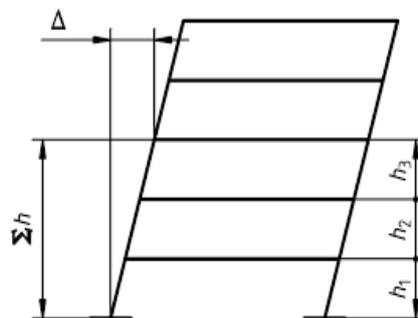


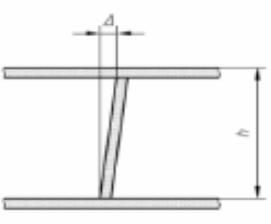
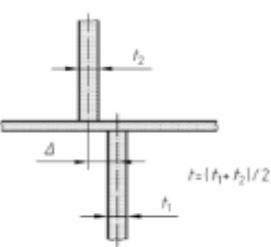
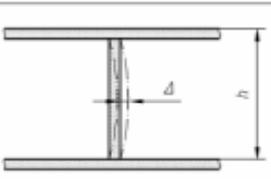
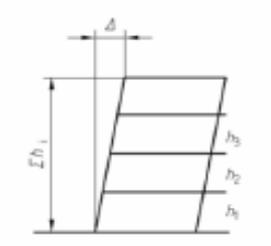
Figure VII.5. L'écart admissible de plusieurs étages inclinés.

$$\Delta = \max \left\{ \begin{array}{l} 50mm \\ \sum \frac{h}{200 n^{1/2}} \end{array} \right.$$

$$\Delta = \max(50; 47,6).$$

$$\Delta = 50mm.$$

Tableau VII.1. Les tolérances données par le [6] B E 2.1

N°	Types d'écart	Description	Écart admissible Δ
a		Inclinaison d'un poteau à tout niveau dans un bâtiment d'un ou de plusieurs étages	La plus grande des deux valeurs : $h/300$ ou 15 mm
b		Écart entre axes pour les poteaux et les murs	La plus grande des deux valeurs : $t/30$ ou 15 mm
c		Flèche d'un poteau entre deux niveaux consécutifs	La plus grande des deux valeurs : $h/300$ ou 15 mm
d		Position de l'axe d'un poteau ou d'un mur à tout niveau par rapport à la verticale de son centre au niveau bas d'une structure à plusieurs étages : n , nombre d'étages. avec : $n \geq 1$	La plus grande des deux valeurs : 50 mm ou $\sum h / (200 n^{1/2})$

VII.5.2. Les tolérances d'inclinaison admissibles dans le règlement Anglais [14]

Le code Anglais propose des tolérances concernant l'inclinaison et la verticalité des poteaux comme suite :

Pour un poteau vertical l'inclinaison ne doit pas dépasser :

- 6 mm pour un poteau en acier.
- 10 mm pour un poteau en bois.
- 12 mm pour un poteau en béton coulé sur place.
- 10 mm pour un poteau en béton préfabriqué.

COLUMN VERTICALITY

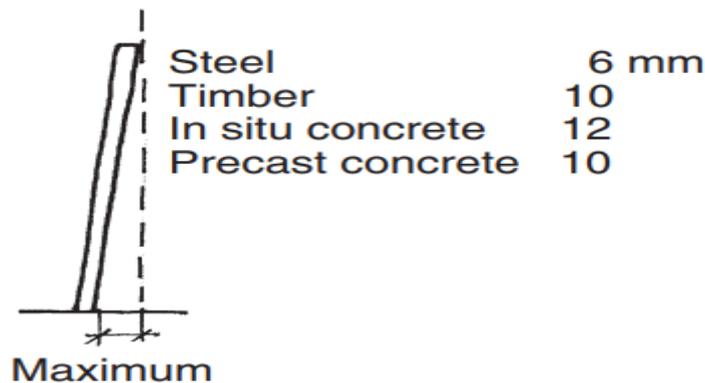


Figure VII.6. Les tolérances (Anglaises) admissibles des poteaux inclinés.

VII.5.3. Les tolérances données pas le [2].B.8.4.1.

Par ailleurs, les conditions de mise en œuvre et, en particulier, la qualité des coffrages doivent être telles que l'imperfection de rectitude des poteaux puisse être estimée au plus égale à la plus grande des deux valeurs 1 cm et $l/500$ [2].

$$\Delta = \max\left(1\text{cm}, \frac{408}{500}\text{cm}\right)$$

$$\Delta = \max(1\text{cm}, 0.816\text{cm})$$

$$\Delta = \mathbf{10\text{mm}}$$

La tolérance proposée par [2] est de 10mm pour chaque poteau.

VII.6. Application des imperfections sur notre structure

Différents règlements proposent certaines marges de tolérance des défauts et de verticalité des poteaux, afin de confirmer ces tolérances nous proposons un bâtiment avec une imperfection inférieure à la tolérance proposée, en suite on vérifie le déplacement inter étage et le ferrailage.

VII.6.1. La tolérance proposée par le [6] BE 2.1

On prend le bâtiment étudié précédemment et à l'aide du logiciel **SAP 2000** on incline les poteaux avec une valeur de 14mm au-dessous de celle proposée par le code.

VII.6.1.1. Inclinaison de tous les poteaux du RDC

- **Premier cas**

A l'aide du logiciel **SAP2000**, nous simulons des inclinaisons au niveau des poteaux du RDC avec une valeur de **14 mm** dans les deux directions (x-x et y-y).

a. Inclinaison des poteaux du RDC de 14mm Suivant x-x

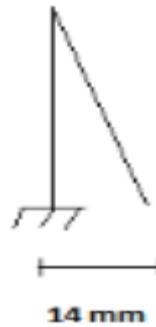


Figure VII.7. Inclinaison des poteaux de RDC avec 14mm sur x-x.

a.1. Résultats de la force sismique

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,7015 \times 1,15}{4} \times 36024,1 = 4405,58 \text{ KN.}$$

$$0,8V_x = 3524,46236 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,805 \times 1,15}{4} \times 36024,1 = 4673,56 \text{ KN.}$$

$$0,8V_y = 3738,85076 \text{ KN.}$$

$$F_x = 2961,61 \text{ KN.} \quad \frac{0,8V_x}{F_x} = 1,19005$$

$$F_y = 3056,001 \text{ KN.} \quad \frac{0,8V_y}{F_y} = 1,22344$$

Tableau VII.2. Vérification de résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,57	3524,46	2961,61	1,190
Sens y-y	4673,56	3738,85	3056,00	1,22

a.2. Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.3. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,36	4,92	21,423	19,68	2,43	1,98	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	4,74	4,42	18,984	17,69	2,6	2,22	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,09	3,86	16,38	15,47	2,68	2,36	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,41	3,27	13,692	13,1	2,78	2,5	3,06	vérifiée	vérifiée
16,32	2,72	2,64	10,917	10,59	2,68	2,42	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,04	2,04	8,233	8,17	2,6	2,4	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,39	1,43	5,625	5,74	2,34	2,2	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8	0,87	3,282	3,48	1,91	1,92	3,06	vérifiée	vérifiée

4.08	0,33	0,39	1,369	1,56	1,36	1,56	4,08	vérifiée	vérifiée
------	------	------	-------	------	------	------	------	----------	----------

a.3. Comparaison avec la structure sans défauts.

Tableau VII.4. Déplacement inter étage sans et avec défauts.

La Différence du Déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,7	2,50	2,7	2,50
en %	-	-	0%	0%

a.4. Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.5. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé	As calculé
55*55	12,17	11,83

Constatation

Malgré l'introduction d'une imperfection de 14mm sur tous les poteaux du RDC nous n'avons pas enregistré des désordres dans la structure.

Nous remarquons également que la section d'acier diminue.

a. Inclinaison de RDC de 14mm suivent y-y

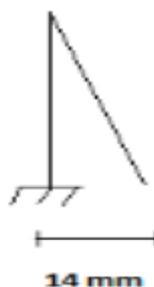


Figure VII.8. Inclinaison des poteaux de RDC avec 14mm sur y-y.

b.1. Résultats de la force sismique

Tableau VII.6. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,58	3524,46	2952,34	1,19
Sens y-y	4673,56	3738,85	3043,02	1,23

b.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.7. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,3596	4,8833	21,4384	19,5332	2,4508	1,9804	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	4,7469	4,3882	18,9876	17,5528	2,6152	2,2208	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,0931	3,833	16,3724	15,332	2,6984	2,3668	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,4185	3,2413	13,674	12,9652	2,7844	2,5052	3,06	vérifiée	vérifiée
16,32	2,7224	2,615	10,8896	10,46	2,6928	2,4192	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,0492	2,0102	8,1968	8,0408	2,6144	2,4364	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,3956	1,4011	5,5824	5,6044	2,3472	2,2564	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8088	0,837	3,2352	3,348	1,9092	1,9188	3,06	vérifiée	vérifiée
4.08	0,3315	0,3573	1,326	1,4292	1,326	1,4292	4,08	vérifiée	vérifiée

b.3 Comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.8. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	2,78	2,50
en %			0%	0%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.9. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé	As calculé
55*55	12,17	9,38

Constatation

Nous remarquons que comme suivant le sens x-x, le déplacement inter étages suivant le sens y-y reste toujours vérifié, et la section d'acier diminue.

VII.6.1.2. Inclinaison des cinq étages supérieurs

Toujours à l'aide du logiciel **SAP2000** on applique une imperfection de **14mm** pour les poteaux de chaque étage à partir du quatrième niveau dans les deux directions (x-x et y-y) respectivement.

a. Inclinaison des cinq étages de 14 mm suivant x-x

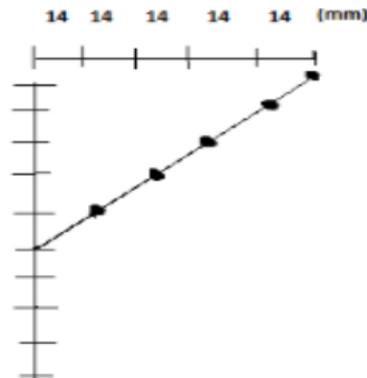


Figure VII.9. Inclinaison des poteaux des cinq étages supérieurs de 14mm sur x-x.

a.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.10. Résultats de la force sismique

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,46	3524,37	2928,37	1,20
Sens y-y	4673,44	3738,75	2945,12	1,27

a.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.11. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,6846	5,411	22,7384	21,644	2,6456	2,3836	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	5,0232	4,8151	20,0928	19,2604	2,8144	2,6248	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,3196	4,1589	17,2784	16,6356	2,8928	2,7444	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,5964	3,4728	14,3856	13,8912	2,9736	2,8612	3,06	vérifiée	vérifiée
16,32	2,853	2,7575	11,412	11,03	2,8596	2,7004	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,1381	2,0824	8,5524	8,3296	2,7408	2,7252	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,4529	1,4011	5,8116	5,6044	2,5764	2,2564	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8088	0,837	3,2352	3,348	1,9092	1,9188	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3315	0,3573	1,326	1,4292	1,326	1,4292	4,08	vérifiée	vérifiée

a.3 Comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.12. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	2,97	2,86
en %	-	-	6,83%	14,45%

a.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.13. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé	As calculé
55*55	12,17	11,86

Constations

Les déplacements inter étages restent vérifiés malgré l'inclinaison des cinq niveaux supérieur suivant le sens x-x, néanmoins on remarque qu'il y'a une augmentation de presque 15% par rapport au cas de structure sans défauts. Par contre la section d'acier est diminuée.

b. Inclinaison des cinq étages supérieurs de 14mm suivant y-y

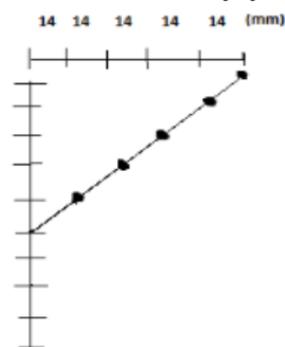


Figure VII.9. Inclinaison des poteaux des cinq étages supérieurs sur y-y.

b.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.14. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4406,5	3525,2	2846,74	1,24
Sens y-y	4674,54	3739,63	3036,55	1,23

b.2 Vérification des déplacements inter étages**Tableau VII.15.** Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,8712	4,9996	23,4848	19,9984	2,9644	2,1056	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	5,1301	4,4732	20,5204	17,8928	3,108	2,3236	3,06	non vérifiée	vérifiée
22,44	4,3531	3,8923	17,4124	15,5692	3,1288	2,4536	3,06	non vérifiée	vérifiée
19,38	3,5709	3,2789	14,2836	13,1156	3,136	2,5752	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	2,7869	2,6351	11,1476	10,5404	2,8928	2,466	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,0637	2,0186	8,2548	8,0744	2,684	2,4532	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,3927	1,4053	5,5708	5,6212	2,3612	2,2616	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8024	0,8399	3,2096	3,3596	1,8996	1,9232	3,06	vérifiée	vérifiée
4.08	0,3275	0,3591	1,31	1,4364	1,31	1,4364	4,08	vérifiée	vérifiée

b.3 Comparaison avec la structure sans défauts**Tableau VII.16.** Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	3,13	2,58
en %			12,58%	3%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55**Tableau VII.17.** Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé	As calculé
55*55	12,17	12,17

Constations

Le déplacement ne se vérifie pas sur trois niveaux et nous enregistrons une augmentation de 12,58% du déplacement inter étage par rapport à la structure sans défauts.

On remarque également que la section d'acier reste la même pour ce cas.

VII.6.1.3. Inclinaison des poteaux de tous les niveaux avec 14mm.

On incline tous les poteaux de tous les étages avec **14mm** chacun suivant les deux sens (x-x et y-y).

a. Inclinaison de tous les poteaux de 14 mm suivant x-x

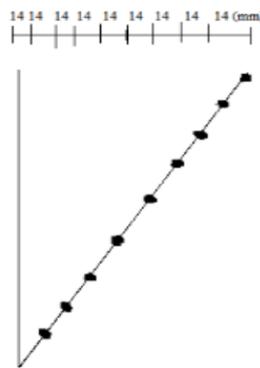


Figure VII.10. Inclinaison des poteaux de tous les niveaux avec 14mm x-x.

a.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.18. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,36	3524,29	2894,48	1,22
Sens y-y	4673,33	3738,67	2897,36	1,29

a.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.19. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,9527	5,695	23,8108	22,78	2,742	2,3772	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	5,2672	5,1007	21,0688	20,4028	2,9228	2,628	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,5365	4,4437	18,146	17,7748	3,0104	2,7652	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,7839	3,7524	15,1356	15,0096	3,1004	2,9156	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	3,0088	3,0235	12,0352	12,094	2,9896	2,8044	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,2614	2,3224	9,0456	9,2896	2,898	2,8128	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,5369	1,6192	6,1476	6,4768	2,6	2,5916	3,06	vérifiée	vérifiée

7,14	0,8869	0,9713	3,5476	3,8852	2,1128	2,188	3,06	vérifiée	vérifiée
4.08	0,3587	0,4243	1,4348	1,6972	1,4348	1,6972	4,08	vérifiée	vérifiée

a.3 Comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.20. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	3,10	2,92
en %			11,51%	16,8%

a.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.21. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé	As calculé
55*55	12,17	15,1

Constatations

L'introduction d'une imperfection sur tous le bâtiment nous a donné un désordre du déplacement inter étage au niveau d'un seul étage et une augmentation du pourcentage par rapport au cas sans défauts de presque 17% ainsi qu'une augmentation de la section d'acier.

b. Inclinaison de tous les poteaux de 14mm suivant y-y

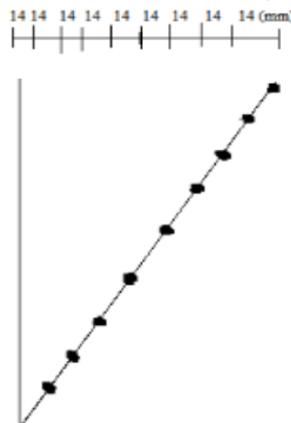


Figure VII.11. Inclinaison des poteaux de tous les niveaux avec 14mm y-y.

b.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.22. Résultat de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4408,15	3526,52	2728,13	1,29
Sens y-y	4676,29	3741,03	3043,84	1,23

b.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.23. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	7,169	5,15	28,676	20,6	3,4372	2,1392	3,06	non vérifiée	vérifiée
25,5	6,3097	4,6152	25,2388	18,4608	3,61	2,352	3,06	non vérifiée	vérifiée
22,44	5,4072	4,0272	21,6288	16,1088	3,6632	2,4804	3,06	non vérifiée	vérifiée
19,38	4,4914	3,4071	17,9656	13,6284	3,7404	2,608	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	3,5563	2,7551	14,2252	11,0204	3,5912	2,5184	3,06	non vérifiée	vérifiée
13,26	2,6585	2,1255	10,634	8,502	3,466	2,5336	3,06	non vérifiée	vérifiée
10,2	1,792	1,4921	7,168	5,9684	3,1012	2,3456	3,06	non vérifiée	vérifiée
7,14	1,0167	0,9057	4,0668	3,6228	2,5	2,0012	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3917	0,4054	1,5668	1,6216	1,5668	1,6216	4,08	vérifiée	vérifiée

b.3 Comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.24. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	3,74	2,61
en %			34,53%	4,4%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.25. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé	As calculé
55*55	12,17	10,83

Constatations

- On remarque que le déplacement inter étages n'est pas vérifié sur la majorité des étages suivant le sens x-x et que le déplacement est vérifié suivant le sens y-y.
- Une augmentation du % du déplacement inter étages de 34% par rapport à la structure sans défauts a été enregistrée.
- Une diminution de la section d'acier.

- **Deuxième cas**

Dans ce cas nous allons incliner tous le bâtiment avec une valeur de 45mm inférieure à la valeur admissible 50mm.

a. Inclinaison de tous les poteaux de la base au dernier étage de 45mm x-x

a.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.26. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,47	3524,37	2905,76	1,21
Sens y-y	4673,44	3738,76	2895,33	1,29

a.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.27. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,8823	5,6668	23,5292	22,6672	2,7104	2,372	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	5,2047	5,0738	20,8188	20,2952	2,886	2,62	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,4832	4,4188	17,9328	17,6752	2,972	2,7572	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,7402	3,7295	14,9608	14,918	3,0632	2,9068	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	2,9744	3,0028	11,8976	12,0112	2,9616	2,7968	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,234	2,3036	8,936	9,2144	2,8744	2,8052	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,5154	1,6023	6,0616	6,4092	2,5588	2,5836	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8757	0,9564	3,5028	3,8256	2,0828	2,1788	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,355	0,4117	1,42	1,6468	1,42	1,6468	4,08	vérifiée	vérifiée

a.3 Comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.28. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	3,06	2,95
en %			10,07%	18%

a.4 Ferrailage du poteau 55*55**Tableau VII.29.** Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé	As calculé
55*55	12,17	15,79

Constations

- Dans ce cas nous avons un seul étage ou le déplacement ne vérifie pas.
- Une augmentation du % du déplacement inter étages de 18% par rapport à la structure sans défauts a été enregistrée.
- Une augmentation dans la section d'acier.

b. Inclinaison de tous les poteaux de ma base au dernier étage de 14mm y-y**b.1 Résultats de la force sismique****Tableau VII.30.** Résultats de la force sismique

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4406,47	3525,18	2722,72	1,29
Sens y-y	4674,52	3739,61	3027,98	1,24

d.2 Vérification des déplacements inter étages**Tableau VII.31.** Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	7,1721	5,1717	28,6884	20,6868	3,4448	2,1476	3,06	non vérifiée	vérifiée
25,5	6,3109	4,6348	25,2436	18,5392	3,6164	2,3716	3,06	non vérifiée	vérifiée
22,44	5,4068	4,0419	21,6272	16,1676	3,6688	2,504	3,06	non vérifiée	vérifiée
19,38	4,4896	3,4159	17,9584	13,6636	3,7452	2,634	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	3,5533	2,7574	14,2132	11,0296	3,594	2,5376	3,06	non vérifiée	vérifiée

13,26	2,6548	2,123	10,6192	8,492	3,4664	2,5512	3,06	non vérifiée	vérifiée
10,2	1,7882	1,4852	7,1528	5,9408	3,1004	2,3556	3,06	non vérifiée	vérifiée
7,14	1,0131	0,8963	4,0524	3,5852	2,4964	2,0044	3,06	vérifiée	vérifiée
4.08	0,389	0,3952	1,556	1,5808	1,556	1,5808	4,08	vérifiée	vérifiée

b.3 Comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.32. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	3,75	2,634
en %			35,89%	5,36%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.33. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé	As calculé
55*55	12,17	10.09

Constatations

- Le déplacement n'est pas vérifié sur la majorité des niveaux.
- Une augmentation du % du déplacement inter étages de 35% par rapport à la structure sans défauts a été enregistrée.
- On remarque également que la section d'acier diminue.

VII.6.2. la tolérance proposée par [2]

Selon [2] la tolérance est prise égale à la plus grande valeur de **(1 cm et, l/500)**.

$$\Delta = \max(1; 0.816) = 1 \text{ cm.}$$

Pour le calcul qui suit nous allons incliner les poteaux d'une valeur de 9mm inférieure à la valeur admissible.

VII.6.2.1 Inclinaison de tous les poteaux du RDC

Nous allons simuler des inclinaisons de 9mm pour tous les poteaux du RDC suivant (x-x et y-y)

a. Inclinaison des poteaux du RDC de 9mm suivant x-x



Figure VII.12. Inclinaison de tous les poteaux du RDC de 9mm sur x-x.

a.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.34. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,58	3524,46	2963,38	1,19
Sens y-y	4673,56	3738,85	3055,75	1,22

a.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.35. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,334	4,9041	21,336	19,6164	2,4344	1,978	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	4,7254	4,4096	18,9016	17,6384	2,598	2,218	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,0759	3,8551	16,3036	15,4204	2,682	2,3636	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,4054	3,2642	13,6216	13,0568	2,7672	2,5012	3,06	vérifiée	vérifiée
16,32	2,7136	2,6389	10,8544	10,5556	2,6768	2,4152	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,0444	2,0351	8,1776	8,1404	2,5988	2,432	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,3947	1,4271	5,5788	5,7084	2,3328	2,2508	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8115	0,8644	3,246	3,4576	1,9008	1,9172	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3363	0,3851	1,3452	1,5404	1,3452	1,5404	4,08	vérifiée	vérifiée

a.3 Comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.36. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	2,77	2,50
en %			0%	0%

a.4 Ferrailage du poteau 55*55

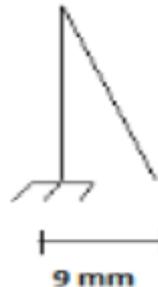
Tableau : VII.37. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	11,26

Constataion

Malgré l'inclinaison appliquée sur tous les poteaux du RDC le déplacement inter étage reste le même pour tous les niveaux.

Par ailleurs, nous avons enregistré une diminution de la section d'acier.

b. Inclinaison des poteaux du RDC de 9mm suivant y-y**Figure VII.13.** Inclinaison de tous les poteaux du RDC de 9mm sur y-y.**b.1 Résultats de la force sismique****Tableau : VII.38.** Résultats de la force sismique

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,59	3524,47	2961,63	1,19
Sens y-y	4673,57	3738,86	3056,25	1,22

b.2 Vérification des déplacements inter étages**Tableau VII.39.** Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,36	4,9138	21,44	19,6552	2,4424	1,9824	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	4,7494	4,4182	18,9976	17,6728	2,6068	2,2216	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,0977	3,8628	16,3908	15,4512	2,6908	2,3676	3,06	vérifiée	vérifiée

19,38	3,425	3,2709	13,7	13,0836	2,7768	2,5052	3,06	vérifiée	vérifiée
16,32	2,7308	2,6446	10,9232	10,5784	2,6868	2,4192	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,0591	2,0398	8,2364	8,1592	2,61	2,4352	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,4066	1,431	5,6264	5,724	2,3444	2,2528	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8205	0,8678	3,282	3,4712	1,9136	1,9168	3,06	vérifiée	vérifiée
4.08	0,3421	0,3886	1,3684	1,5544	1,3684	1,5544	4,08	vérifiée	vérifiée

b.3 Comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.40. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	2,78	2,50
en %			0%	0%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.40. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	11,82

Constatations

On remarque que malgré l'inclinaison de tous les poteaux du RDC les déplacements inter étages sont vérifiés et la section d'acier diminue.

VII.6.2.2. Inclinaison des cinq derniers niveaux

Nous introduisons une imperfection de 9mm sur tous les poteaux des cinq derniers niveaux.

a. Inclinaison des cinq derniers niveaux de 9mm suivant x-x

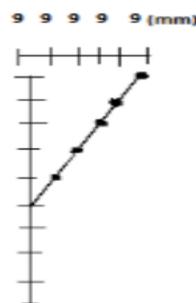


Figure VII.14. Inclinaison de tous les poteaux des cinq derniers étages sur x-x.

a.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.41. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4406,48	3524,38	2938,97	1,2
Sens y-y	4673,46	3738,76	2964,78	1,26

a.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.42. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,619	5,2945	22,476	21,178	2,618	2,3664	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	4,9645	4,7029	19,858	18,8116	2,784	2,5996	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,2685	4,053	17,074	16,212	2,8604	2,7036	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,5534	3,3771	14,2136	13,5084	2,9344	2,7892	3,06	vérifiée	vérifiée
16,32	2,8198	2,6798	11,2792	10,7192	2,8048	2,5772	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,1186	2,0355	8,4744	8,142	2,7084	2,4988	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,4415	1,4108	5,766	5,6432	2,426	2,2796	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,835	0,8409	3,34	3,3636	1,9716	1,9284	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3421	0,3588	1,3684	1,4352	1,3684	1,4352	4,08	vérifiée	vérifiée

b.3 La comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.43. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	2,934	2,79
en %			5,53%	11,6%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55**Tableau VII.44.** Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	11,74

b. Inclinaison des cinq derniers niveaux de 9mm suivant y-y**b.1 Résultats de la force sismique****Tableau VII.45.** Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V _{st} (KN)	0,8V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4406,17	3524,93	2846,93	1,24
Sens y-y	4674,19	3739,35	3035,49	1,23

b.2 Vérification des déplacements inter étages**Tableau VII.46.** Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,9469	5,0206	23,7876	20,0824	3,0612	2,102	3,06	non vérifiée	vérifiée
25,5	5,1816	4,4951	20,7264	17,9804	3,1952	2,3236	3,06	non vérifiée	vérifiée
22,44	4,3828	3,9142	17,5312	15,6568	3,1984	2,4544	3,06	non vérifiée	vérifiée
19,38	3,5832	3,3006	14,3328	13,2024	3,1828	2,5804	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	2,7875	2,6555	11,15	10,622	2,918	2,4748	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,058	2,0368	8,232	8,1472	2,6876	2,4736	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,3861	1,4184	5,5444	5,6736	2,3516	2,2864	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,7982	0,8468	3,1928	3,3872	1,8892	1,9416	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3259	0,3614	1,3036	1,4456	1,3036	1,4456	4,08	vérifiée	vérifiée

b.3 La comparaison avec la structure sans défauts**Tableau VII.47.** Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

	Structure sans défauts	Structure avec défauts
--	------------------------	------------------------

La Différence du déplacement	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
Déplacement	2,78	2,50	3,195	2,58
en %			14,9%	3,02%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.48. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	12.07

Constatations

- On remarque que l'introduction d'une imperfection pour les cinq derniers niveaux de la structure a provoqué un désordre dans les déplacements inter étages.
- Une augmentation d'environ 15 % du déplacement inter étages par rapport au cas sans défauts.
- Une diminution de la section d'acier.

VII.6.3 Inclinaison de tous les poteaux du bâtiment

On incline tous les poteaux de tous les niveaux avec 9 mm suivant les deux directions (x-x et y-y).

a. Inclinaison de tous les poteaux de 9mm suivant x-x



Figure VII.15. Inclinaison des poteaux de tous les étages de 9mm sur x-x.

a.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.49. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
--------------------------------------	------------------	---------------------	-------------------	-----------------------------

Sens x-x	4405,42	3524,33	2904,18	1,21
Sens y-y	4673,39	3738,71	2897,03	1,29

a.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.50. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,8987	5,6828	23,5948	22,7312	2,7144	2,3744	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	5,2201	5,0892	20,8804	20,3568	2,892	2,6232	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,4971	4,4334	17,9884	17,7336	2,9784	2,76	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,7525	3,7434	15,01	14,9736	3,0684	2,91	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	2,9854	3,0159	11,9416	12,0636	2,9616	2,7996	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,245	2,316	8,98	9,264	2,8728	2,8084	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,5268	1,6139	6,1072	6,4556	2,5796	2,5876	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8819	0,967	3,5276	3,868	2,098	2,1844	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3574	0,4209	1,4296	1,6836	1,4296	1,6836	4,08	vérifiée	vérifiée

a.3 La comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.51. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	3,07	2,91
en %			10,43%	16,4%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.52. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	15,47

Constatations

- L'introduction des imperfections sur tous les poteaux de tous les niveaux engendre des désordres dans les déplacements inter étages.
- La section d'acier augmente par rapport à la section sans défauts.

b. Inclinaison de tous les poteaux de 9mm suivent y-y



Figure VII.16. Inclinaison des poteaux de tous les étages de 9mm sur y-y.

b.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.53. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4407,21	3525,77	2727,05	1,29
Sens y-y	4675,29	3740,24	3036,61	1,23

b.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.54. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	7,1673	5,1627	28,6692	20,6508	3,4392	2,142	3,06	non vérifiée	vérifiée
25,5	6,3075	4,6272	25,23	18,5088	3,6112	2,3608	3,06	non vérifiée	vérifiée
22,44	5,4047	4,037	21,6188	16,148	3,6636	2,4912	3,06	non vérifiée	vérifiée
19,38	4,4888	3,4142	17,9552	13,6568	3,7408	2,62	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	3,5536	2,7592	14,2144	11,0368	3,5904	2,526	3,06	non vérifiée	vérifiée
13,26	2,656	2,1277	10,624	8,5108	3,4636	2,5404	3,06	non vérifiée	vérifiée
10,2	1,7901	1,4926	7,1604	5,9704	3,0988	2,3496	3,06	non vérifiée	vérifiée
7,14	1,0154	0,9052	4,0616	3,6208	2,4972	2,0024	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3911	0,4046	1,5644	1,6184	1,5644	1,6184	4,08	vérifiée	vérifiée

b.3 La comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.55. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

	Structure sans défauts	Structure avec défauts
--	------------------------	------------------------

La Différence du déplacement	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	3,741	2,62
en %			34,56%	4,8%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.56. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	10.49

Constatations

L'application d'une imperfection sur tous les poteaux de tous les étages engendre un désordre dans les déplacements inter étages enregistrant une augmentation de 34% par rapport au cas sans défauts.

La section d'acier se diminue par rapport au cas de la structure sans défauts.

VI.6.3. la tolérance proposée par [4]

La tolérance proposée par le règlement Anglais est de 12mm, nous allons choisir dans ce qui suit une valeur de 10 mm inférieure à 12mm.

VI.6.3.1 Tous les poteaux du RDC

A l'aide du logiciel **SAP2000** nous introduisons la valeur d'inclinaison de tous les poteaux du RDC de 10mm inférieur à 12mm.

a. Inclinaison de tous Les poteaux du RDC de 10mm suivant x-x



Figure VII.17. Inclinaison des poteaux du RDC de 10mm sur x-x.

a.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.57. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,58	3524,46	2963,35	1,19
Sens y-y	4673,56	3738,85	3055,72	1,22

a.2 Vérification des déplacements inter étages**Tableau VII.58** Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,3341	4,9044	21,3364	19,6176	2,434	1,9784	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	4,7256	4,4098	18,9024	17,6392	2,5984	2,218	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,076	3,8553	16,304	15,4212	2,6816	2,3636	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,4056	3,2644	13,6224	13,0576	2,7672	2,5012	3,06	vérifiée	vérifiée
16,32	2,7138	2,6391	10,8552	10,5564	2,6768	2,4152	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,0446	2,0353	8,1784	8,1412	2,5992	2,4324	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,3948	1,4272	5,5792	5,7088	2,3328	2,2508	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8116	0,8645	3,2464	3,458	1,9008	1,9172	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3364	0,3852	1,3456	1,5408	1,3456	1,5408	4,08	vérifiée	vérifiée

a.3 La comparaison avec la structure sans défauts**Tableau VII.59.** Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	2,77	2,5
en %			0%	0%

a.4 Ferrailage du poteau 55*55**Tableau VII.60.** Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)

55*55	12,17	11,87
-------	-------	-------

a. Inclinaison de tous Les poteaux du RDC de 10mm suivant y-y



Figure VII.18. Inclinaison des poteaux du RDC de 10mm sur y-y.

b.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.61. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,59	3524,47	2961,62	1,19
Sens y-y	4673,57	3738,86	3056,23	1,22

b.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.62. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,3604	4,9135	21,4416	19,654	2,4424	1,982	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	4,7498	4,418	18,9992	17,672	2,6068	2,222	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,0981	3,8625	16,3924	15,45	2,6912	2,3676	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,4253	3,2706	13,7012	13,0824	2,7772	2,5052	3,06	vérifiée	vérifiée
16,32	2,731	2,6443	10,924	10,5772	2,6868	2,4188	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,0593	2,0396	8,2372	8,1584	2,61	2,4352	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,4068	1,4308	5,6272	5,7232	2,3444	2,2528	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8207	0,8676	3,2828	3,4704	1,914	1,9164	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3422	0,3885	1,3688	1,554	1,3688	1,554	4,08	vérifiée	vérifiée

b.3 La comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.63. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y

En (cm)	2,78	2,50	2,78	2,5
en %			0%	0%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.64. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	11,81

Constatations

- Les déplacements inter étages restent vérifiés malgré l'application d'une inclinaison.
- La section d'acier a été diminuée par rapport à la section sans défauts.

VII.6.3.2. Inclinaison des cinq derniers niveaux

A l'aide du logiciel de calcul on applique une inclinaison sur les poteaux des cinq derniers étages de 10mm, suivant les deux directions x-x et y-y.

a. Inclinaison des cinq derniers niveaux de 10mm suivant x-x

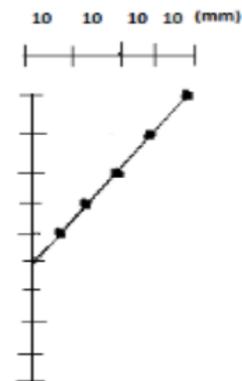


Figure VII.19. Inclinaison des poteaux des cinq derniers étages de 10mm sur x-x

a.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.65. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,47	3524,37	2938,53	1,2

Sens y-y	4673,44	3738,76	2964,6	1,26

a.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.66. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,6217	5,2968	22,4868	21,1872	2,62	2,3672	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	4,9667	4,705	19,8668	18,82	2,7864	2,6008	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,2701	4,0548	17,0804	16,2192	2,862	2,7048	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,5546	3,3786	14,2184	13,5144	2,9364	2,7904	3,06	vérifiée	vérifiée
16,32	2,8205	2,681	11,282	10,724	2,806	2,5784	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,119	2,0364	8,476	8,1456	2,7088	2,5	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,4418	1,4114	5,7672	5,6456	2,4264	2,2804	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8352	0,8413	3,3408	3,3652	1,972	1,9296	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3422	0,3589	1,3688	1,4356	1,3688	1,4356	4,08	vérifiée	vérifiée

a.3 La comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.67. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	2,95	2,79
en %			6,11%	11,6%

a.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.68. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	11,73

b. Inclinaison des cinq derniers niveaux de 10mm suivant y-y

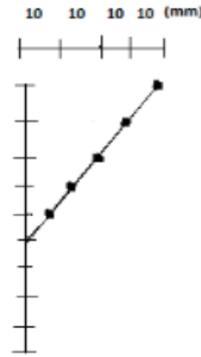


Figure VII.20. Inclinaison des poteaux des cinq derniers étages de 10mm sur y-y.

b.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.69. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4406,23	3524,99	2846,89	1,24
Sens y-y	4674,26	3739,40	3035,70	1,23

b.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.70. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,9491	5,0199	23,7964	20,0796	3,062	2,1016	3,06	non vérifiée	vérifiée
25,5	5,1836	4,4945	20,7344	17,978	3,1964	2,3224	3,06	non vérifiée	vérifiée
22,44	4,3845	3,9139	17,538	15,6556	3,1988	2,4536	3,06	non vérifiée	vérifiée
19,38	3,5848	3,3005	14,3392	13,202	3,1844	2,58	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	2,7887	2,6555	11,1548	10,622	2,9188	2,4744	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,059	2,0369	8,236	8,1476	2,6888	2,4736	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,3868	1,4185	5,5472	5,674	2,3528	2,2864	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,7986	0,8469	3,1944	3,3876	1,89	1,942	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3261	0,3614	1,3044	1,4456	1,3044	1,4456	4,08	vérifiée	vérifiée

a.3 La comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.71 déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	3,199	2,58
en %			15,07%	2,8%

a.4 Ferrailage du poteau 55*55**Tableau VII.72.** Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	12,09

Constatations

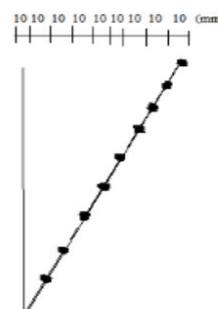
- L'application d'une imperfection sur les cinq niveaux supérieurs de notre bâtiment a causé des désordres dans les déplacements inter étages.
- La section d'acier diminue par rapport celle sans défauts.

VII.6.3. Inclinaison de tous les poteaux du bâtiment

Nous inclinons tous les poteaux du bâtiment avec 10mm dans les deux directions (x-x y-y).

a. Inclinaison de tous les poteaux de 10mm suivant x-x

On incline tous les poteaux de tous les étages avec 10mm.

**Figure VII.21.** Inclinaison des poteaux de tous les niveaux de 10mm sur x-x.**a.1 Résultats de la force sismique****Tableau VII.73.** Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4405,40	3524,32	2902,49	1,21

Sens y-y	4673,38	3738,70	2896,91	1,29
-----------------	---------	---------	---------	------

a.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.74. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	5,9081	5,6856	23,6324	22,7424	2,7192	2,3752	3,06	vérifiée	vérifiée
25,5	5,2283	5,0918	20,9132	20,3672	2,8976	2,6248	3,06	vérifiée	vérifiée
22,44	4,5039	4,4356	18,0156	17,7424	2,9848	2,7616	3,06	vérifiée	vérifiée
19,38	3,7577	3,7452	15,0308	14,9808	3,074	2,9116	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	2,9892	3,0173	11,9568	12,0692	2,9668	2,8012	3,06	vérifiée	vérifiée
13,26	2,2475	2,317	8,99	9,268	2,8768	2,8092	3,06	vérifiée	vérifiée
10,2	1,5283	1,6147	6,1132	6,4588	2,5828	2,5892	3,06	vérifiée	vérifiée
7,14	0,8826	0,9674	3,5304	3,8696	2,1	2,1852	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3576	0,4211	1,4304	1,6844	1,4304	1,6844	4,08	vérifiée	vérifiée

a.3 Comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.74. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

La Différence du déplacement	Structure sans défauts		Structure avec défauts	
	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	3,074	2,912
en %			10,57%	16,48%

a.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.75. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	15,38

Constatations

- le déplacement inter étages n'est pas vérifié sur un seul étage.
- Une augmentation de 16% du déplacement inter étages par rapport à celui sans défauts.
- Une augmentation de la section d'acier par rapport à celle sans défauts.

b. Inclinaison de tous les poteaux de 10mm suivant y-y

Inclinaison des poteaux de 10mm chacun.

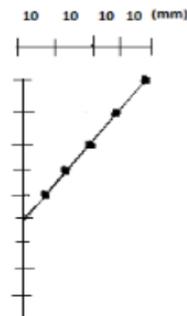


Figure VII.22. Inclinaison des poteaux de tous les niveaux de 10mm sur y-y.

b.1 Résultats de la force sismique

Tableau VII.76. Résultats de la force sismique.

Résultat de la force sismique	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$
Sens x-x	4407,4	3525,92	2727,11	1,29
Sens y-y	4675,49	3740,39	3038,11	1,23

b.2 Vérification des déplacements inter étages

Tableau VII.77. Vérification des déplacements inter étages.

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification x	Vérification y
28,56	7,1684	5,1603	28,6736	20,6412	3,4392	2,1416	3,06	non vérifiée	vérifiée
25,5	6,3086	4,6249	25,2344	18,4996	3,6112	2,3592	3,06	non vérifiée	vérifiée
22,44	5,4058	4,0351	21,6232	16,1404	3,664	2,4888	3,06	non vérifiée	vérifiée
19,38	4,4898	3,4129	17,9592	13,6516	3,7412	2,6176	3,06	non vérifiée	vérifiée
16,32	3,5545	2,7585	14,218	11,034	3,5908	2,5248	3,06	non vérifiée	vérifiée
13,26	2,6568	2,1273	10,6272	8,5092	3,4644	2,5392	3,06	non vérifiée	vérifiée
10,2	1,7907	1,4925	7,1628	5,97	3,0996	2,3488	3,06	non vérifiée	vérifiée
7,14	1,0158	0,9053	4,0632	3,6212	2,498	2,0024	3,06	vérifiée	vérifiée
4,08	0,3913	0,4047	1,5652	1,6188	1,5652	1,6188	4,08	vérifiée	vérifiée

b.3 Comparaison avec la structure sans défauts

Tableau VII.78. Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

	Structure sans défauts	Structure avec défauts
--	------------------------	------------------------

La Différence du déplacement	Δ_k^x	Δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y
En (cm)	2,78	2,50	3,741	2,618
en %			34,56%	4,72%

b.4 Ferrailage du poteau 55*55

Tableau VII.79. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

La section	Ferrailage sans défauts	Ferrailage avec défauts
	As calculé (cm ²)	As calculé (cm ²)
55*55	12,17	10,56

Constatations

- Nous remarquons que le déplacement inter étages n'est pas vérifié sur la majorité des étages.
- La section d'acier diminue par rapport celle sans défauts.
- Une augmentation du % du déplacement inter étages par rapport à celle sans défauts.

VII.7. Interprétation des résultats

Les résultats obtenus pour la tolérance donnée par le DTR BE.2.1.

Les tolérances	Structure avec des défauts de la verticalité				Structure sans des défauts de la verticalité		Comparaison
	Les cas	Le sens	Le déplacement (max) (cm)	Le ferrailage (cm ²)	Le déplacement (cm)	Le ferrailage (cm ²)	
DTR BE.2.1 Imperfection De 14mm	Inclinaison des poteaux du RDC	x-x	2,7	11,83	2,7	12,17	Le ferrailage Le déplacement
		y-y	2,7	9,38	2,7	12,17	Le ferrailage Le déplacement
	Inclinaison des cinq étages supérieurs	x-x	2,86	11,86	2,5	12,17	Le ferrailage Le déplacement
		y-y	3,13	12,17	2,5	12,17	Le ferrailage Le déplacement
	Inclinaison de tous les poteaux	x-x	2,92	15,1	2,5	12,17	Le ferrailage Le déplacement
		y-y	3,74	10,83	2,7	12,17	Le ferrailage Le déplacement

Les résultats obtenus pour la tolérance donnée par le BAEL B 8.4.1.

Les tolérances	Structure avec des défauts de la verticalité				Structure sans des défauts de la verticalité		Comparaison
	Les cas	Le sens	Le déplacement (max) (cm)	Le ferrailage (cm ²)	Le déplacement (cm)	Le ferrailage (cm ²)	
BAEL Imperfection De 9mm	Inclinaison des poteaux du RDC	x-x	2,7	11,26	2,7	12,17	Le ferrailage ↘ Le déplacement =
		y-y	2,7	11,82	2,7	12,17	Le ferrailage ↘ Le déplacement =
	Inclinaison des cinq étages supérieurs	x-x	2,79	11,74	2,5	12,17	Le ferrailage ↘ Le déplacement ↗
		y-y	3,2	12,07	2,7	12,17	Le ferrailage ↘ Le déplacement ↗
	Inclinaison de tous les poteaux	x-x	2,91	15,47	2,5	12,17	Le ferrailage ↗ Le déplacement ↗
		y-y	3,74	10,49	2,7	12,17	Le ferrailage ↘ Le déplacement ↗

Les résultats obtenus pour la tolérance donnée par le code Anglais.

Les tolérances	Structure avec des défauts de la verticalité				Structure sans des défauts de la verticalité		Comparaison
	Les cas	Le sens	Le déplacement (max) (cm)	Le ferrailage (cm ²)	Le déplacement (cm)	Le ferrailage (cm ²)	
Code Anglais Imperfection de 10 mm	Inclinaison des poteaux du RDC	x-x	2,7	11,87	2,7	12,17	Le ferrailage ↘ Le déplacement =
		y-y	2,7	11,81	2,7	12,17	Le ferrailage ↘ Le déplacement =
	Inclinaison des cinq étages supérieurs	x-x	2,79	11,73	2,5	12,17	Le ferrailage ↘ Le déplacement ↗
		y-y	3,2	12,09	2,7	12,17	Le ferrailage ↘ Le déplacement ↗
	Inclinaison de tous les poteaux	x-x	2,9	15,38	2,5	12,17	Le ferrailage ↗ Le déplacement ↗
		y-y	3,74	10,56	2,7	12,17	Le ferrailage ↘ Le déplacement ↗

Après avoir vérifié les déplacements latéraux inter étages et le ferrailage pour tous les cas proposés, nous avons constaté que le déplacement inter étages augmente pour la majorité des cas étudiés, et le ferrailage augmente pour certains cas et diminue pour d'autres.

Conclusion

L'augmentation du déplacement inter étages engendre un surplus d'efforts qui provoque une perte de rigidité et par conséquent une diminution dans la section d'acier.

La variation de la section d'acier des poteaux de la structure avec défauts est reliée à plusieurs paramètres à savoir la charge permanente (G), la charge d'exploitation (Q), la force sismique (E), les irrégularités géométriques de la structure ainsi que les inclinaisons appliquées sur les poteaux, qui génèrent des forces dans toutes les directions provoquant des déformations aléatoires.

Comme nous sommes dans l'incapacité de déterminer le surplus d'efforts issus de l'inclinaison des poteaux, il est plus prudent d'augmenter la section d'acier.

Conclusion générale

Après avoir reçu des connaissances théoriques durant notre parcours universitaire, aujourd'hui est venue l'occasion pour mettre en pratique toutes les connaissances acquises à travers notre projet de fin d'études. Pour bien mener notre travail nous nous fions aux documents techniques et réglementaires.

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire mais importante, son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique du projet.

La modélisation de notre structure était l'étape la plus difficile dans ce projet car notre structure est en forme de L qui est irrégulière en plan ce qui nous a causé des problèmes lors de la disposition des voiles.

- Le règlement **RPA99/2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.

Pour satisfaire la rigidité latérale, on vérifie le déplacement inter-étage.

Le ferrailage des voiles a été calculé par la méthode du code Américain **ACI-318-02**. La méthode du code Américain **ACI-318-02** est une méthode bien détaillée pour le calcul des voiles, elle considère le voile et les poteaux comme un seul élément sollicité en flexion composée et en effort tranchant.

Pour la fondation du bâtiment, la solution radier général, s'est imposée dans notre cas car c'est la solution adéquate pour répondre aux critères de résistance et de rigidité imposée par les règlements en vigueur.

- Pour notre recherche sur la verticalité des poteaux

L'inclinaison des poteaux engendre des désordres dans la structure.

Une augmentation dans les déplacements inter étages qui varie de 3 à 35 % selon l'inclinaison appliquée.

Une section d'acier qui tantôt augmente et tantôt diminue pour la structure avec des défauts revient au fait que la stabilité de notre structure est liée à plusieurs paramètres.

L'étude de deux structures, une sans des défauts d'alignement des poteaux et l'autre avec des défauts d'alignement des poteaux, nous a conduit à dire que la réalisation d'une structure passe par plusieurs étapes et chaque étape doit être maîtrisée de l'étude par des logiciels de calcul à l'exécution sur le terrain.

- La formulation de béton

La formulation a été réalisée au laboratoire (**LCTP**) nous a permis de bien mettre en pratique les connaissances théoriques et de connaître le rôle du laboratoire, du moment qu'il assure la bonne composition et conformité du béton. L'utilisation de la méthode de FAURY nous a permis de confectionner un béton de 36 MPa.

Enfin, un bon ingénieur c'est celui qui se charge de la réalisation d'un projet du début jusqu'à la fin et qui sache trouver des solutions en cas de problèmes.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail ...

*A mes chers **parents** qui m'ont apporté un soutien quotidien et indéfectible.*

Qu'ils trouvent dans ce travail le témoignage de ma gratitude.

*A mes frères **Yacine** et **Amine** qui sont ma source de force ainsi qu'à mes belles sœurs **Kahina** et **Romaïssa**.*

*Je mentionne spécialement ma petite **LOU-LOU** mon rayon de soleil qui me donne toujours le sourire.*

*A toute la famille **HAMMAD**.*

*A toute la famille **AMRANI**.*

*A mes **tantes** et à mes **oncles**.*

*A mes **cousins** et à mes **cousines**.*

*A mon binôme **Khadija** et à toute sa famille.*

A tous mes amis qui m'ont soutenue de près ou de loin.

HAMMAD ASSIA.

Dedicaces

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu durant toutes mes

années d'études, jusqu'à atteindre ce stade de formation.

*Atout ma famille **Tradi** en particulier mes sœurs et frères .*

A mon binome Assia et sa famille hammad

A tous mes amis du department

A toute personne qui m'ont soutenu dans le domain educatif

Tradi khadidja.

Introduction générale

Depuis l'antiquité l'une des préoccupations de l'homme c'est construire, dont le but est de concevoir des ouvrages d'art tels les bâtiments les ponts les barrages les viaducs les tunnels... au bénéfice de la collectivité.

La construction est liée intimement à la qualité et à la disponibilité des matériaux, qui procurent aux ouvrages une résistance optimale.

Le génie civil est une discipline du bâtiment qui s'occupe de la construction des ouvrages de la conception à la réalisation. Un bâtiment est un ouvrage composé de plusieurs corps (fondations, dalles, structures, murs ...) couvrant des espaces habitables comme (villas, immeubles, maisons...), industriel (usines, entrepôts...) ou commercial (locaux, magasins ...).

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction.

En effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner la construction traditionnelle au profit des bâtiments multiétages. Ce qui permettait de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitation sur un plus petit espace.

Le domaine de génie civil comporte plusieurs spécialités. Parmi ces spécialités, on trouve la topographie. Le géomètre-topographe est le premier intervenant sur le terrain lors de l'implantation de l'assise du projet il est généralement chargé de s'assurer que tous les éléments structuraux verticaux sont à l'aplomb et à niveau. La bonne maîtrise des techniques d'implantation implique un bon démarrage de la réalisation du projet de construction. Mais hélas, la négligence de cette étape engendre des problèmes importants sur le terrain, donc des erreurs d'exécutions.

Dans le présent mémoire, nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans les cours de béton, DDS, RDM...

Par la suite, nous allons proposer une structure avec des défauts de la verticalité des poteaux et nous allons voir l'impact de ces imperfections sur la résistance de la structure

L'ouvrage en question est un bâtiment à usage d'habitation composé d'un RDC plus huit étages plus un sous-sol, plus un sous-sol implanté à wilaya de Blida.

Une étude comparative du bâtiment sans et avec des défauts de la verticalité des poteaux de structure sera faite.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail suivant

- Le premier chapitre, consacré aux généralités ou on va citer tous les caractéristiques et les éléments de l'ouvrage et formulation du béton.
- Le deuxième chapitre, pour le pré-dimensionnement.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude sismique.
- Le cinquième chapitre, pour ferrailage des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre, pour une étude de fondation.
- Le dernier chapitre consacré à l'étude comparative des poteaux présentant des défauts de verticalité et des poteaux sans défauts.

Une formulation de béton a été réalisée dans le laboratoire central des travaux publics (LCTP) dans le but de trouver un dosage adéquat à la résistance souhaitée.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (**BAEL91**, **RPA99/2003**, et les différents **DTR**).

Liste des figures

A)

Figure I.1 : Carte de la commune de « CHIFFA » classée sous zone III.

Figure. I.2 : L'enrobage des aciers.

Figure. I.3 : diagramme contraintes – déformation des aciers.

Figure. I.4 : Diagramme contraintes –déformations du béton à l'ELU.

Figure. I.5 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS.

Figure. I.6 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

B)

Figure. I.1 : Le dosage en ciment.

Figure. I.2 : Le dosage en eau.

Figure. I.3 : Le sable.

Figure. I.4 : Courbe du pourcentage des tamis en fonction des ouvertures des tamis

Figure. I.5 : Détermination graphique des proportions volumiques du sable et du gravier.

Figure. I.6 : Des échantillons de granulats.

Figure. I.7 : éprouvettes cylindriques.

Figure. I.8 : la presse.

Figure II.1 : coupe du plancher corps creux.

Figure II.2 : coupe du plancher dalle pleine.

Figure II.3 : dimension de l'acrotère.

Figure II.4: vue d'un poteau.

Figure II.5 : le poids revenant au poteau le plus sollicité.

Figure II.6 : Coupe de voile en plan.

Figure III.1 : Acrotère.

Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.

Figure III.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.

Figure III.6 : Coupe de ferrailage de l'acrotère.

Figure III.7 : Coupe verticale du corps creux.

Figure III .8 : Les types des poutrelles.

Figure III.9 : section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh).

Figure III.10 : Ferrailage de la dalle de compression.

Figure III.11 : Panneau de dalle.

Figure III.12 : le moment en travée et sur appui du panneau le plus sollicité.

Figure III.13 : Ascenseur

Figure III.14 : . Surface d'impact.

Figure III.15 : Dalle machine.

Figure III.16 : Section de calcul en travée (x-x).

Figure III.17 : escalier balancé.

Figure III.18 : type d'escalier.

Figure III.19 : Vue en plan d'escalier.

Figure III.20 : Chargement d'escalier.

Figure III.21 : Ferrailage d'escalier.

Figure III .22 : section de la dalle du balcon.

Figure III.23 : section de la dalle a l'ELU.

Figure III.24 : section 1-1 de la dalle a l'ELS.

Figure IV.1 : Carte de zonage sismique du territoire national (RPA99/2003).

Figure IV.2 : Le spectre de réponse.

Figure IV.3 : Les étapes du calcul sismique.

Figure IV.4 : Modèle initial.

Figure IV.5. Le modèle final.

Figure V.1 : zone nodale.

Figure V.2 : Ferrailage des poteaux.

Figure V.3 : Arrêt des barres.

Figure.V.4 : état d'un mur en compression [8].

Figure V.5 : Disposition des armatures de l'âme du voile [8].

Figure V.6. : Schémas d'un mur en sollicité béton armé sollicité en flexion composée [8].

Figure V.7. Modèle d'un voile en flexion composée [8].

Figure.V.8 : La hauteur de la zone critique.

Figure V.9 : Estimation de la distance de l'axe neutre en fonction de la déformation dans le voile [8].

Figure V.10. Vue en plan d'un détail de confinement des éléments de bords sur toute la hauteur critique h_{cr} [8].

Figure V.11. Schémas de ferrailage pour la voile VX1.

Figure VI.1 : vue de fondation.

Figure VI.2 : radier.

Figure VI.3 : dimension de nervure.

Figure VI.4 : contrainte sou radier.

Figure VI.5 : Ferrailage de la Dalle du Radier.

Figure VI.6 : Ferrailage de nervures porteuses en travée et sur appuis.

Figure VI.7 : Ferrailage de nervures porteuses en travée et sur appuis.

Figure VI.8 : Ferrailage du Voile Périphérique sens xx.

Figure VI.9 : Ferrailage du Voile Périphérique sens yy.

Figure VII.1 : Les étapes à suivre pour la tolérance donnée par BE2.1 [6].

Figure VII.2 : Les étapes à suivre pour la tolérance donnée par B.8.4.1 [2].

Figure VII.3 : Les étapes à suivre pour la tolérance donnée par un code Anglais.

Figure VII.4 : L'écart admissible.

Figure VII.5 : L'écart admissible de plusieurs étages inclinés.

Figure VII.6 : Les tolérances (Anglaises) admissibles des poteaux inclinés.

Figure VII.7 : Inclinaison des poteaux de RDC avec 14mm sur x-x.

Figure VII.8. Inclinaison des poteaux de RDC avec 14mm sur y-y.

Figure VII.9 : Inclinaison des poteaux des cinq étages supérieurs de 14mm sur x-x.

Figure VII.9 : Inclinaison des poteaux des cinq étages supérieurs sur y-y.

Figure VII.10 : Inclinaison des poteaux de tous les niveaux avec 14mm x-x.

Figure VII.11 : Inclinaison des poteaux de tous les niveaux avec 14mm y-y.

Figure VII.12 : Inclinaison de tous les poteaux du RDC de 9mm sur x-x.

Figure VII.13 : Inclinaison de tous les poteaux du RDC de 9mm sur y-y.

Figure VII.14 : Inclinaison de tous les poteaux des cinq derniers étages sur x-x.

Figure VII.15 : Inclinaison des poteaux de tous les étages de 9mm sur x-x.

Figure VII.16 : Inclinaison des poteaux de tous les étages de 9mm sur y-y.

Figure VII.17 : Inclinaison des poteaux du RDC de 10mm sur x-x.

Figure VII.18 : Inclinaison des poteaux du RDC de 10mm sur y-y.

Figure VII.19 : Inclinaison des poteaux des cinq derniers étages de 10mm sur x-x.

Figure VII.20 : Inclinaison des poteaux des cinq derniers étages de 10mm sur y-y.

Figure VII.21 : Inclinaison des poteaux de tous les niveaux de 10mm sur x-x.

Figure VII.22 : Inclinaison des poteaux de tous les niveaux de 10mm sur y-y.

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$: : Contrainte de compression admissible du béton

$\bar{\tau}$: Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

ε : Déformation relative.

V : Effort tranchant a la base.

$E.L.U$: Etat limite ultime.

$E.L.S$: Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ_g : L'élançement géométrique.

λ : Elancement.

e : Epaisseur.

C, C' : enrobage

F : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment isostatique

I : Moment d'inertie.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

P : Rayon moyen.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

L_x : Dimension du bâtiment selon le sens X.

L_y : Dimension du bâtiment selon le sens Y

$U1$: Déplacement inter étage sens X.

$U2$: Déplacement inter étage sens Y.

CM : Centre de masse.

CR : Centre de rigidité.

V_x : La fibre la plus éloigné par rapport du centre de gravité selon le sens x-x.

V_y : La fibre la plus éloigné par rapport du centre de gravité selon le sens y-y.

M_0 : moment à la base de la structure.

$NG1$: Poids propre de la structure.

$NG2$: Poids propre du radier.

MR : Moment de renversement dû aux forces sismiques

Ms : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

f_{max} : La flèche maximal.

L : Longueur de la file considérée.

B : Largeur de la semelle.

A_l : Des aciers longitudinaux de flexion.

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

L_T : la longueur de la zone tendu.

A_v RPA : Armature verticale selon le RPA.

A_v BAEL : Armature verticale selon le BAEL.

$\sigma 1$: la contrainte d'acier de traction la plus grande.

$\sigma 2$: la contrainte d'acier de compression la plus grande en valeur absolu.

δu : déplacement ultime du voile au sommet.

l_w : longueur du mur en plan

I_g : Moment d'inertie du voile.

c : la distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile

h_w : hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

h_{cr} : La hauteur de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la rotule plastique en pied de mur également appelée zone critique.

c : longueur de la zone à confiner mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

P_u, V_u, M_u : Efforts internes respectivement (Effort normal, Effort tranchant et moment fléchissant) ultimes

A_g : section transversale brute du voile.

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant.

a_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur.

h_w : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure

Φ : facteur de réduction ($\Phi = 0,70$).

K : coefficient de flambement.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

A_h^{min} : Armature horizontale minimal.

A_v : {section d'acier vertical de la Maille la plus armé}

σ_j : Contrainte moyenne par maille .

$\sigma_{compression}$: La contrainte de compression.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

FT : force de traction.

σ_{ba} : La contrainte du béton armé.

σ_{bna} : La contrainte du béton non armé.

σ_u^c : est la contrainte de compression ultime calculée.

l : la hauteur libre du mur.

a : épaisseur du voile.

d : longueur du voile

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant

St : Espacement des armatures transversales.

A_t : Section d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

h_k : Hauteur d'étage 'k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Bc : l'aire (section brute) de cette dernière.

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x
(idem dans le sens yy δ_{eK}^y)

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens xx
(idem dans le sens yy Δ_K^y)

he : représente la hauteur de l'étage.

Q : Facteur de qualité.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

hN : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

η : facteur de correction d'amortissement.

g : accélération de la pesanteur.

α : Angle

Lp : longueur de la paillasse.

h : Sa hauteur de marche.

g : giron .d'escalier

ω : angle de rotation.

Pu : Charge uniformément répartie.

A2 : armatures parallèles aux poutrelles.

A1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles.

δ : Pourcentage des armatures.

fi : La flèche due aux charges instantanées.

fv : La flèche due aux charges de longues durée.

Mf : le moment fictif.

Mtab : Moment de la table.

Mu : Moment à l'ELU.

Ms : Moment à l'ELS.

Nu : effort normal ultime.

Ns : effort normal service.

Ts : Effort tranchant à ELS.

Tu : Effort tranchant ultime.

ht : Hauteur du plancher .

h0 : Hauteur du la dalle de compression.

F_p : L'action des forces horizontales

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'acrotère

Br : section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

B : surface de la section du béton.

S : La surface transversale totale.

i : rayon de giration.

l_f : longueur de flambement.

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

E : charge sismique.

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

RDC : Rez-de-chaussée

L_{max} : La portée maximale.

ϵ_s : Allongement de l'acier le plus tendu.

ϵ : Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée.

ϵ_{bc} : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation de béton.

η : Coefficient de fissuration.

n : Le coefficient d'équivalence.

n : nombre d'étages.

ΔL : Raccourcissement d'acier.

ε : Déformation (allongement) relative de l'acier.

HSS: Hauteur d'étage de sous-sol

a' : Largeur d'appuis sans l'enrobage ($a'=c-c'-2\text{cm}$)

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

c: Largeur du poteau en appui.

b: Largeur de la poutre.

L_r : Longueur de recouvrement.

Liste des tableaux

A)

Tableau I.1 : Coefficient d'application « θ »

B)

Tableau I.1 : Différentes classes et définitions des types de ciment.

Tableau I.2 : Différentes classes de résistance.

Tableau I.3 : Les matériaux utilisés dans la formulation.

Tableau I.4 : La nature du sol en fonction des valeurs de ES

Tableau I.5 : Analyse des constituants du béton.

Tableau I.6 : la valeur de A en fonction de la consistance du béton et la nature des granulats.

Tableau I.7: K en fonction de la nature des granulats et du degré de l'ouvrabilité recherchée

Tableau I.8 : Les dosages en kg.

Tableau I.9 : Les valeurs de la courbe de mélange.

Tableau I.10 : La résistance à la compression du béton.

Tableau II.1 : Descente de charges du plancher terrasse.

Tableau II.2 : Descente de charges de l'étage courant.

Tableau II.3 : Descente de charges du plancher dalle pleine.

Tableau II.4 : les charges d'exploitation.

Tableau II.5: Dégression des surcharges d'exploitation.

Tableau II.6 : Les résultats concernant le poteau central.

Tableau II.7 : Les résultats concernant le poteau de rive.

Tableau II.8 : Les résultats concernant poteau d'angle.

Tableau III.1 : Les charges supportées par les poutrelles.

Tableau III.2: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en appuis.

Tableau III.3: Vérification de la contrainte de béton.

Tableau III.4 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

Tableau III.5 : Evaluation des charges.

Tableau III.6 : Détermination des charges et surcharges.

Tableau III.7 : calcul des moments de la dalle pleine en travée et sur appui à l'ELU.

Tableau III.8 : ferrailage de la dalle pleine en travée et sur appui.

Tableau.III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau III.10: Récapitulatif du calcul de la flèche.

Tableau.III.11: Ferrailage de la dalle machine en travée et sur appui.

Tableau.III.12 : Charges Permanentes de la Paillasse.

Tableau.III.13 : Charges Permanentes de la Paillasse.

Tableau.III.14 : Ferrailage de l'escalier.

Tableau III.15 : Vérification à l'ELS.

Tableau III.16 : Vérification de la flèche d'escalier.

Tableau III.17: Les combinaisons des charges à ELU et ELS.

Tableau III.18: récapitulatif de M et T de la dalle pleine.

Tableau. IV.1 : Récapitulatif des classifications.

Tableau IV.2 : Pénalités en fonction des critères de qualité.

Tableau IV.3 : Récapitulatif des paramètres sismiques.

Tableau IV.4 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit.

Tableau IV.6 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial modifié.

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.

Tableau IV.8 : Périodes et facteurs de participation massique du deuxième model.

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages du deuxième model.

Tableau. IV.10 : Vérification de l'effort normal réduit.

Tableau .IV.11 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Tableau .IV.12 : Vérification des déplacements inter étages du model finale.

Tableau .V.1 : les contraintes acier et béton.

Tableau .V.2 : Le ferrailage des poteaux .

Tableau .V.3 : Vérification des sections .

Tableau .V.4 : Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS.

Tableau .V.5: Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS.

Tableau .V.6 : Vérification de contrainte tangentielle.

Tableau .V.7 : Les armatures transversaux.

Tableau .V.8 : Section et l'espacement des armatures transversaux.

Tableau .V.9 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.

Tableau .V.10 : ferrailage des poutres porteuses sans voile.

Tableau .V.11 : ferrailage des poutres porteuses avec voile.

Tableau .V.12 : ferrailage des poutres porteuses sans voile.

Tableau .V.13 : ferrailage des poutres porteuses avec voile.

Tableau .V.14 : ferrailage des poutres non porteuses sans voile.

Tableau .V.15 : ferrailage des poutres non porteuses avec voile.

Tableau .V.16 : ferrailage des poutres non porteuses sans voile.

Tableau .V.17 : ferrailage des poutres non porteuses avec voile.

Tableau .V.18 : Choix des armatures pour les poutres porteuses sans voile.

Tableau .V.19 : Choix des armatures pour les poutres porteuses avec voile.

Tableau .V.20 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses sans voile.

Tableau V.21 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses avec voile.

Tableau V.22 : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau V.23. : Vérification des poutres porteuse sans voile à l'ELS.

Tableau V.24 : Vérification des poutres porteuse avec voile à l'ELS.

Tableau V.25 : Vérification des poutres non porteuse sans voile à l'ELS.

Tableau V.26 : Vérification des poutres non porteuse avec voile à l'ELS.

Tableau V.27 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuse sans voile.

Tableau V.28 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres porteuse avec voile.

Tableau V.29 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres non porteuse sans voile.

Tableau V.30 : Vérification de contrainte de cisaillement des poutres non porteuse avec voile.

Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales.

Tableau V.32 : Vérification de la section d'armatures sens porteur.

Tableau V.33 : Vérification de la section d'armatures sens non porteur.

Tableau V.34 : Vérification de la section d'armatures sens porteur.

Tableau V.35 : Vérification de la section d'armatures pour le sens non porteur.

Tableau V.36 : Vérification de la compression de l'aire d'appui pour le sens porteur 35x40.

Tableau V.37 : Vérification de la compression de l'aire d'appui pour le non porteur 30x35.

Tableau V.38 : Vérification de la compression de l'aire d'appui pour le porteur 35x40.

Tableau V.39 : Vérification de la compression de l'aire d'appui pour le non porteur 30x35.

Tableau V.40 : Les valeurs de k.

Tableau V.41. : Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée.

Tableau V.42 : Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant.

Tableau V.43 : Résultat du ferrailage de voile Vx1.

Tableau V.44 : Résultat du ferrailage de voile Vx2.

Tableau V.45 : Résultat du ferrailage de voile Vx3.

Tableau V. 46 : Résultat du ferrailage de voile Vx4.

Tableau V. 47 : Résultat du ferrailage de voile Vy1.

Tableau V. 48 : Résultat du ferrailage de voile Vy2.

Tableau V. 49 : Résultat du ferrailage de voile Vy3.

Tableau V. 50 : Résultat du ferrailage de voile Vy3.

Tableau VI 1 : Efforts normaux appliqués sur les fondations.

Tableau VI. 2 : Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.

Tableau VI .3 : Choix de hauteur des nervures (sens xx).

Tableau VI .4 : Choix de hauteur des nervures (sens yy).

Tableau VI.5 : caractéristiques géométriques du radier (a l'aide de logiciel d'autocad).

Tableau VI .6 : Vérification de la stabilité du radier.

Tableau V 7 : Vérification de la stabilité du radier selon [1].

Tableau VI .8 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

Tableau VI .9 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

Tableau VI .10 : Calcul des moments à l'ELU.

Tableau VI .11 : Calcul des moments à l'ELS.

Tableau VI .12 : Ferrailage des panneaux du radier.

Tableau VI .13 : Vérifications CNF.

Tableau VI .14 : Vérification des contraintes (radier).

Tableau VI .15 : Choix d'armatures .

Tableau VI .16 : Ferrailage des nervures sens yy.

Tableau VI .17 : Ferrailage des nervures sens xx.

Tableau VI .18 : Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS.

Tableau VI .19 : Ferrailage des nervures (correction).

Tableau VI .20 : Vérification des contraintes du béton et d'acier (correction) à l'ELS.

Tableau VI .21 : Calcul des armatures transversales.

Tableau VI .22 : Ferrailage de débord.

Tableau VI .23 : Vérification des contraintes de l'acier et du béton.

Tableau VI. 24 : Calcul des moments à l'ELU.

Tableau VI. 25 : Calcul des moments à l'ELS.

Tableau VI .26 : Ferrailage voile périphérique.

Tableau VI .27 : Vérification des Contraintes à l'ELS.

Tableau VII.1 : Les tolérances données par le [6] BE 2.1

Tableau VII.2 : Vérification de résultats de la force sismique.

Tableau VII.3 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.4 : Déplacement inter étage sans et avec défauts.

Tableau VII.5 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

Tableau VII.6 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.7 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.8 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.9 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

Tableau VII.10 : Résultats de la force sismique

Tableau VII.11 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.12 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.13 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.14 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.15 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.16 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.17 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

Tableau VII.18 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.19 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.20 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.21 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.22 : Résultat de la force sismique.

Tableau VII.23 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.24 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.25 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.26 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.27 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.28 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.29 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.30 : Résultats de la force sismique

Tableau VII.31 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.32 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.33 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.34 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.35 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.36 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.37 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

Tableau VII.38 : Résultats de la force sismique

Tableau VII.39 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.40 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.40 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.41 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.42 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.43 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.44 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.45 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.46. : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.47 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.48 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

Tableau VII.49 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.50 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.51 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.52 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.53 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.54 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.55 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.56 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

Tableau VII.57 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.58 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.59 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.60. Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.61 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.62 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.63 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.64 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55

Tableau VII.65 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.66 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.67 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.68 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.69 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.70 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.71 : déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.72 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.73 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.74 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.74 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.75 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Tableau VII.76 : Résultats de la force sismique.

Tableau VII.77 : Vérification des déplacements inter étages.

Tableau VII.78 : Déplacement inter étage sans et avec défauts en %.

Tableau VII.79 : Ferrailage avec et sans défauts du poteau 55*55.

Les références

- [1] : Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99-version 2003**.
- [2] : Béton Armé aux Etats Limites **BAEL 91 modifié 9**.
- [3] : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA93**.
- [4] : Guide du Béton et ses Constituants **Georges Dreux**.
- [5]: Normes Françaises **NF EN 933-1**.
- [6]:.Document technique réglementaire **DTR BE 2.1**.
- [7] : Etude d'un bâtiment R+9+un sous-sol **ACHOUR Abdelkader, NESSAREK Imad eddine**.
- [8] : **R.TALEB et B.ELDJOUZI** .Dimensionnement des voiles en BA, 2008.
- [9] : **Eurocode 8**. La Norme européenne EN 1998-1:2004 a le statut d'une norme française.
- [10] : Conception R+9 avec torsion accidentelle **TEBBA Abdelaziz, FELLAH Abderraouf**.
- [11] : Résistance d'un poteau présentant un défaut de verticalité **David Y.K. Toguyeni**.
- [12] : Influence des défauts d'alignement et de verticalité des poteaux sur la réponse d'une structure **BENSARI YASSINE HOULALA MOHAMMED EL AMIN**.
- [13] : Influence des défauts d'alignement des poteaux sur le comportement global de la structure **Bernine Menad Benaissa Soraya**.
- [14] : Structural Engineer's Pocket Book.

Remerciements

Nous tenons à remercier...

Le bon Dieu de nous avoir donné le courage et la force pour achever ce travail.

*Nous tenons à exprimer notre vive reconnaissance et notre profonde gratitude à notre promoteur **Dr DERBAL Ismaïl** de nous avoir encadré, pour sa disponibilité et pour toute l'aide qu'il nous a apportée.*

*Nous tenons également à remercier notre Co-promotrice **Mme CHERFA.C** pour toute l'aide qu'elle nous apportée ses précieux conseils et de nous avoir motivé à chaque fois.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

*L'ensemble des enseignants de l'**USDB** en particulier ceux du département de Génie Civil.*

*L'ensemble des enseignants de l'**USTHB** en particulier ceux de la faculté de Génie Civil.*

*L'ensemble du personnel de laboratoire **LCTP** qui nous a accueillis pour un stage pratique en particulier **Ms HADID et OULD ALI.***

*Un merci pour nos collègues de toute la promotion 2019 en particulier **TEBBA AZIZ** qui nous a aidé avec ses programmes de calcul.*

A) Présentation de l'ouvrage

I. Introduction

Le génie civil est une discipline du bâtiment qui se charge des constructions et des ouvrages, de la conception à la réalisation.

Dans un projet de bâtiment ou de travaux publics, la construction est le fait d'assembler différents éléments d'un édifice en utilisant des matériaux et des techniques appropriées.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier un bâtiment (R+8 +sous-sol) à usage d'habitation classé en zone III avec une formulation de béton réalisée au laboratoire.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage objet de notre étude est un bâtiment en béton armé composé d'un sous-sol, un rez-de-chaussée et 8 étages, le tout est contreventé par des voiles. Le bâtiment est à usage d'habitation et la terrasse est inaccessible.

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, poteaux, poutres, voiles, planchers, et le calcul des éléments secondaires (escaliers, balcons, planchers et acrotère) ainsi que l'étude dynamique.

Le calcul se fera conformément aux règles parasismiques algériennes (**RPA99/2003**) [1] et aux règles de béton armé (**BAEL91/99**) [2] (**CBA93**) [3] et moyennant les logiciels de calcul (**SAP2000, SOCOTEC et Autocad**).

✓ Données relatives au site d'implantation

- Le bâtiment est implanté dans la commune de « **CHIFFA** », daïra de **MOUZAIA** située dans la wilaya de **Blida**, classée par le règlement parasismique algérien [1] comme une zone de forte sismicité « zone III ».
- L'ouvrage est de moyenne importance, il appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site ferme classé S2 par le [1].
- Taux de travail admissible de sol $\sigma_{adm} = 2\text{bars}$.



Figure I .1. Carte de la commune de « CHIFFA » classée sous zone III.

I.2. Configuration géométrique de l'ouvrage

Le bâtiment se particularise par sa forme en L, les dimensions en plan et en élévation sont :

➤ En élévation

- ⇒ La hauteur totale du bâtiment sans acrotère : **28,56 m.**
- ⇒ La hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère est de : **29,26 m.**
- ⇒ La hauteur de chaque niveau est de : **3,06 m.**
- ⇒ La hauteur du sous-sol est de : **3.06 m.**
- ⇒ Une terrasse inaccessible avec un acrotère de **0.70 m** de hauteur.

➤ En plan

- ⇒ Longueur du bâtiment : **22,85m.**
- ⇒ Largeur du bâtiment : **19,40 m.**

I.3. Ossature de l'ouvrage

Cet ouvrage est en béton armé dont la hauteur dépasse 17m en zone III, alors selon le [1] il nécessite un contreventement.

I.4. Description technique de l'ouvrage

➤ Planchers

Le plancher RDC est un plancher dalle pleine.

Les étages courants sont en plancher corps creux.

➤ **Voiles**

Les voiles sont en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment.

➤ **Escaliers**

Notre bâtiment comporte une seule cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux, ils sont balancés, composés d'une volée droite et une volée balancée.

➤ **Maçonnerie**

- Murs extérieurs « double paroi »: Les façades sont en double paroi en brique creuse de 15cm à l'extérieur et de 10cm à l'intérieur respectivement séparées par un vide d'air de 5cm.
- Murs intérieurs « une seule paroi » : en briques creuses de 10cm d'épaisseur et permet de séparer les différentes pièces de la surface du niveau.

➤ **Garde-corps**

Pour assurer la sécurité des habitants, les balcons et les escaliers sont bordés par des garde-corps, réalisés en maçonnerie (brique creuse de 10cm), avec une seule paroi d'une hauteur de 1.2m.

➤ **Revêtements**

Les revêtements de notre bâtiment sont constitués comme suit :

- Carrelage pour les planchers de 2cm d'épaisseur.
- Marbre pour les escaliers de 2cm d'épaisseur.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs présente une épaisseur de 3cm
- Couche de plâtre avec une épaisseur de 2cm sur les murs intérieurs et 3 cm sur les plafonds.

I.5. Présentation des plans

I.6. Les caractéristiques mécaniques

➤ le béton

Le béton est un matériau constitué de gravillons, de graviers ou cailloux, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants.

✓ La résistance à la compression

Elle est déterminée à 28 jours d'âge notée « f_{c28} » par l'essai d'éprouvettes cylindriques soumises à l'écrasement suivant leurs faces extrêmes au moyen d'une presse hydraulique.

✓ La résistance à la traction

Elle est déterminée à 28 jours d'âge, par l'essai d'éprouvettes cylindriques soumises au fendage par application de deux forces égales de compression suivant deux génératrices diamétralement opposées.

Elle peut être déterminée à partir d'un essai de traction par flexion sur des éprouvettes prismatiques.

Remarque :

La connaissance de la résistance à la traction est indispensable, car elle joue un rôle de déterminer tous les problèmes liés à l'adhérence, la fissuration, et le cisaillement.

Le règlement [2] donne des formules afin de déterminer, à partir de la résistance de référence à la compression à 28 jours du béton, la résistance à la traction à la même date, ainsi que les résistances à la compression et à la traction à des jours « j » autres que 28 jours, les formules sont les suivantes :

- Pour $j \geq 28$ jours $f_{cj} = f_{c28}$
 - Pour $j < 28$ jours
- $$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 \cdot j} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 + 0.95 \cdot j} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

La résistance du béton à la traction notée « f_{tj} » donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{cj} \text{ en MPa.} \rightarrow \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

✓ Les contraintes ultimes et admissibles de cisaillement du béton

La contrainte de cisaillement ultime dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime :

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

Avec :

b : largeur de la pièce,

d : hauteur utile de la pièce.

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

✓ Le Module de déformation longitudinal du béton

• A court terme

E_{ij} : Le module de déformation instantanée du béton

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{ij} \longrightarrow 32164.195 \text{ MPa}$.

• A long terme

E_{vj} : Module de déformation différée du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Avec : } E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

✓ Le coefficient de poisson

En compression comme en traction, la déformation longitudinale dans le sens de l'effort est accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson « μ » est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale en valeurs relatives. Sa valeur varie de 0.15 à 0.3 ; il est d'autant plus élevé que le béton est plus jeune ou moins résistant.

D'après le [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 0 \quad \text{Pour le calcul des sollicitations.} \\ \mu = 0.2 \quad \text{Pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$$

➤ Les aciers

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone « dans des proportions comprises entre 0.02% et 2% en masse pour le carbone ».

Les aciers utilisés dans le béton armé se distinguent suivant leurs nuances et leurs états de surfaces (Ronds lisses - Barres à haute adhérence - Treillis soudés).

Les diamètres utilisés sont : 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40 « mm ».

✓ Les types d'armatures

▪ Ronds lisses

Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, existent en deux nuances : feE215 et feE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 et 235 MPA.

▪ Les barres à haute adhérence « HA »

Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses suivant les marques commerciales, de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.

▪ Les treillis soudés « TS »

Un treillis soudé est une armature pour le béton armé, présentée en plaques ou en rouleaux, de barres d'armature croisées et assemblées par soudure. Ils sont utilisés comme alternative aux barres isolées qui doivent être assemblées « ferrailage » une à une.

✓ Module d'élasticité longitudinale et poids volumique

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

Poids volumique de l'acier égal à : $\gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^3$.

✓ Protection des armatures et enrobage Art A.7-2.4 [2]

L'enrobage des armatures représente la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (cadres, étriers, épingles, armatures de peau, etc.). Il doit être suffisant pour garantir la bonne protection de l'acier contre la corrosion, la bonne transmission des efforts d'adhérence, une résistance au feu convenable.

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage « C » des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

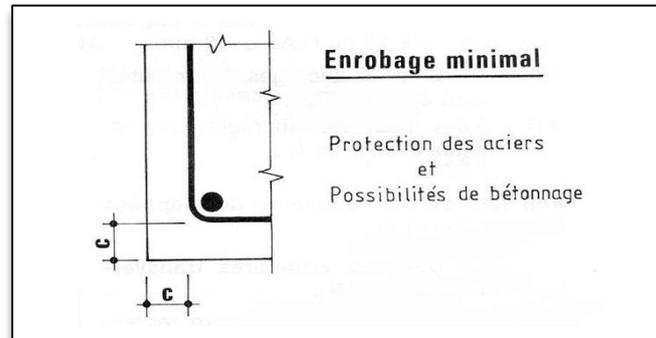


Figure I.2. L'enrobage des aciers.

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux et canalisation).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

✓ Les contraintes limites dans les aciers

➤ Etat limite ultime « ELU »

La contrainte limite de traction et de compression notée σ_{s10} est donnée par la formule

suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- $\gamma_s = 1.15$ en SDT.
- $\gamma_s = 1$en SA.

On utilise des aciers de nuance ($f_e = 500 \text{ MPa}$) donc :

- $\sigma_{s10} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$ «SDT »
- $\sigma_{s10} = 500 \text{ MPa}$ « SA ».

➤ Etat limite de service « ELS »

La contrainte limite de traction elle est en fonction du type de fissuration :

- $\bar{\sigma}_s$ pas de vérificationpour la « FPP ».
- $\bar{\sigma}_s = \xi = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$ pour la « FP ».

- $\bar{\sigma}_s = 0.8\xi$pour la « FTP ».

Le coefficient de fissuration

- $\eta = 1.6$ Pour les aciers à haute adhérence.
- $\eta = 1$ Pour les aciers ronds lisses.

Le coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\mu = 0.2$$

✓ Diagrammes contrainte – déformation de l'acier

Le diagramme contrainte- déformation est conventionnellement défini comme suit

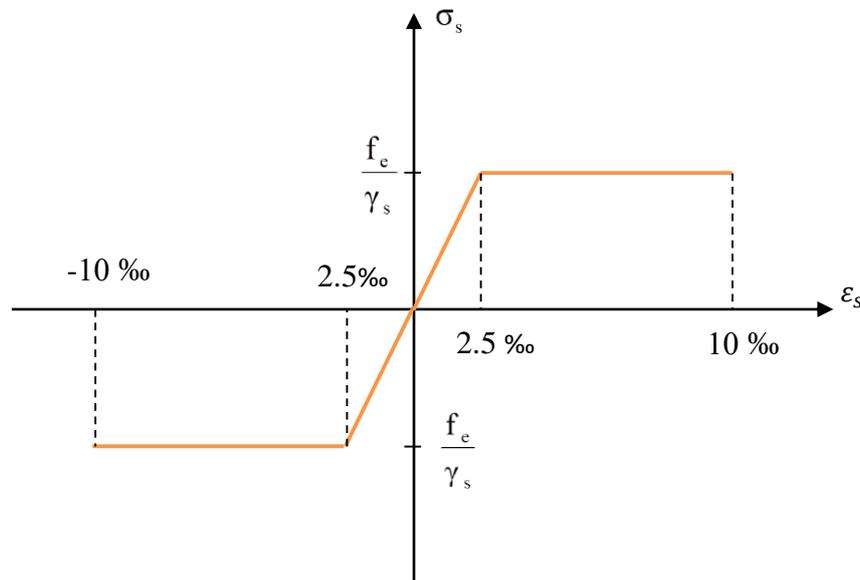


Diagramme contraintes-déformation des aciers

Figure I 3. Diagramme contraintes – déformation des aciers

I.7. Les états limites

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

I.7.1. Définition des états limites

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

➤ Etat limite ultime (ELU)

Le diagramme contrainte-déformation du béton est "parabole rectangle"

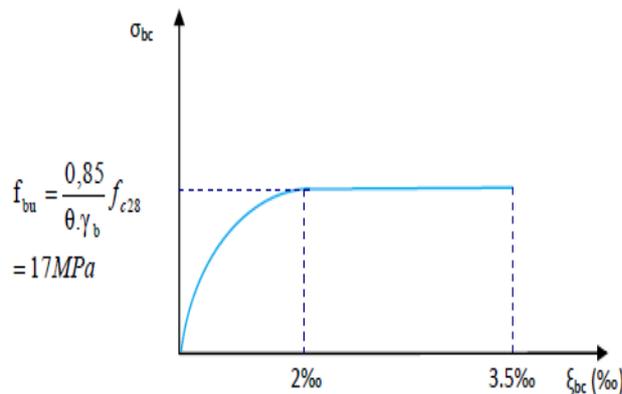


Figure I 4. Diagramme contraintes –déformations du béton à l'ELU.

La contrainte de compression du béton à l'ELU sera limitée dans les calculs à :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires « SDT ».} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles « SA ».} \end{cases}$$

D'où

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \begin{cases} f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} & \text{en SDT.} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} & \text{en SA.} \end{cases}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration « 0,85 » a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

θ : dépend de la durée d'application de la combinaison d'action considérée.

Tableau I 1. Coefficient d'application « θ ».

θ	Durée d'application
1	> 24 h
0.9	$1h \leq \text{durée} \leq 24h$
0.85	< 1h

➤ **Etats limites de service SDT**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

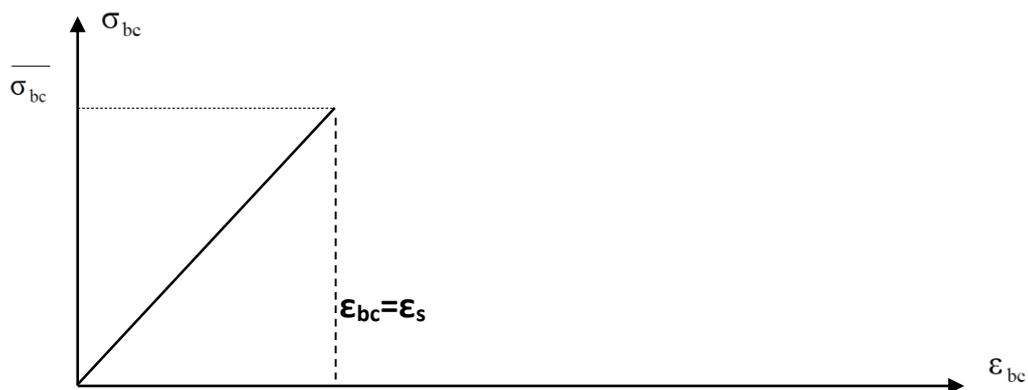


Figure I 5. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS.

I.7. La règle des trois pivots

Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

Les positions limites qui peuvent prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites de béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

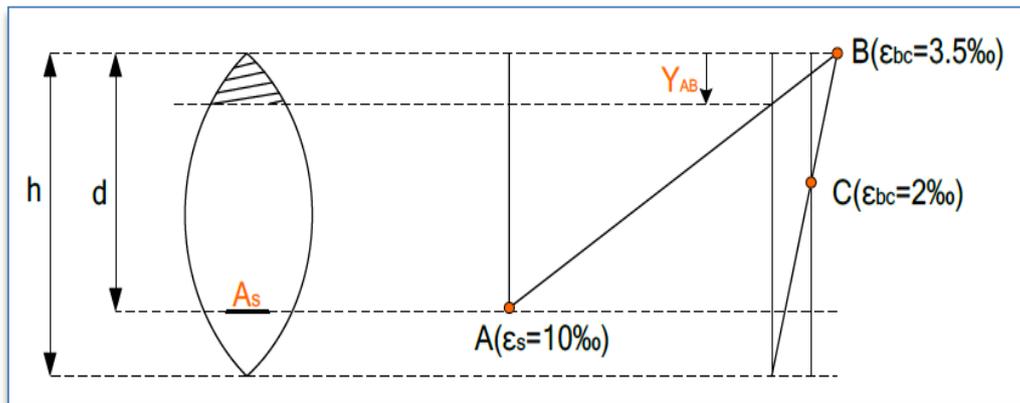


Figure I.6 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

✓ Traction pure

Toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

L'acier doit être reparti dans toute la section, la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par le pivot A.

✓ Traction excentrée

À la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, et la moins tendue $\varepsilon_s < 10‰$. Plus excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformations pivotent donc autour du pivot A jusqu'à la position AO.

✓ Flexion (simple ou composée) :

On ne peut pas dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3.5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée. L'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3.5‰$.

- ✓ Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

- ✓ Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans le béton.
- ✓ Pivot C : compression simple ou composée.

I.8. Hypothèses de calcul Art A.4.5.1 de [3]

Les hypothèses de calcul sont :

➤ **A l'état limite ultime (ELU)**

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La résistance du béton a la traction est négligée.

$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$: En compression simple.

$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$: En flexion composée.

L'allongement de l'acier est limité a $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.

Les diagrammes contraintes-déformations sont définis pour

-Le béton en compression.

-L'acier en traction et en compression.

➤ **A l'état limite de service (ELS)**

Les sections droites restent planes.

Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Le béton tendu est négligé.

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad \text{Et} \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

Par convention « n » correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : : \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.9. Les sollicitations Art A.3 du [3]

➤ **Les actions**

Les actions sont l'ensemble des charges (force, couples, charges permanent, climatiques et d'exploitation...etc.) Appliquée à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations de températures, tassement d'appuis,) des déformations de la structure.

➤ **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites**

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle ; elles sont exprimées sous forme de force, d'efforts (normaux ou tranchants), de moments (flexion, torsion) et elles sont déterminées à partir des combinaisons suivantes :

- Etat ultime (ELU)

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

N_u : Effort normal.

- Etat ultime de service (ELS)

$$N_{ser} = G + Q$$

- Etat limite accidentelle : S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques algériennes (RPA99/2003) ont prévu des combinaisons d'actions suivantes :

$$N_{acc} = G + Q \pm E$$

$$N_{acc} = 0.8G \pm E$$

Avec

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

I.10. Conclusion

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164.195$ Mpa.

Pour les armatures de l'acier

- longitudinales : on a choisi le : « feE 500 » H.A fe 500MPa.

- transversales : on a choisi le : «fe E 500» HA.
- treillis soudés (de la dalle de compression) : « feE 500» H.A fe =500 MPa.

B) la formulation de béton

I. introduction

Le béton est un matériau constitué de gravillons, de graviers ou cailloux, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants.

La résistance du béton est une donnée nécessaire au bureau d'études pour le dimensionnement des ouvrages.

Le béton est un mélange dont la composition a une profonde influence sur ses caractéristiques, La formulation d'un béton consiste donc à optimiser le choix de ses ingrédients de manière à répondre au cahier des charges du béton considéré

I.1. les caractéristiques mécaniques du béton

Le béton est un mélange constitué de plusieurs composants de graviers, de gravillons, de sable, d'eau, de ciment et d'adjuvants.

Sa résistance à la compression est très élevée, elle est de l'ordre de 25 à 40 MPa, sa résistance à la traction est faible elle représente $\frac{1}{10}$ de sa résistance à la compression.

La résistance mécanique du béton est influencée par :

- ✓ Qualité du ciment.
- ✓ Le dosage en ciment.
- ✓ Teneur en eau.
- ✓ L'âge du béton.
- ✓ La température et l'humidité.

I.2. La composition du béton

Pour que les constituants du béton soient intimement liés ils doivent satisfaire certaines exigences.

I.2.1. Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique sous forme d'une poudre minérale fine, qui forme avec l'eau une pâte qui durcit.

Le ciment est produit à partir d'un mélange de calcaire et d'argile préalablement dosé et homogénéisé et comprenant principalement de la Chaux (CaO), de la Silice (SiO₂) et de l'Alumine (Al₂O₃).

Après dosage et homogénéisation, le mélange est cuit dans un four rotatif à une température avoisinant les 1450°.

Tableau I.1 Différentes classes et définitions des types de ciment.

Classes	Définition
CEM I	Ciment portland
CEM II	Ciment portland composé (au laitier, fumé de silice, pouzzolane, cendres volantes, schistes, calcinés, calcaire)
CEM III	Ciment de haut fourneau
CEM VI	Ciment pouzzolanique
CEM V	Ciment compose (laitier, cendres)

Tableau I.2 Différentes classes de résistance.

Résistance Minimale	Normal (N)		Rapide (R)	
	A 2 jours	A 28 jours	A 2 jours	A 28 jours
Classe 32,5	/	32,5	≥10	32,5
Classe 42,5	≥10	42,5	≥20	42,5
Classe 52,5	≥20	52,5	≥30	52,5

I.2.2 le dosage en ciment

Le dosage en ciment dépend de la résistance ou de l'étanchéité à obtenir, on adopte couramment :

- Pour les travaux courants : planchers, poteaux : 350kg/m³.
- Pour les ponts : 350 à 450kg/m³.
- Pour les travaux de mer : 450 à 550 kg/m³.

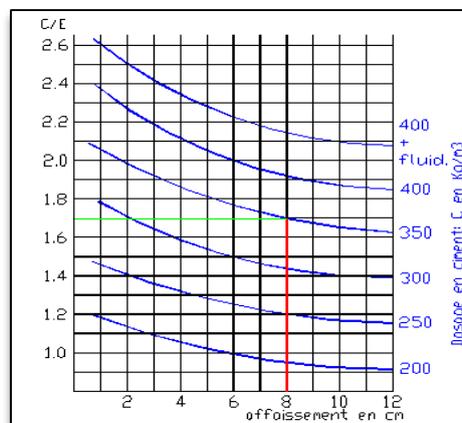


Figure I.1 Le dosage en ciment.

I.2.3. Dosage en eau

La quantité d'eau contenue dans un mètre cube de béton sert pour la moitié à peu près à l'hydratation et à la prise du ciment, tandis que l'autre moitié, sous forme d'eau de mouillage et interstitielle confère au béton ses qualités de plasticité et d'ouvrabilité, que l'on vérifie par des mesures d'affaissement au cône d'Abrams, une partie de l'eau pouvant être absorbée par les granulats plus au moins poreux.

En général, il faut compter en eau de 8 à 9% du poids des matières sèches ciment compris, compte tenu de l'humidité probable des matériaux, environ 170 à 190 litres/m³ de béton mis en œuvre. Cela s'exprime par le rapport « E/C » qui doit varier entre « $0.35 \leq E/C \leq 0.6$ » en masse, cela dépendra de la consistance désirée et des conditions de mise en œuvre.

Si on observe la courbe donnant les variations de la résistance de compression en fonction du rapport « E/C », on constate bien qu'au-delà d'une valeur optimale du rapport, la résistance décroît, mais ce qu'il faut remarquer c'est que si on est en dessous de la valeur optimale la résistance décroît plus rapidement, en général, un écart de +10% par rapport à la quantité d'eau optimale cause une chute de résistance de 15%, alors qu'un écart de -10% cause une chute de résistance d'environ 30%.

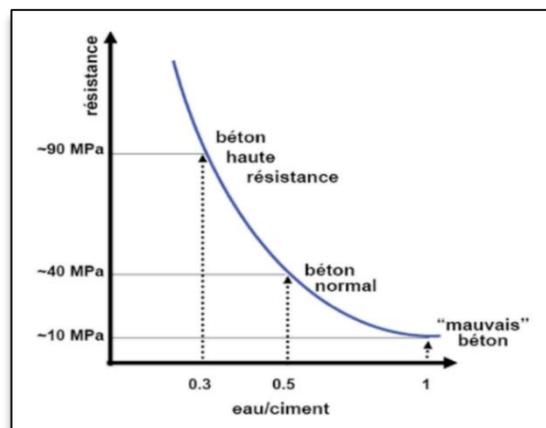


Figure I.2. Le dosage en eau.

I.2.4 Eau de gâchage

L'eau de gâchage doit être propre et ne pas contenir plus de 5 grammes par litre de matières en acides, sels corrosifs, matières organiques.

I.2.5 Les adjuvants

Les adjuvants pour matériaux cimentaires sont des produits chimiques ajoutés au matériaux cimentaires tel que les coulis, les mortiers de ciment et les bétons de ciment pour modifier leurs caractéristiques. Les ajouts de ces adjuvants, réalisés lors du malaxage, sont le plus souvent inférieurs à 5% en masse de ciment.

Les types d'adjuvants ou « additifs » les plus courants sont les suivants :

- Les accélérateurs : ils accélèrent l'hydratation « le durcissement » du béton.
- Les retardateurs de prise : ils ralentissent l'hydratation du béton et sont utilisés lorsque les conditions de mise en place sont difficiles « où le durcissement partiel du béton avant que la coulée ne soit terminée est indésirable ».
- Les entraîneurs d'air : ils ajoutent et entraînent de minuscules bulles d'air dans le béton, ce qui réduit les dommages au cours des cycles de gel-dégel et augmente la durabilité. Cependant, l'air entraîné implique un compromis avec la résistance « 1% d'air entraîné peut diminuer la résistance en compression de 5% ».
- Les plastifiants : ils augmentent la maniabilité du béton frais, ce qui lui permet d'être mis en place plus facilement. Les plastifiants peuvent également être utilisés pour réduire la teneur en eau du béton et améliorer la résistance et les caractéristiques de durabilité. Les superplastifiants sont une classe de plastifiants qui ont moins d'effets nuisibles et peuvent être utilisés pour augmenter davantage la maniabilité par rapport aux plastifiants traditionnels.
- Les pigments : ils peuvent être utilisés pour changer la couleur du béton, pour l'esthétique.
- Les agents de mouture : ajoutés lors du broyage du ciment, ils permettent de lutter contre le phénomène de ré-agglomération. Les ajouts se situent entre 0,01% et 0,25% en masse.

I.2.6. Les granulats

On appelle granulats les matériaux inertes, sables graviers ou cailloux, qui entrent dans la composition des bétons. C'est l'ensemble des grains compris entre 0 et 125 mm dont l'origine peut être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage. [4].

Les granulats sont dits naturels lorsqu'ils sont issus de roches meubles ou massives, extraites in situ, et qu'ils ne subissent aucun traitement autre que mécanique.

Ils sont dits artificiels lorsqu'ils proviennent soit de la transformation thermique des roches, de minerais ou de déchets, soit de la démolition d'ouvrages divers.

Ils constituent le squelette du béton et ils représentent, environ 80% du poids total du béton.

La classe granulométrique d'un granulat se fait par rapport à deux diamètres « dimensions », qui correspondent au plus petit et au plus gros des grains constituant ce granulat.

Un granulat est de classe d_{\min}/d_{\max} .

Les granulats peuvent être subdivisés comme suit :

I.2.6.1. sable

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

Classification des sables :

- Sable fin de0,08 à 0,15 *mm*.
- Sable moyen de0,15 à 2 *mm*.
- Sable gros de2 à 5 *mm*.



Figure I.3. Le sable.

I.2.6.2. Les graviers

Les graviers sont constitués de grains rocheux, dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 30 mm. Ils doivent être durs, propres et non gélives.

Ils peuvent être extraits du lit de rivière « matériaux roulés » ou obtenus par concassage de roches dures « matériaux concassés ».

En Algérie on fabrique un gravier de fraction 3/8, 8/15, 15/25

Classification des graviers :

- Gravillons petits.
- Gravillons moyens.
- Gravillons gros.

I.3. les méthodes de formulation

Il existe plusieurs méthodes pour avoir une bonne formulation on cite :

- La méthode de « **Bolomey** ».
- La méthode « **d'Abrams** ».
- La méthode « **Valette** ».
- La méthode de « **Faury** ».
- La méthode de « **Dreux-Gorisse** ».

I.3.1. La méthode de Faury

C'est une méthode expérimentale qui consiste à tracer la courbe granulométrique idéale conduisant à la compacité maximale, cette courbe théorique est composée de deux droites de pentes différentes, la première représente les grains fins et moyens « $< D/2$ », et la seconde les gros grains « $> D/2$ » avec « D » le diamètre du plus gros grain.

On trace donc sur un graphique gradué pour l'ensemble du mélange, -ciment compris-, la courbe granulométrique de référence, l'abscisse du point de rencontre des deux droites est « $D/2$ », et son ordonnée Y est donnée par la formule suivante :

$$y = A + 17^5 \sqrt{D} + \frac{B}{D^{-0.75}}$$

A : Se choisit dans un tableau en fonction de la consistance désirée et des gravillons (roulés, concassés) et de la puissance de serrage.

B : varie de 1 à 2 suivant que le béton est ferme ou non.

R : Rayon moyen du moule.

Puis on cherche le mélange « sable + gravier + ciment » dont la courbe granulométrique se rapproche le plus de la courbe théorique.

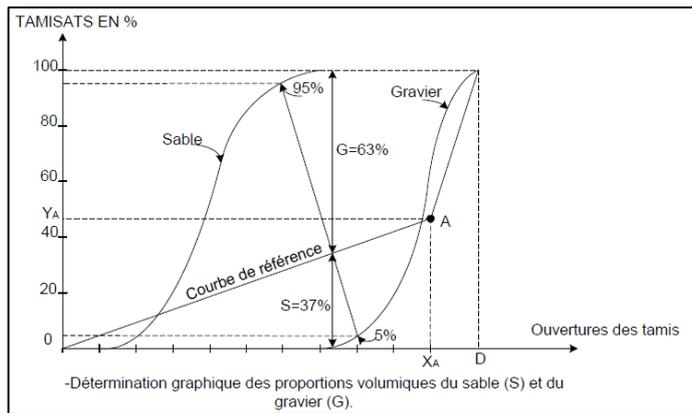


Figure I.4. Courbe du pourcentage des tamisats en fonction des ouvertures des tamis.

II.4.2. La méthode de Dreux-Gorisse

Pour les méthodes citées ci-dessus ainsi que la méthode de « **Faury** », le dosage en ciment déterminé est le dosage minimal correspondant théoriquement sur le plan granulométrique à la compacité maximale, et il est généralement inférieur aux dosages nécessaires et exigés 350, 400, 450, etc., des corrections sont à chaque fois apportées dans ce sens.

Dreux propose une méthode simplifiée et pratique, inspirée de la méthode de « **Faury** », mais qui se fixe à l'avance les dosages en ciment et en eau en fonction de l'ouvrabilité « affaissement ,consistance » et de la résistance visée, puis il trace une courbe granulométrique théorique de référence du mélange granulats seuls « sables et graviers », le dosage en ciment étant déjà fixé ; en disposant les courbes granulométriques des sables et graviers à utiliser sur le même graphique que la courbe de référence, il déduit directement les proportions de chaque granulat, d'où l'intérêt de la méthode.

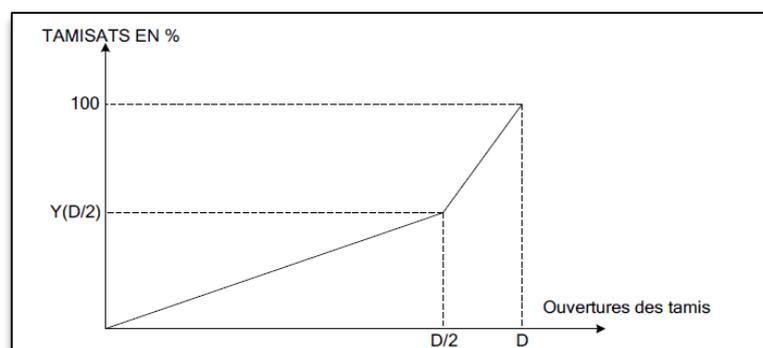


Figure I.5 Détermination graphique des proportions volumiques du sable et du gravier.

I.5 Application au laboratoire

Pour mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises nous avons eu l'occasion de visiter le laboratoire central des travaux publics (LCTP) et de réaliser une formulation d'un béton ordinaire.

I.5.1 l'objectif

L'objectif de cette formulation de béton c'est de réaliser un béton pour une construction d'un bloc administratif de grande importance, un ouvrage qui peut recevoir un public de 300 personnes simultanément. En l'occurrence un bon béton, pour se faire on doit :

- Effectuer des analyses sur les granulats à utiliser.
- Vérifier leurs conformités par rapport aux normes.
- Déterminer les caractéristiques des matériaux.

Pour réaliser la formulation nous avons opté pour la méthode de FAURY.

I.5.2 Les matériaux utilisés

Les matériaux utilisés pour cette formulation ont été rapportés par un client de son choix ils sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau I.3. Les matériaux utilisés dans la formulation.

Échantillon	Nature	Provenance
Gravier 15/25	Concassé	KEDDARA
Gravier 8/15	Concassé	KEDDARA
Sable 1	Concassé	ENOF
Sable 2	Dune	BOUSAADA
Ciment	CPJ 42.5	MATINE
Adjuvant	SOLUFLOW 3120 SL	SIKA



Sable 1.



Sable 2.



Gravier 15/25.

Gravier 8/15.

Figure I.6 Des échantillons de granulats.

I.5.3. Les hypothèses

- La résistance souhaitée est de 30 MPa.
- le dosage en ciment 350kg/m^3 .
- On utilise un plastifiant.

I.6. Les essais sur les granulats

✓ L'analyse granulométrique (NF EN 933-1) [5]

Elle consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant un granulats dont les dimensions sont comprises entre 0 et 80 mm.

La masse de l'échantillon de l'essai doit être supérieure à $(\frac{D}{10})^2$, D étant la plus grande dimension du granulats.

Matériel utilisé

Une balance, une série de tamis, une étuve, une brosse métallique, un dispositif de lavage, des bacs.

Exécution de l'essai

- Echantillonnage de matériaux.
- Prendre et peser un échantillon de chaque granulats pour avoir une masse initiale $M1(g)$.
- Lavage du matériau à l'aide d'une passoire de 1,6 mm et un tamis de 0.063 mm.
- Sécher le refus dans une étuve à 105° pendant 24h.
- Laisser refroidir et peser pour avoir une masse $M2(g)$.
- Verser le matériau lavé et séché dans une colonne de tamis puis agiter la colonne.
- Pour s'assurer qu'il n'y a pas de pertes de matériaux tamiser manuellement tamis par tamis.
- Peser le refus au tamis d'ouverture, le plus grand est immédiatement inférieur à D max.

- Peser les refus cumulés successifs.
- Peser le matériau tamisé au tamis 0.063 mm.

✓ **L'équivalent de sable [5]**

L'essai permet de mesurer la propreté d'un sable, en exprimant un rapport conventionnel, volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent.

Matériel utilisé

Eprouvettes, entonnoir, balance de précision 1/100(g), des bacs, tamis de 2 mm, règle, échantillonneur, chronomètre, piston, bouchon en caoutchouc, solution concentrée, solution lavante.

Mode opératoire

Après avoir préparé l'échantillon

- Verser l'échantillon à l'aide d'un entonnoir dans l'éprouvette.
- Frapper la base de l'éprouvette avec la paume de la main.
- Laisser reposer 10 Min.
- Boucher l'éprouvette avec un bouchon caoutchouc et placer la dans la machine agitatrice (90 cycles pendant 30 s).
- Rincer les parois et le bouchon en utilisant un tube laveur (solution lavante) puis enfoncez le tube jusqu'au fond de l'éprouvette pour remonter les éléments argileux.
- Laisser reposer à nouveau pendant 20 Min.
- Mesurer les hauteurs à l'aide d'une règle et du piston immergé tel que :

H1 : du fond de l'éprouvette au niveau supérieure du flocculat

H2 : du sédiment au niveau de la face supérieure du manchon.



Figure I.7. Equivalent de sable

$$ES = \frac{H_2}{H_1} * 100$$

Tableau I.4 La nature du sol en fonction des valeurs de ES.

Equivalent de sable	NATURE DE SOL
ES < 25	Très sale
25 < ES < 35	Sale
35 < ES < 40	Moyen
40 < ES < 55	Propre
ES > 55	Très propre

✓ **La masse volumique absolue**

Elle a été mesurée à partir d'un pycnomètre à partir de la formule suivante

$$\rho_s = \frac{M}{v_2 - v_1}$$

M : la masse de l'échantillon.

V_2 : Volume total (eau, gravier et pycnomètre).

V_1 Volume du pycnomètre remplis d'eau.

✓ **le module de finesse**

$$MF = \sum \frac{refus\ cumulés}{100}$$

Pour un sable optimal le MF est

$$1.8 < MF < 3,3$$

Tableau I.5 Analyse des constituants du béton.

Échantillons	SABLE 0/1 BOUSSAADA	SABLE 0/3 ENOF	Gravier 8/15 KEDDARA	Gravier 15/25 KEDDARA
Ouvertures des tamis				
31.5				100
25				98.13
20			100	66.03
16			94.4	24.91
12.5			49.87	6.94
10			22.43	3.61
8			3.07	1.6
6.3		100	0.7	1
5		99.66	0.57	
2.5		78.36		
1.25	100	52.11		
0.63	99.7	36.87		
0.315	92.1	33.64		
0.16	28.8	27.97		
0.063	2.5	14.49		
Masse volumique absolue (t/m³).	2.7	2.69	2.67	2.65
Module de finesse	0.81	3.19	-	-
Propreté Superficielle	-	-	0.87	1.93
Équivalente de sable	48	60	-	-

✓ **Le calcul de la courbe de référence (voire figure 1.5.bis)**

Après avoir étudié les constituants du béton et tracé les courbes granulométriques des granulats, on passe immédiatement au calcul et au tracé de la courbe de référence.

Cette dernière est déterminée à partir des formules suivantes :

- Point représentant la dimension maximale réelle du béton :

$$D_{\max} = d_1 + (d_1 - d_2) \times y$$

d₁ : tamis sur lequel on obtient le premier refus du plus gros granulat du béton.

d₂ : tamis sur lequel on obtient le refus immédiatement inférieur à d₁.

x : % de refus obtenu sur d₁.

y : % de refus obtenu sur d₂.

- Point de brisure de la courbe de référence :

$$X = D_{\max} / 2$$

$$Y = A + 17^5 \sqrt{D_{\max}}$$

Avec :

A : un coefficient qui dépend de la nature des granulats et du degré d'ouvrabilité recherchée. (Voir le tableau ci-dessous).

Tableau I.6. La valeur de A en fonction de la consistance du béton et la nature des granulats.

Consistance du béton	Moyens de mise en oeuvre	Materiaux utilisés		
		Sable roulé Gravier roulé	Sable roulé Gravier concassé	Sable concassé Gravier concassé
Molle	Piquage damage	28	30	32
Normale	Vibration moyen	21à22	23à24	25à26
Très ferme	Vibration très puissante	≤18	≤19	≤20

Nous avons un sable concassé et gravier concassé avec un béton fluide donc **A=32**.

✓ **Calcul et tracé de la courbe de référence :**

$$D_{max} = 25 + (25 - 20) 1,87/32,1 = \mathbf{25,3}.$$

$$X = D_{max}/2 = \mathbf{12,65}.$$

$$Y = A + 17 \sqrt[5]{D_{max}} = 32 + 17 \times 1,908 = \mathbf{64,44}.$$

On trace la courbe de référence.

On calcule l'indice des vides à partir de la formule

$$I = K / \sqrt[5]{D_{max}}$$

K : coefficient qui dépend de la nature des granulats et du degré de l'ouvrabilité recherchée.

Tableau I.7. K en fonction de la nature des granulats et du degré de l'ouvrabilité recherchée

Consistance du béton	Moyens de mise en oeuvre	Materiaux utilisés		
		Sable roulé Gravier roulé	Sable roulé Gravier concassé	Sable concassé Gravier concassé
Molle	Piquage damage	0.34	0.36	0.38
Normale	Vibration moyen	0.26à0.28	0.28à0.3	0.3à0.34
ferme	Vibration	0.25à0.27	0.26à0.28	0.28à0.30
Très ferme	Vibration puissante	≤0.24	≤0.28	≤0.27

On choisit $K=0,38$.

$$I = \frac{0,38}{1,908} = 0.199.$$

- A partir de l'indice des vides on déduit le volume de l'eau

$$V_{eau} = 0,199 \times 1000 = 199 \text{ l/m}^3$$

- Volume absolu des matières sèches :

$$1000 - 199 = 801 \text{ l/m}^3$$

- Volume absolu du ciment : $\frac{m}{\rho}$

$$\frac{350}{3,1} = 112,9 \text{ l/m}^3$$

- % en volume absolu du ciment : $\frac{112,9}{801} = 14,1\%$.

Tableau I.8 Les dosages en kg.

Constituants	% en V.A	V.A total	Volume absolu	M.V. Absolue	Dosage kg / m ³
15/25 concassé	30	801	240,3	2.65	636
8/15 concassé	17	801	136.17	2.67	363
Sable 1	33	801	264.33	2.69	711
Sable2	5,9	801	47.26	2,7	127
Ciment CPJ 42.5	14,1	801	112.94	3.10	350
S/Total	100		801		2187
Eau		199	199	1.00	199
Total		1000	1000.00		2386
Adjuvent	1.00				3.5 l/m³

✓ **Calcul et tracé de la courbe du mélange**

Tableau I.9. Les valeurs de la courbe de mélange.

Tamis en mm	Ciment	Sable2	Sable1	8/15	15/25	Total
31.5	14,1	5,9	33	17	30	100

25	14,1	5,9	33	17	29,44	99,44
20	14,1	5,9	33	17	19,81	89,81
16	14,1	5,9	33	16,05	7,74	76,79
12.5	14,1	5,9	33	8,48	2,08	63,56
10	14,1	5,9	33	3,81	1,08	57,89
8	14,1	5,9	33	0,52	0,48	54
6.3	14,1	5,9	33	0,12	0,3	53,42
5	14,1	5,9	32,87	0,09		52,96
2.5	14,1	5,9	25,85			45,85
1.25	14,1	5,9	17,2			37,2
0.63	14,1	5,9	12,09			32,09
0.315	14,1	5,9*92,1=5,43	11,1			30,63
0.16	14,1	1,69	9,23			25,02
0.063	14,1	0,15	4,78			19,03

Résultats

- L'utilisation d'un plastifiant réduit la quantité d'eau dans le béton tout en améliorant l'ouvrabilité.
- Lors de la gâché nous avons réduit la quantité d'eau de 199kg /m³ à 155kg/m³.
- L'affaissement au cône d'Abrams = 20 cm.
- Le rapport E/C= 0,44.
- Nous avons confectionné six éprouvettes cylindriques (16/32)



Figure I.8. Epreuves cylindriques.

I.7 Les essais de compression sur le béton

Le principe de l'essai est de soumettre une éprouvette cylindrique, à une force croissante et constante jusqu'à rupture de celle-ci afin, de déterminer la résistance à la compression donnée par la formule suivante :

$$R_c = \frac{P}{S} \text{ [Mpa].}$$

Avec :

P : charge de la rupture à la compression [N].

S : la section de l'éprouvette [mm^2].



Figure I.9. La presse.

L'écrasement des éprouvettes se fera à l'aide d'une presse trois éprouvettes à 7 jours et trois à 28 jours.

Tableau I.10. La résistance à la compression du béton.

Age	7jours.			28jours.		
le diamètre (mm)	160	160	160	160	160	160
Charge de rupture (KN)	539,38	544,50	556,46	750,78	697,16	778,37
La résistance (MPa)	26,8	27,1	27,7	37,3	34,7	38,7
La moyenne	27,2			36,9		

I.8 conclusion

Les essais ont donné des résultats d'une manière ou on peut considérer que les granulats et le sable, présentent des caractéristiques conformes aux normes en vigueur.

Le rapport $E/C = 0.44$ reste dans l'intervalle dans lequel la résistance évolue normalement.

Le béton est de consistance fluide (affaissement =20cm) va permettre une bonne mise en œuvre avec des moyens courant de vibrations.

II.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de choisir les dimensions « de faire un pré calcul » des différents éléments structuraux, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés si nécessaire. Le choix des dimensions tient compte des prescriptions réglementaires Données par le [1] et le [3].

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'au sol à travers la fondation.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments de structure

II.2.1 Les planchers

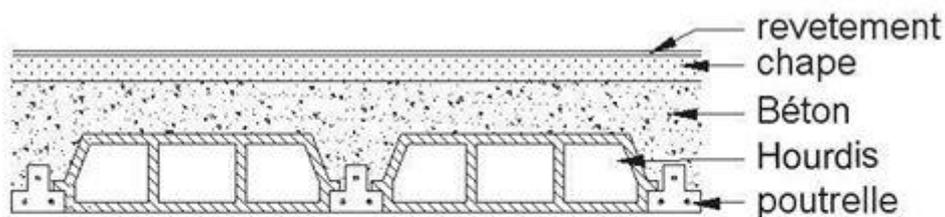
Les planchers sont définis comme étant des éléments horizontaux limitant les niveaux d'un bâtiment, permettant la circulation horizontale et assurant la transmission des charges vers les éléments porteurs. On les considère comme infiniment rigides dans leur plan et souple en dehors de leur plan.

Ils existent plusieurs types de planchers : dalle pleine, corps creux ...etc

Nous avons opté pour les deux planchers :

II.2.1.1 Plancher à corps creux

Un plancher à corps creux pour tous les étages



Coupe d'une dalle

Figure II 1. Coupe du plancher corps creux

▪ condition de déformation

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriqués associés aux corps creux, la hauteur du plancher est déterminé par les formules empirique suivant :

$$L_{max} = 4,00 - 0,4 = 3,6 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

ht : l'épaisseur de la dalle.

L : min (max L_x, max L_y).

L : min (3,6 ; 4,1).

$$\frac{360}{25} \leq \mathbf{ht} \leq \frac{360}{20}$$

$$14.4\text{cm} \leq \mathbf{ht} \leq 18 \text{ cm}$$

On choisit : **ht=20 cm**.

d=16cm (hauteur corps creux).

e=4cm (épaisseur de la dalle de compression).

Donc l'épaisseur de la dalle est de **ht = (16+4) cm**.

II.2.1.2 Plancher dalle pleine

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$), c'est le cas pour l'étage de RDC.

▪ résistance contre l'incendie

Pour une heure de coup de feu : e= 7cm.

Pour deux heures de coup de feu : e = 11cm.

▪ Condition d'isolation acoustique

Pour le respect d'une bonne isolation contre les bruits :

Contre les bruits aériens : Plancher $\geq 400\text{Kg/m}^2 \rightarrow 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \rightarrow e=16\text{cm}$.

Contre les bruits d'impacts : Plancher $\geq 350\text{Kg/m}^2 \rightarrow 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \rightarrow e =14\text{cm}$.

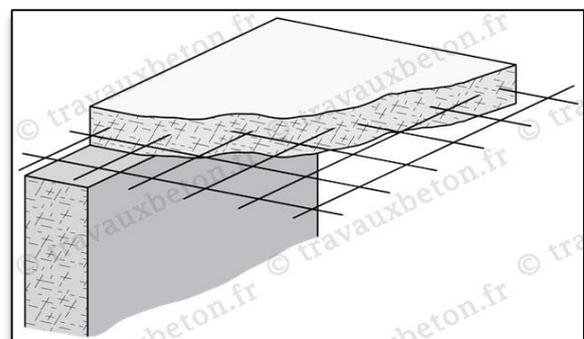
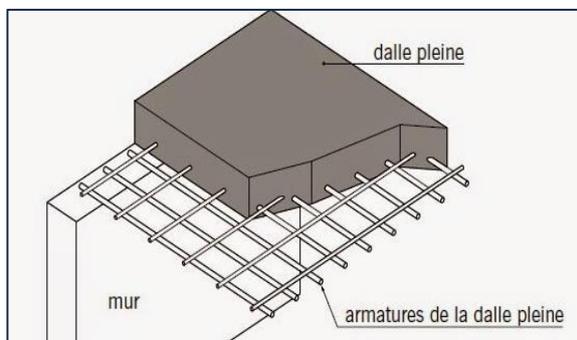


Figure II.2. Coupe du plancher dalle pleine

- **Résistance à la flexion**

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable.

$$\Rightarrow \frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \text{ dalle reposant sur 2 cotés.}$$

$$\Rightarrow \frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \text{ dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ Avec } \begin{cases} l_x & \text{le plus petit coté de la dalle.} \\ l_y & \text{le plus grand coté de la dalle.} \end{cases}$$

Et l_x, l_y entre nus des appuis.

$$\Rightarrow \text{Si } \rho < 0.4 : \text{ La dalle porte sur un seul sens ce qui implique } \rightarrow e > \frac{l_x}{30}$$

$$\Rightarrow \text{Si } 0,4 \leq \rho \leq 1 : \text{ La dalle porte sur les deux sens ce qui implique } \rightarrow e \geq \frac{l_x}{40}$$

$$l_x = 4 - 0,4 = 3,6 \text{ m}$$

$$l_y = 4,5 - 0,4 = 4,1 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3,6}{4,1} = 0,87 \quad \square \Rightarrow 0,4 \leq 0,87 \leq 1$$

Alors on dit que notre dalle porte sur les deux sens ce qui implique $\rightarrow e = \frac{3,6}{40} = 0,09\text{m}$

$$e = 9 \text{ cm}$$

- **Conclusion**

En tenant compte de toutes les conditions, nous aboutissons au choix d'une dalle d'épaisseur

e=16cm

II.2.2. les poutres

Les poutres sont structures principales unidirectionnelles ayant une fonction de résistance et de stabilité.

Le choix du dimensionnement des poutres se fait sur la base des recommandations du [3] et des dimensions minimales données par le [1].

Selon le [2] et le [1] les dimensions de la poutre « h » et « b » sont déterminées comme suite :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0,3 \times h_p \leq b \leq 0,7 \times h_p$$

L_{\max} : portée entre nus.

h_p : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Selon l'article 7.5.1 du [1]

⇒ La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$.

⇒ La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$.

⇒ Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$.

II.2.2.1 poutre porteuse

Dans notre bâtiment on a : $L_{max} = Ly = 4,5 - 0,3 = 4,2 \text{ m}$.

$$\frac{4,2}{15} \leq h_p \leq \frac{4,2}{10}$$

$$0,28 \text{ m} \leq h_p \leq 0,42 \text{ m}.$$

On choisit : $h_p = 40 \text{ cm}$.

$$0,3 \times h_p \leq b \leq 0,7 \times h_p$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 35 \text{ cm}$.

Les dimensions de la poutre porteuse doivent respecter les conditions énoncées par le [1].

✓ $b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (vérifiée).

✓ $h_p = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (vérifiée).

✓ $\frac{h}{b} = 1,14 \leq 4 \dots \dots \dots$ (vérifiée).

II.2.2.2 poutre non porteuse

$$L_{max} = Lx = 4,00 - 0,3 = 3,7 \text{ m}.$$

$$\frac{3,70}{15} \leq h_p \leq \frac{3,70}{10}. \quad 0,24 \leq h_p \leq 0,37$$

On choisit : $h_p = 35 \text{ cm}$.

$$0,3 \times h_p \leq b \leq 0,7 \times h_p$$

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}.$$

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

Les dimensions de la poutre porteuse doivent respecter les conditions énoncées par le [1].

✓ $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (vérifiée).

✓ $h_p = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (vérifiée).

$$\checkmark \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \dots \dots \dots (\text{vérifiée}).$$

En tenant compte de toutes les conditions, nous aboutissons au choix

- Pour les poutres porteuses : $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$
- Pour les poutres non porteuses : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3. La descente de charges

La descente de charge a pour but de définir les charges qui reviennent aux planchers et qui sont transmises aux éléments porteurs.

Les charges permanentes et surcharges d'exploitations sont définies par le [3].

II.3.1. Plancher terrasse

Tableau II.1 : Descente de charges du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)
Poids propre dalle CC	20	2,85
Béton en pente	10	2,2
Liège	4	0,16
Etanchéités	2	0,12
Protection gravillon	5	0,85
Plâtre	2	0,2

Charge permanente (poids propre) : $G_t = 6,38 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation sur terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

II.3.2. Plancher étage courant

Tableau II.2. Descente de charges de l'étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)
Poids propre de la dalle CC	20	2,85
Lit de sable	3	0,54
Mortier de pose	2	0,4
Plâtre	2	0,2
Carrelage	2	0,4
Cloison interne	1	1

Charge permanente (poids propre) : $G_{ec} = 5,39 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation de l'étage courant : $Q_{ec} = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.3. Plancher dalle pleine (RCD)

Tableau II 3. Descente de charges du plancher dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids G (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine	16	4
Lit de sable	3	0,54
Mortier de pose	2	0,4
Plâtre	2	0,2
Carrelage	2	0,4
Cloison répartie	1	1

Charge permanente (poids propre) : $G_{RDC} = 6,54 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation du plancher dalle pleine : $Q_{RDC} = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

II.4. L'acrotère

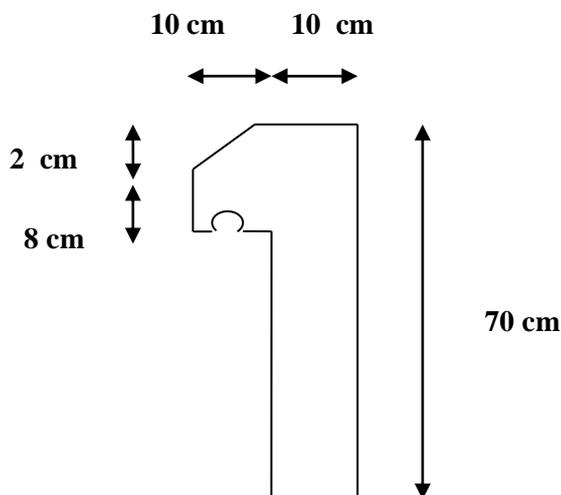


Figure II.3. Dimension de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G = \rho_b \times s$

S : surface transversal totale de l'acrotère

ρ_b : le poids volumique tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,10 \times 0,7) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,079 \text{ m}^2$$

D'où

Le poids d'élément en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,079 = 1,975 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement : $G_2 = (0,7 + 0,1 + 0,1 + 0,08 + 0,6) \times 0,02 \times 18 = 0,568 \text{ kN/ml}$

$G_{\text{acrotère}} = G_1 + G_2 = 2,543 \text{ KN/ml}$.

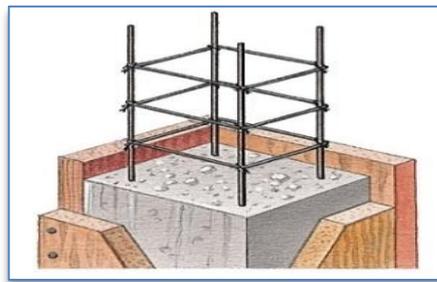
II.5. Les charges d'exploitations

Vu la nature des planchers et leurs usage, on distingue les charges d'exploitations suivantes

Tableau II 4.les charges d'exploitation

Acrotère	$Q = 1,0 \text{ kN/ml}$
Plancher terrasse (inaccessible)	$Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$
Plancher courant (habitation)	$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
Plancher RDC (habitation)	$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
Escaliers	$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
Balcon	$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$
Parking(sous sol)	$Q = 2,5 \text{ kN/ m}^2$

II.6. Les poteaux

**Figure II 4.vue d'un poteau.**

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

- ⇒ Le choix du poteau le plus sollicité.
- ⇒ Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- ⇒ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime « ELU » vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ⇒ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le [1]
- ⇒ Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

$$\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm (zone III)}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Selon l'article **B.8.4 du [3]** le pré dimensionnement des poteaux s'effectue à l'ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée donc on a la formule comme suit :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \times \frac{F_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec

N_u : effort normal maximal à l'ELU « $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$ » calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

B_r : une section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur de chaque côté et :

$B_r = (b - 0,02) \times (a - 0,02)$ Pour une section rectangulaire

$B_r = (a - 0,02)^2$ Pour une section carrée.

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

$\gamma_s = 1,15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: Résistance caractéristique du béton.

$f_e = 500 \text{ MPa}$: Résistance caractéristique de l'acier.

A_s : Section d'armature dans le poteau prise égale à 0.9% de la section réelle du poteau en zone III. Et Puisque la structure est implantée dans une zone de forte sismicité, donc d'après l'article **7.4.2.1 [1]** on trouve

$$\frac{A_s}{B} = 0.009 \approx \frac{A_s}{B_r} \rightarrow A_s = 0.009B_r$$

α : Coefficient qui est fonction de l'élanement géométrique « λ » du poteau donné par le **[3]** comment suit

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50. \implies \alpha = 0,85 / \beta \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Avec

$$\beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2$$

$$\lambda = \frac{I_f}{i} (I_f \times \sqrt{12}) / b$$

λ : L'élancement géométrique

I_f : longueur du flambement, on suppose que « $I_f = I_0$ »

I_0 : longueur libre du poteau, $I_f = I_0 = 3.06 - 0.2 = 2.86m$ pour les étages courants, RDC et S/sol.

$$i: \text{ rayon de giration du béton : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ et } I = \frac{a \times b^3}{12}, B = a \times b$$

I : le moment d'inertie (dans le sens de la section susceptible de se déformer) de la section du béton par rapport à son centre de gravité.

On fixe $\lambda = 35$ ($\lambda \leq 35$) pour s'assurer qu'il n'y aura pas de flambement et pour rester dans le domaine de la compression simple.

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2} = 0,708 \rightarrow \alpha = 0,708$$

On obtient

$$N_u = 0,708 \times \left(\frac{B_r \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,009 B_r \times 500}{1,15} \right) = 15,88 B_r$$

$$N_u = 15,88 B_r$$

$$\text{Tel que : } N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

N_u : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

N_G : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

B_r : section réduite du poteau.

II.6.1. Charge et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

La figure illustre la surface revenant au poteau le plus chargé

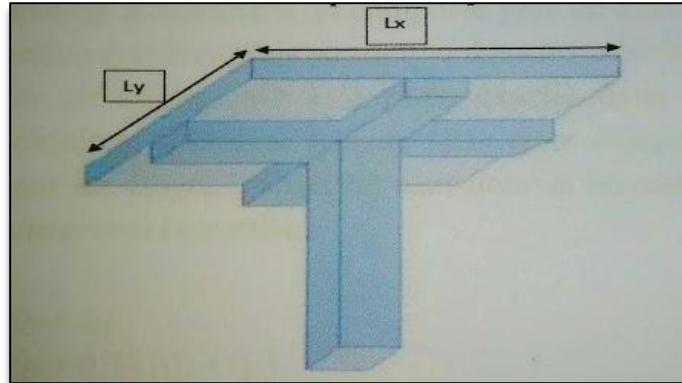


Figure II.5. Le poids revenant au poteau le plus sollicité.

II.6.1.1. Dégression des surcharges d'exploitation

Notre bâtiment est à usage d'habitation et comporte plus de 5 niveaux donc d'après le B.C.2.2 [6] la dégression doit être prise en compte dans les calculs.

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8ème étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7ème étage : $Q_0 + 0.95 \cdot (Q_1 + Q_2)$

Sous le 6ème étage : $Q_0 + 0.90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5ème étage : $Q_0 + 0.85 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Donc :

Sous les i èmes étages : $Q_0 + ((3 + n) / 2n) \sum_{i=1}^n Q_i$

Avec :

i : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

n : nombre total de niveaux.

Tableau II.5. Dégression des surcharges d'exploitation.

Niveau des planchers	surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²).
terrasse	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	1
P8	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
P7	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
P6	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
P5	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
P4	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7

P3	Q6	$\sum 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
P2	Q7	$\sum 7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,5
P1	Q8	$\sum 8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,28
PRDC	Q9	$\sum 9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9)$	10,71

❖ Poteau central

$$S_{pc} = (1,92 + 2,25) \times (1,9 + 2) = \mathbf{16,26 \text{ cm}^2}$$

Le poids revenant au poteau du 8 eme étage

- Poids du plancher terrasse $6,38 \times 16,26 = 103,73 \text{ KN}$.
- Poids des poutres porteuses $25 \times (0,4 \times 0,35 \times 4,17) = 14,595 \text{ KN}$.
- Poids des poutres non porteuses $25 \times (0,35 \times 0,30 \times 3,9) = 10,237 \text{ KN}$.

$$\mathbf{G_{tr} = 128,562 \text{ KN}}$$

$$N_{g8} = G_{tr} = 128,562 \text{ KN}$$

$$N_{Q8} = Q_{tr} \times S_{pc} = 1 \times 16,26 = 16,26 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(128,562) + 1,5(16,26) = 197,95 \text{ KN}$$

$$\mathbf{N_u = 197,95}$$

$$Br \geq 0,063 N_u$$

$$Br \geq 124,70 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 0,02)^2 \quad \Leftrightarrow \quad \sqrt{Br} = a - 0,02$$

$$a = 13,167 \text{ cm}^2$$

On choisit : $\mathbf{a = b = 30 \text{ cm}}$.

a) Vérification a l'ELS

$$N_{ser} = N_{g8} + N_{q8} = \mathbf{144,822 \text{ KN}}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} = \frac{144,822 \times 10^3}{1,15 \times 900} = 1,399 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

Le poids revenant au poteau du 7eme étage

- Poids du plancher : $5,39 \times 16,26 = 87,64 \text{ KN}$.
- Poids des poutres porteuses : $25 \times (0,4 \times 0,35 \times 4,17) = 14,595 \text{ KN}$.
- Poids des poutres non porteuses : $25 \times (0,35 \times 0,30 \times 3,9) = 10,23 \text{ KN}$.
- Poids du poteau : $(3,06 - 0,4) \times 0,3^2 \times 25 = 5,98 \text{ KN}$.

$$\mathbf{G_{et} = 118,445 \text{ KN}}$$

$$\begin{cases} N_{g7} = G_{et} = 118,445 \text{ kN.} \\ N_{Q7} = Q_{et} \times S_{pc} = 2,5 \times 16,26 = 40,65 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(118,445) + 1,5(40,65) = 220,87575 \text{ kN.}$$

$$G_7 = G_u + G_{et} = 128,562 + 118,445 = 247,007 \text{ kN}$$

$$\text{Poids revenant au 6ème étage : } G_6 = G_7 + G_{et} = 365,452 \text{ kN}$$

$$\text{Poids revenant au 5ème étage : } G_5 = G_6 + G_{et} = 483,897 \text{ kN}$$

$$\text{Poids revenant au 4ème étage : } G_4 = G_5 + G_{et} = 602,342 \text{ kN}$$

$$\text{Poids revenant au 3ème étage : } G_3 = G_4 + G_{et} = 720,787 \text{ kN}$$

$$\text{Poids revenant au 2ème étage : } G_2 = G_3 + G_{et} = 839,232 \text{ kN}$$

$$\text{Poids revenant au 1ème étage : } G_1 = G_2 + G_{et} = 957,677 \text{ kN}$$

$$\text{Poids revenant au RDC : } G_{RDC} = G_1 + G_{et} = 1076,122 \text{ kN}$$

Poids revenant au sous sol :

- poids plancher $6,54 \times 16,26 = 106,34 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse $0,40 \times 0,35 \times 25 \times 4,175 = 14,612 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,9 = 10,237 \text{ kN}$
- Poids du poteau $(4,08 - 0,4) \times 0,3^2 \times 25 = 8,28 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_s \text{ sol} = 139,462 \text{ kN}}$$

$$G_{total} = G_{ss} + G_{rdc} = 1215,584 \text{ kN}$$

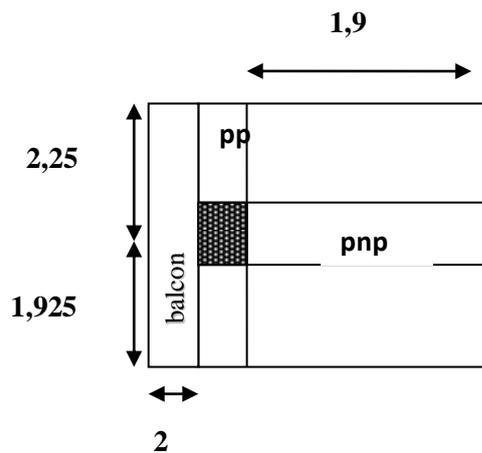
Tableau II.6. Les résultats concernant le poteau central.

niveau	NG(kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br(cm2)	a=b (cm)	RPA (cm2)	Le choix	Nser(kN)	σ_{ser} (MPa)	obs
P8	128,56	16,26	197,95	124,71	13,17	30×30	30×30	144,822	1,399<15	ok
P7	247,00	40,65	394,44	248,49	17,76	30×30	30×30	287,657	2,779<15	ok
P6	365,45	62,601	587,26	369,97	21,23	30×30	30×30	428,053	4,136<15	ok
P5	483,89	82,113	776,43	489,15	24,12	30×30	30×30	566,01	5,469<15	ok
P4	602,34	99,186	961,94	606,02	26,62	30×30	30×30	701,528	6,778<15	ok
P3	720,79	113,82	1143,79	720,59	28,84	30×30	30×30	834,607	8,064<15	ok

P2	839,23	126,015	1321,99	832,85	30,86	30×30	35×35	965,247	6,852<15	ok
P1	957,68	138,21	1500,18	945,11	32,74	30×30	35×35	1095,887	7,779<15	ok
P rdc	1076,12	150,893	1679,10	1057,84	34,52	30×30	35×35	1227,014	8,7099<15	ok
Psous sol	1215,584	174,144	1902,2553	1198,4208	36,618215	30×30	40×40	1389,7286	7,553<15	ok

❖ Poteau de rive

S=7.932 m²



Poids revenant au poteau du 8ème étage

- Poids du plancher terrasse.....6,38x 7,932 = 50,606 KN
- Poids des poutres porteuses0,4 × 0,35 × 25 × 4,175 = 14,612 KN
- Poids des poutres non porteuses..... 0,35 × 0,30 × 25 × 1,9 = 4,987KN
- Poids de l'acrotère2,543 × 4,175=10,62 KN

G8=80,825 KN

Poids revenant au 7ème étage

- poids plancher courant5,39×7,932=42,753kN
- Poids des poutres porteuse 0,40×0,35×25×4,175=14,612kN
- Poids des poutres non porteuses 0,30×0,35×25×1,9=4,987 KN
- Poids de mur extérieure.....2,81×4,175× (3,06-0.4)=31,206kN
- Poids du poteau (3,06-0.4) × 0.3² ×25=5.985 KN
- Poids du balcon (2 × 4.175) ×6,54=54,609 KN

G=154,152 KN

G7=G8+g =80,825+154,152=234,977KN

- Poids revenant au 6ème étage : $G_6 = G_7 + g = 389,129 \text{ kN}$
- Poids revenant au 5ème étage : $G_5 = G_6 + g = 543,281 \text{ kN}$
- Poids revenant au 4ème étage : $G_4 = G_5 + g = 697,433 \text{ kN}$
- Poids revenant au 3ème étage : $G_3 = G_4 + g = 851,585 \text{ kN}$
- Poids revenant au 2ème étage : $G_2 = G_3 + g = 1005,737 \text{ kN}$
- Poids revenant au 1ème étage : $G_1 = G_2 + g = 1159,889 \text{ kN}$
- Poids revenant au RDC: $G_{RDC} = G_1 + g = 1314,04 \text{ kN}$
- Poids revenant au sous sol :
 - poids plancher $6,54 \times 7,932 = 51,875 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuse $0,40 \times 0,35 \times 25 \times 4,175 = 14,612 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,9 = 4,987 \text{ kN}$
 - Poids de mur extérieure $2,81 \times 4,175 \times (3,06 - 0,4) = 31,20 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $(3,06 - 0,4) \times 0,3^2 \times 25 = 5,985 \text{ kN}$

Gs sol=108,659

Gtotal=gss+grdc=1422,699kN

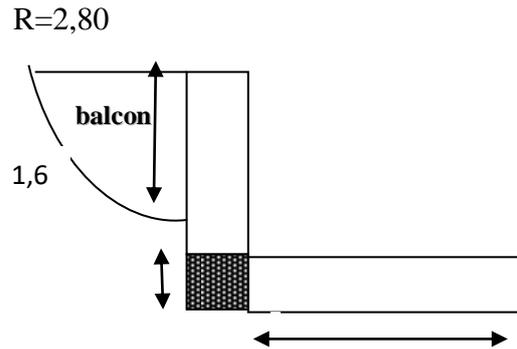
Tableau II.7. Les résultats concernant le poteau de rive.

niveau	NG	NQ	Nu	Br	a=b	RPA	Le choix	Nser	σ_{ser} (MPa)	σ_{ser} (MPa)	obs
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm ²)		(kN)			
P8	80,825	7,93	121,01	76,23	10,73	30×30	30×30	88,76	0,858	15	ok
P7	154,152	19,83	237,85	149,85	14,24	30×30	30×30	173,98	1,688	15	ok
P6	389,129	30,53	571,12	359,81	20,97	30×30	30×30	419,66	4,055	15	ok
P5	543,281	40,06	793,52	499,92	24,36	30×30	30×30	583,34	5,64	15	ok
P4	697,433	48,38	1014,10	638,89	27,27	30×30	30×30	745,81	7,21	15	ok
P3	851,585	55,51	1232,90	776,73	29,871	30×30	30×30	907,1	8,76	15	ok
P2	1005,737	61,46	1449,9	913,46	32,22	30×30	35×35	1067,2	7,58	15	ok
P1	1159,889	67,4	1666,95	1050,18	34,411	30×30	35×35	1227,29	8,71	15	ok
P rdc	1314,04	78,82	1892,18	1192,08	36,53	30×30	40×40	1392,86	7,57	15	ok
Psous sol	1422,699	84,93	2048,04	1290,26	37,92	30×30	40×40	1507,63	8,19	15	ok

❖ **Poteau d'angle**

$$S = (2 \times 1.85) + \left(\frac{\pi \times 2.80^2}{16} \right)$$

$$S = 1.54 + 3.7 = 5.24 \text{ m}^2$$



Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage

- Poids du plancher terrasse.....6,38x 5,24= 33.43KN
- Poids des poutres porteuses0,4 x 0 ,35 x 25 x 1 ,85 = 6,475 KN
- Poids des poutres non porteuses.....0,35 x 0 ,30 x 25 x 2= 5,25 KN
- Poids de l’acrotère.....2,543 x 3,85=9,79 KN

G8=54,945KN

Poids revenant au 7^{ème} étage

- poids plancher courant 5,39x5.24=28,24kN
- Poids des poutres porteuse..... 0,40x0,35x25x1.85=6,475 kN
- Poids des poutres non porteuses 0,30x0,35x25x2=5,25 kN
- Poids de mur extérieure 2,81x3,85x (3,06-0.4)=28,77kN
- Poids du poteau(3,06-0.4) x 0.3² x25=5.985 KN
- Poids du balcon (1.6 x 2) x 6 ,54=20,93KN

g =95,65 KN

G7=G8+g =54,945+95,65=150,595 KN

- Poids revenant au 6^{ème} étage : G6 = G7+ g=246,245 kN
- Poids revenant au 5^{ème} étage : G5 = G6 + g=341,895 kN
- Poids revenant au 4^{ème} étage : G4 = G5 + g=437,545 kN
- Poids revenant au 3^{ème} étage : G3= G4 + g=533,195 kN
- Poids revenant au 2^{ème} étage : G2 = G3 + g=628,845 kN
- Poids revenant au 1^{ème} étage : G1 = G2 + g=724,495kN
- Poids revenant au RDC : GRDC = G1 + g=820,145kN
- Poids revenant au sous sol :

- poids plancher $6,54 \times 5,24 = 34,27 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse $0,40 \times 0,35 \times 25 \times 1,85 = 6,475 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses $0,30 \times 0,35 \times 25 \times 2 = 5,25 \text{ kN}$
- Poids de mur extérieure $2,81 \times 3,85 \times (4,08 - 0,4) = 39,81 \text{ kN}$
- Poids du poteau $(4,08 - 0,4) \times 0,3^2 \times 25 = 8,28 \text{ kN}$

Gs sol = 94,085 kN

Gtotal = gss + grdc = 914,23 kN

Les résultats concernant poteau d'angle sont données par le tableau suivant

Tableau II 8. Les résultats concernant poteau d'angle.

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nu(KN)	Br(cm ²)	a=b(cm)	RPA (cm ²)	Le choix	Nser (KN)	σser (MPa)	σser admissible (MPa)	obs
P8	54,945	5,24	82,036	51,682	9,189	30×30	30×30	60,185	0,581	15	ok
P7	95,65	13,1	148,78	93,729	11,681	30×30	30×30	108,75	1,051	15	ok
P6	246,245	20,17	362,69	228,492	17,116	30×30	30×30	266,415	2,574	15	ok
P5	341,895	26,46	501,25	315,786	19,770	30×30	30×30	368,355	3,558	15	ok
P4	437,545	31,96	638,63	402,334	22,058	30×30	30×30	469,505	4,536	15	ok
P3	533,195	36,68	774,83	488,144	24,094	30×30	30×30	569,875	5,506	15	ok
P2	628,845	40,61	909,86	573,209	25,941	30×30	30×30	669,455	6,468	15	ok
P1	724,495	44,54	1044,88	658,273	27,656	30×30	30×30	769,035	7,430	15	ok
P rdc	820,145	48,627	1180,15	743,486	29,267	30×30	30×30	868,772	8,394	15	ok
Psous sol	914,23	56,12	1318,39	830,586	30,819	30×30	35×35	970,35	6,888	15	ok

II.6.1.2. Vérification des conditions suivantes selon le [1] en zone III

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Min}(30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \geq 30 \text{ cm} \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{Min}(30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \geq \frac{h_e}{20} \dots \text{condition Vérifié.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \dots \text{Condition Vérifié.}$$

II.7. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

a) Pré dimensionnement du voile

Le pré dimensionnement se fera conformément à **art 7-7-1 du [1]**

On considérera comme voiles que les éléments satisfaisant la condition $L_{\min} \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale des voiles est $a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$., l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

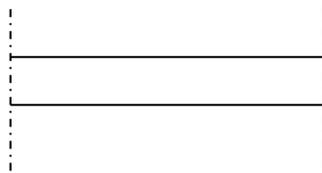


Figure II.6. Coupe de voile en plan.

Dans notre cas $a \geq \{15 \text{ cm} ; h_e / 20\}$ cas le plus défavorable.

▪ Pour le RDC

$$h_e = 4,08 - 0,40 = 3,68 \text{ m}$$

$$a \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 18,4 \right\} \Rightarrow a = 20 \text{ cm} .$$

▪ Pour le sous-sol et l'étage courant

$$h_e = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$$

$$a \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 13,3 \right\} \Rightarrow a = 15,00 \text{ cm} .$$

Conclusion

On opte pour **a = 20cm**

La largeur du voile

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante

$$L_{\min} \geq 4a$$

Avec : L_{\min} : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

$$L_{\min} \geq 4 \times 0.20 = 0.8 \text{ m.}$$

II.8. Conclusion

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux est une étape importante dans le calcul, il permet de limiter les erreurs dans le ferrailage par la suite.

Le redimensionnement des éléments n'est pas à exclure par la suite dans le cas où la structure est soumise à des efforts non pris en compte dans le pré- dimensionnement.

Dans l'étude qui va suivre nous allons adopter des sections suivantes

- ✓ Dalle pleine pour le RDC : $e = 16\text{cm}$.
- ✓ Dalle à corps creux pour les étages $e = (16+4)$.
- ✓ Poutre principale : $b = 35\text{cm}$, $h_p = 40\text{cm}$.
- ✓ Poutre non porteuse : $b = 30\text{cm}$, $h_p = 35\text{cm}$.
- ✓ Voile : $a = 20\text{cm}$.
- ✓ Poteau :

Niveaux	Poteaux de rives	Poteaux centraux	Poteaux d'angles
8	30×30	30×30	30×30
7	30×30	30×30	30×30
6	30×30	30×30	30×30
5	30×30	30×30	30×30
4	30×30	30×30	30×30
3	30×30	30×30	30×30
2	35×35	35×35	30×30
1	35×35	35×35	30×30
RDC	40×40	35×35	30×30
S-SOL	40×40	40×40	35×35

III.5. Balcon

III.5.1. Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine, encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à

- ◆ Son poids propre.
- ◆ La surcharge d'exploitation.
- ◆ Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- ◆ Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde-corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

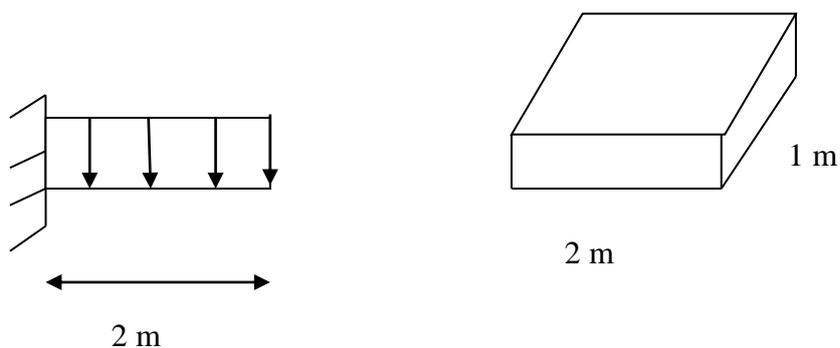


Figure III.22. Section de la dalle du balcon.

a) Calcul des charges sollicitant le balcon

❖ Charge permanente

- Carrelage (ép = 2 cm) 0,40 kN/m²
- Mortier de pose 0,40 kN/m²
- Lit de sable 0,54 kN/m²
- Dalle en BA (ép = 15 cm) 3,75 kN/m²
- Enduit de ciment (ép = 2 cm) 0,36 kN/m²

$$\sum G = 5,45 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m.

❖ Charge permanent

$$G \times 1 \text{ m} = 5,45 \times 1 = 5,45 \text{ kN/m.}$$

❖ Charge d'exploitation

$$Q = 3,5 \text{ kN/m.}$$

❖ **Charge concentrée**

- Enduit de ciment 0,36 kN/m²
 - Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²
 - Enduit de ciment 0,36 kN/m²
-
- p = 1,62 kN/m²

Pour une bande de 1 m , p= 1,62 kN/m.

La charge P = 1,62 kN/m² × 2 m × 1 ml = 3,24 KN/ml.

b) Combinaison des charges

Tableau III .17. Les combinaisons des charges à ELU et ELS.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,60	8,95
P(KN)	4,374	3,24

c) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

À ELU

Section 1-1: 0 ≤ x ≤ 1,00m

$$\begin{cases} M(x) = -p_u x - q_u \times \frac{x^2}{2} \\ M(x) = -4,374 x - 12,6 \times \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2) = -33,948 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = -4,374 - 12,6 \times x$$

$$x=0 \quad \Rightarrow \quad x = -0,347 \notin [0, 2]$$

$$T(x) = p_u + q_u x$$

$$T(x) = 4,374 + 12,6 x$$

$$\begin{cases} T_u(0) = 4,374 \text{ KN} \\ T_u(2) = 29,574 \text{ KN} \end{cases}$$

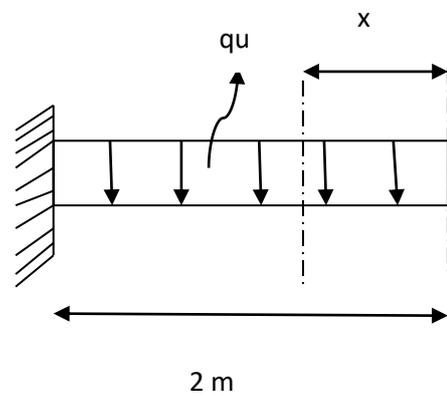


Figure III .23. Section de la dalle a l'ELU.

À ELS

Section 1-1: $0 \leq x \leq 1,00\text{m}$

$$M(x) = -p_s x - q_s \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -3,24 x - 8,95 \times \frac{x^2}{2}$$

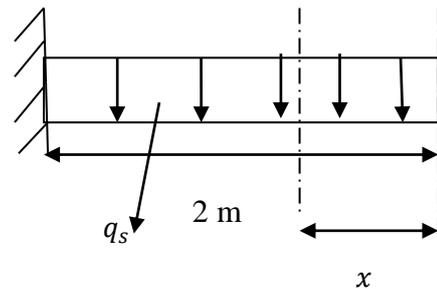


Figure III .24. Section 1-1 de la dalle a l'ELS.

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2) = -24,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = -3,24 - 8,95x$$

$$x=0 \Rightarrow x = -0,36 \notin [0, 2]$$

$$\begin{cases} T_s(0) = 3,24 \text{ KN} \\ T_s(2) = 21,14 \text{ KN} \end{cases}$$

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans le tableau suivant

Tableau III .18. Récapitulatif de M et T de la dalle pleine.

X(m)	ELU		ELS	
	Mu(KN.m)	Tu(KN)	Ms(KN.m)	Ts(KN)
0	0	4,374	0	3,24
2	-33,948	29,574	-24,38	21,14

d) Détermination du ferrailage

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

A ELU

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,782 \text{ MPA}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33,948 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 348}$$

$$\mu_u = 0,13148584 < 0,371 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,17687058 ; Z = 12,5448989 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 6,22 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{st} \Rightarrow 6T12$ de section $6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{500}$$

Donc : $6,79 \geq 1,3 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Armature de répartition

$$\frac{A_{st}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_{st}}{2} \Rightarrow 1,679 \leq A_r \leq 3,395$$

Le choix : $A_r \Rightarrow 4T10$ de section $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

e) Vérification à l'ELS

$$M_s = 24,38 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 ; n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st}(d-x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 15 \times 8,04(13,5-x)$$

$$x = 4,323 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st}(d-x)^2$$

$$X = 4,323 \text{ cm} ; n = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

$$I = 11270,523 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des contraintes

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{24,38 \times 10^6 \times 43,23}{11270,523 \times 10^4} = 9,352 \text{ MPA}$$

Contrainte admissible

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = 9,352 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{24,38 \times 10^6 \times (135 - 43,23)}{11270,523 \times 10^4} = 297,754 \text{ MPA}$$

Contrainte admissible

Fissuration préjudiciable avec $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_t 28}) \right) = 250 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Amin = 0,5 % b.h d'après [1].

Amin = 0,5 % 100.15 = 7,5 cm² Choix : Ast = 8 T12 = **9,05**cm² Avec st = 14 cm

❖ Armature de répartition

$$\frac{A_{st}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_{st}}{2} \Rightarrow 2,262 \leq A_r \leq 4,525$$

Le choix : Ar \Rightarrow 5T10 de section 3,93 cm²/ml

1/ Vérification des contraintes**Béton**

$$\sigma_{bc} = 8,465 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Acier

$$\sigma_{st} = 226,678 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Vérification au cisaillement

T max = 29,574 KN

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{29,574 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,219 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\right); \text{ Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale}).$$

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

Donc

$$\tau_u = 0,219 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3/ Vérification de la flèche

on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e}$

h : Hauteur de la dalle

Ast : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

1 /

$$\frac{h}{L} = \frac{0,15}{1} = 0,15$$

$$\frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\text{Alors } \frac{h}{L} = 0,15 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/

$$\frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7,92}{100 \times 13,5} = 0,0058$$

$$\frac{4,20}{f_e} = 0,0084$$

$$\text{Alors } \frac{A_{st}}{b \times d} = 0,0058 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.6. Conclusion

Les éléments non structuraux ne participent pas à la stabilité et au contreventement du bâtiment mais ils sont des éléments importants qui peuvent transmettre les efforts aux éléments porteurs.

Le dimensionnement des éléments non structuraux et leur ferrailage doit être conforme aux règlements. De ce fait on adopte

- ✓ Pour l'acrotère $\left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ T8 Esp } 20\text{cm les armatures longitudinales.} \\ 4 \text{ T8 esp } 20 \text{ cm les armatures de répartition.} \end{array} \right.$

- ✓ Plancher :

Plancher	Corps creux		Dalle pleine
	En travée	sur appui	T10 Esp 25
	3T8	3T10	

- ✓ Dalle machine :

sens	En travée	sur appui
xx	4T10 esp 25cm	4T10/ml esp 25 cm
yy	3T10 esp 33 cm	4T10/ml esp 25 cm

- ✓ Escalier :

	En travée	sur appui
Armatures longitudinales	5T12+5T14	5T10
Armatures de répartition	5T10	5T10

- ✓ Balcon :

Armatures longitudinales	8T10 /ml esp 14 cm
Armatures de répartition	5T10 / ml

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne représentent pas une fonction porteuse et de résistance aux actions sismiques (contreventement), on les considère comme éléments secondaires. Leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale), comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique car ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme. Ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une distorsion d'ensemble.

Donc dans ce présent chapitre, nous ferons le calcul des éléments suivants

- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les planchers.
- ✓ La dalle machine
- ✓ L'escalier.
- ✓ Les balcons.

III.2. L'acrotère

III.2.1 Définition

L'acrotère est un élément en béton armé, assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre, et à un effort horizontal ($Q = 1\text{KN/ml}$) dû à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1 ml.

▪ Dimension de l'acrotère

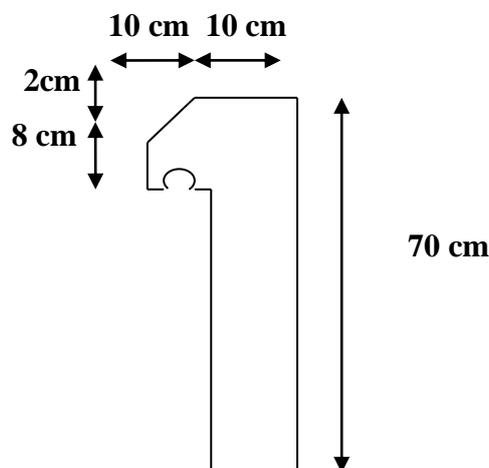


Figure III 1.L' Acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G = \rho_b \times s$.

S : surface transversal totale de l'acrotère.

ρ_b : le poids volumique tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,10 \times 0,7) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,079 \text{ m}^2$$

D'où

Le poids d'élément en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,079 = 1,975 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement : $G_2 = (0,7+0,1+0,1+0,08+0,6) \times 0,02 \times 18 = 0,568 \text{ kN/ml}$

$G_{\text{acrotère}} = G_1 + G_2 = 2,543 \text{ kN/ml}$

III.2.2 Calcul des charges sollicitant l'acrotère

Charge Permanente et Surcharge D'exploitation

- Evaluation des charges

- Charges permanentes

$G = 2,543 \text{ kN/ml}$

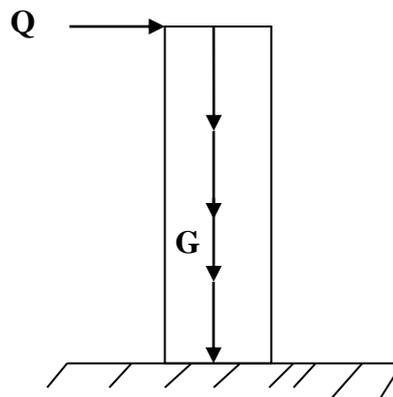


Figure III 2. Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

- Charge d'exploitation

$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

- Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère

$F_p = 4.A.C_p.W_p$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone [1]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 [1]

W_p : Poids de l'acrotère = 2,543 kN/ml.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,543$

$F_p = 2,034 \text{ KN/ml} > 1.5 Q = 1.5 \text{ KN/ml}$.

$Q_{h \text{ max}} = (1.5Q; F_p) \Rightarrow Q_{h \text{ max}} = 2.034 \text{ KN/ml}$.

III.2.3 Détermination des efforts (M ,N ,T)

ELU

Effort normal

$N_u = 1.35 \times G = 1,35 \times 2.543 = 3.43 \text{ kN}$.

Moment d'encastrement

$M_u = 1,5 \times F_p \times h = 2,136 \text{ kN.m}$

Effort tranchant

$T_u = 1,5 \times F_p = 3,051 \text{ kN}$.

ELS

Effort normal

$N_s = W_p = 2,543 \text{ kN}$.

Moment d'encastrement

$M_s = F_p \times h = 2,034 \times 0.7 \Rightarrow M_s = 1.42 \text{ kN.m}$

Effort tranchant

$T_s = F_p = 2,034 \text{ kN}$.

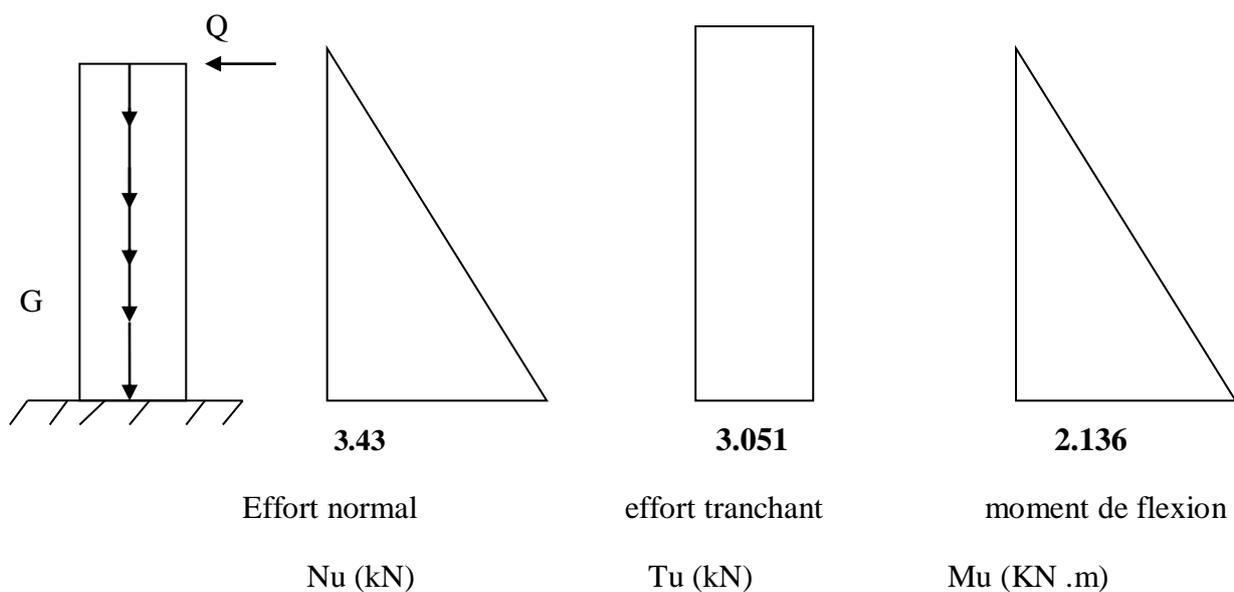


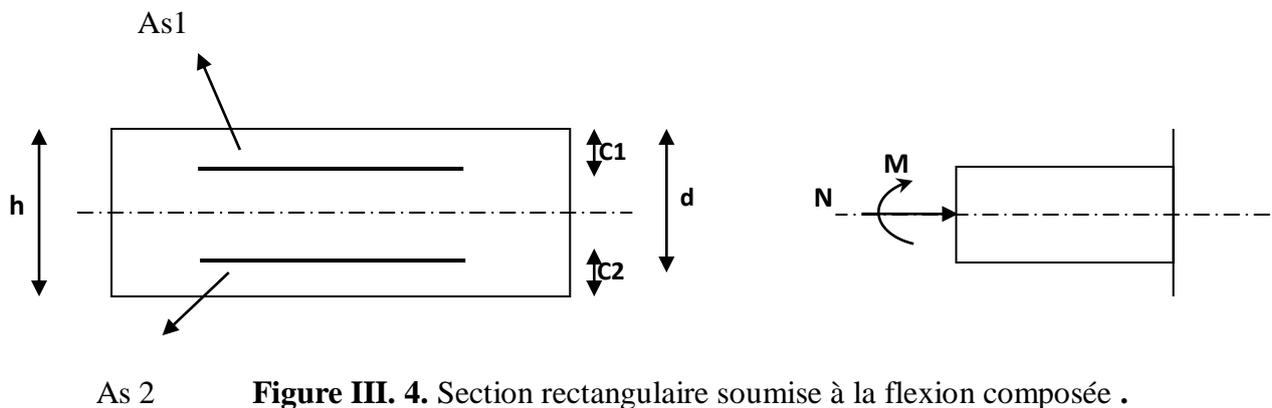
Figure III.3. Diagramme des efforts à l'ELU.

III.2.4 Ferrailage de l'acrotère

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la section plane à étudier sera de $100 \times 10 \text{ cm}^2$.

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire.

Pour le calcul en considérant une section rectangulaire et sera $100 \times 10 \text{ cm}^2$, soumise à un effort normal «N» et un moment de renversement «M».



As 2 **Figure III. 4.** Section rectangulaire soumise à la flexion composée .

▪ Données : ELU

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $d = 7,5 \text{ cm}$ et $c = c' = 2,5 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$

$f_e = 500 \text{ MPa}$, $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 434,782 \text{ MPa}$

a) Calcul de l'excentricité 'e'

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.136}{3.43} = 62.3 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} e > \frac{h}{2} - c'$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2.5 = 2,5 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{alors la section est partiellement comprimé}$$

« SPC »

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Les armatures seront calculées à la flexion simple par un moment fictif M_f .

b) Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2.221 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.027 < \mu_R = 0.392 \implies A'_s = 0$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.395 = 73.95 \text{ mm}$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 0.69 \text{ cm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Donc
$$\begin{cases} A_{s1} = 0 \\ A_{s2} = 61,110989 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

III.2.5 Vérification de la section d'acier selon [2]

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité.

$$A_{smin} \geq \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 7,5 \text{ cm}$.

$$A_{smin} \geq \max\{1 \text{ cm}^2; 0.724\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc

on opte finalement pour : **5T8 = 2,51 cm²** Avec un espacement

$$St = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

III.2.6 Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 0,63 \leq A_r \leq 1,255 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit

$$\mathbf{4T8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$
 avec un espacement $st = \frac{70}{3} = 23,33 \text{ cm} \implies \mathbf{st = 20 \text{ cm}}$

III.2.7 Vérification des contraintes à L'E.L.S

On doit vérifier les conditions suivantes

-La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

-La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Dans les aciers

La fissuration est considérée préjudiciable donc

$$\bar{\sigma}_{st} \geq \min\left\{\frac{2}{3} fe; \max(0.5 fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1,6 & \text{pour les H A.} \\ \eta = 1 & \text{pour les R L.} \end{cases}$$

Dans notre cas

$$\eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{333,33; \max(250; 201,63)\right\}$$

$$\sigma_{st} = 250 \text{ MPA}$$

a) Détermination de l'axe neutre

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,42}{2,543} = 55,8 \text{ cm}$$

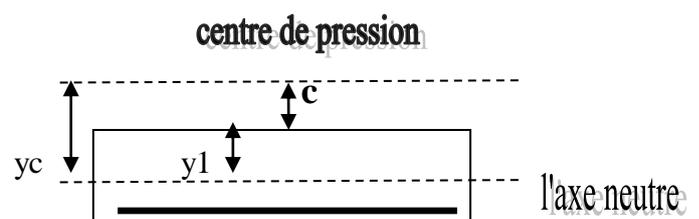


Figure III.5. Distance de l'axe neutre

⇒ On a une section est partiellement comprimée (SPC).

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $d = 7,5 \text{ cm}$ et $c_1 = c_2 = 2,5 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $F_{tj} = 2, 1 \text{ MPa}$

$f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 434,782 \text{ MPa}$

$e = 55,8 \text{ cm}$; $A_{s1} = A_{s2} = 2,51 \text{ cm}^2$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = e - \frac{h}{2}$$

$$C = 50.8 \text{ cm}$$

D'après le [2], on doit résoudre l'équation suivant

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \quad \text{avec}$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$p = -3c^2 + \frac{90As'}{b}(c + c1) + \frac{90As}{b}(c + d) = p - 3(50.8)^2 + \frac{90 \cdot 2.51}{100}(50.8 + 2.5) + \frac{90 \cdot 2.51}{100}(50.8 + 7.5) = -7489.81$$

$$q = 2c^3 + \frac{90As'}{b}(c + c1)^2 + \frac{90As}{b}(c + d)^2 = 248.09 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{p}{3}\right)^3 = -6.93 \times 10^8 < 0$$

$$\varphi = \arccos\left[\frac{q}{2}\left(\frac{-p}{3}\right)^{\frac{3}{2}}\right] \quad \text{avec } \varphi \text{ en radian.}$$

$$\varphi = 0.106$$

$$y_c = -2\sqrt{\frac{-p}{3}} \cos\left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right] = 53 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_c - c \quad \Rightarrow \quad y_1 = 2.2 \text{ cm}$$

III.2.8 Vérification des contraintes

a) Contrainte du béton

$$\sigma_{bc\max} = \frac{N_{ser} y_1}{\frac{b y_1^2}{2} + 15 A_1 (y_1 - c_1) - 15 A_2 (d - y_1)} = 1,79 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\Rightarrow 1,79 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{s1} = 15 \sigma_{bc\max} \frac{y_1 - c_1}{y_1} = -3.66 \text{ MPA} \leq 250 \text{ MPA} \dots \text{acier comprimé vérifiée.} \\ \sigma_{s2} = 15 \sigma_{bc\max} \frac{d - c_1}{y_1} = 64.68 \text{ MPA} \leq 250 \text{ MPA} \dots \text{acier tendu vérifiée.} \end{cases}$$

III.2.9 Vérification à l'effort tranchant

$$T_u = 3.051 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.04 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA}$ **Condition vérifiée.**

Espacement des barres

- **Armatures principales : $S_t=20\text{cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm})=30 \text{ cm}$Condition vérifiée.**

10cm 10cm

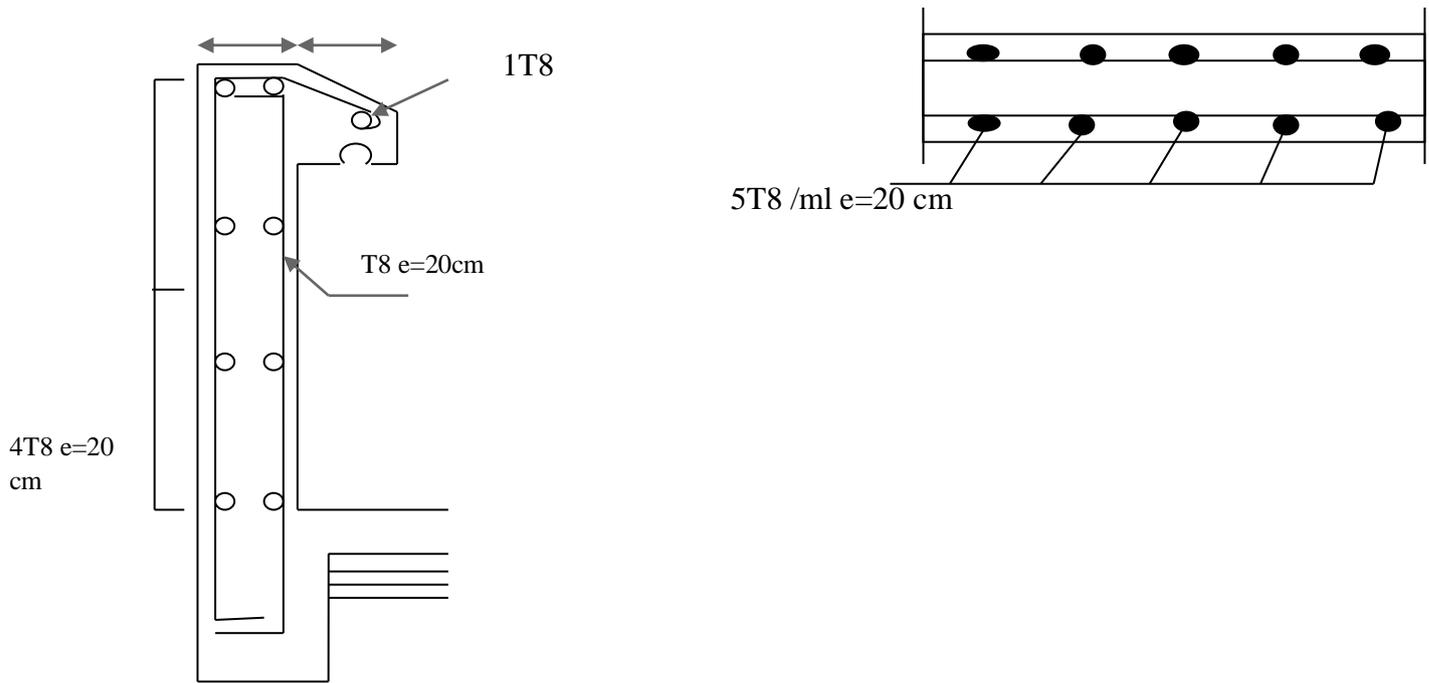


Figure III .6. Coupe de Ferrailage de l'acrotère

III.4 Calcul de la dalle machine

III.4.1 Introduction

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux (ascenseur a cable).

Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.

Treuil de levage de la poulie et le contre poids.

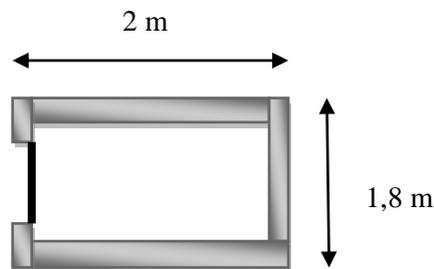


Figure III 13. Ascenseur.

III.4.2 L'étude de la salle machine

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 0,63 m/s .

$B_s=1,8$; $T_s=2$ m ; $H_k=2,20$ m ; $P_M=1500$ daN ; $D_M=4300$ daN ; $F_c=5000$ daN [8].

Avec

B_s , T_s , H_k : sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de **500 kg**.

$P=P_M+D_M+500=1500+4300+500= 6300$ daN

$L_x=1,8$ m

$L_y=2$ m

a) Calcul de la dalle pleine

▪ **épaisseur de la dalle**

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc l'épaisseur de la dalle est donnée par la formule

$$L_x/50 \leq h_t \leq L_x/40$$

En tenant compte de toutes les conditions, nous aboutissons au choix d'une dalle d'épaisseur

$h_t = 15 \text{ cm}$

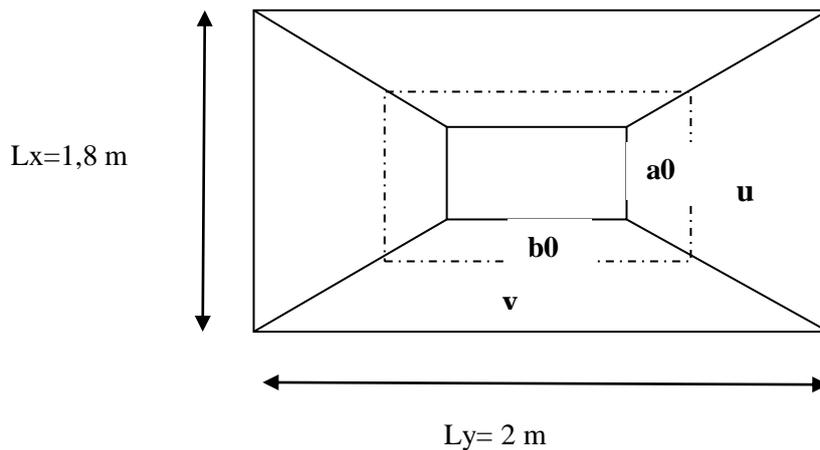


Figure III 14. Surface d'impact.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$). Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD.

$$\text{On a: } \begin{cases} U = a_0 + 2Ke_0 + h_t \\ V = b_0 + 2Ke_0 + h_t \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U : \text{dimension // à } l_x \\ b_0, V : \text{dimension // à } l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de rectangle sur lequel la charge s'applique = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

$K=1$ pour le béton (le revêtement est en béton).

$e_0 = 5 \text{ cm}$ étant l'épaisseur de revêtement.

$h_t = 15 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle.

$$\begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,8}{2} = 0,9$$

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,9 \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Evaluation des moments sous charge concentrée

▪ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1}

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m, sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie.

Selon [2]

$$\begin{cases} M_{0x} = q (M_1 + \nu M_2) \\ M_{0y} = q (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{béton fissure (ELU).} \\ \nu = 0,2 \rightarrow \text{béton non fissure(ELS).} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant le rapport

$$\frac{u}{L_x} \text{ et } \frac{v}{L_y}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{105}{180} = 0,58 \quad ; \quad \frac{v}{L_y} = \frac{105}{200} = 0,52$$

D'où $M_1 = 0,089$; $M_2 = 0,073$ (tableau de PIGEAUD).

▪ Calcul des moments M_{x1} et M_{y1}

ELU: $\nu = 0$

$$q_u = 1,35 \times p \quad \longrightarrow \quad q_u = 85,05 \text{ (avec } p = 63 \text{ KN)}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 85,05 \times 0,089 = 7,57 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 85,05 \times 0,073 = 6,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C) Calcul de la dalle sollicité par une charge uniformément répartie

- **Evaluation du moment M_{x2} et M_{y2} due au poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.9 \quad (\text{tableau}) \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{array} \right.$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements

(pour un revêtement de 5 cm) $G_2=5$ KN.

$Q=1$ KN /m².

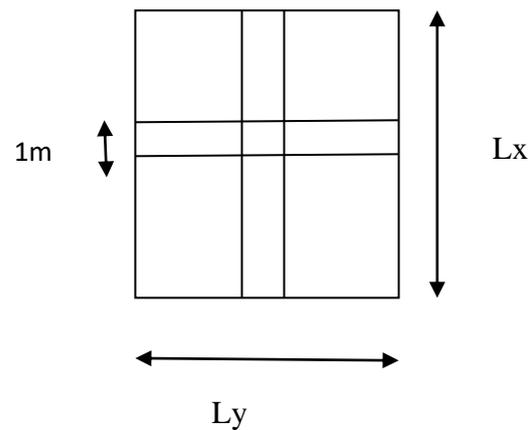


Figure III 15.Dalle machine.

- **Combinaison de charge**

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 5) + (1,5 \times 1) = 8,25 \text{ KN/ml.}$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0,0456 \times 8,25 \times 1,8^2 = 1,22 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,7834 \times 1,22 = 0,955 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

d) Moments totaux sollicitant la dalle machine

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,57 + 1,22 = 8,79 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,21 + 0,955 = 7,165 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque

Pour tenir compte des encastremements de la dalle en niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de -0,5 aux appuis.

▪ **Sens L_x**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } M_x^a = -0,5 \times 8,79 = -4,395 \text{ KN.m} \\ \text{En travées : } M_x^t = 0,85 \times 8,79 = 7,471 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

▪ **Sens L_y**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } M_y^a = -0,5 \times 8,79 = -4,395 \text{ KN.m.} \\ \text{En travées : } M_y^t = 0,85 \times 7,165 = 6,09 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

e) Ferrailage à l'ELU

Sens L_x (direction principale)

$$h=15 \text{ cm ; } d=13,5 \text{ cm ; } b=1 \text{ m}$$

▪ **En travées**

$$M_x^t = 7,471 \text{ KN.m ;}$$

$$\mu = \frac{7,471 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,2} = 0,0289 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,0367 ; Z = 13,302 \text{ cm ; } A_t = 1,292 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement} \leq \text{Min} \left\{ 3h=45 \text{ cm, } 33 \text{ cm} \right\} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Choix } \mathbf{4HA10 = 3,14} \text{ avec } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\text{esp} = 25 \text{ cm}}$$

▪ **sur appuis**

Appuis intermédiaire

$$M_x^a = -4,39 \text{ KN.m ; } d=13,5 \text{ cm ; } b=1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,39 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,02144 ; Z = 133,84 \text{ mm ; } A_a = 0,754 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,2(0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement} \leq \text{Min} \left\{ 3h=45 \text{ cm}, 33\text{cm} \right\} \leq 33 \text{ cm.}$$

Choix **4HA10=3,14 cm²** avec **esp=25 cm**.

Sense Ly (direction secondaire)

- **En travées**

$$M_y^t = 6,09 \text{ KN.m ; } h=15 \text{ cm ; } b=1\text{m}$$

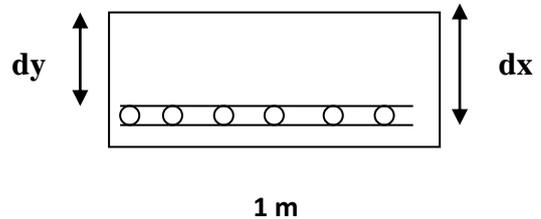


Figure II. 16. Section de calcul en travée (x-x)

Soit ferrailage de T10 ;dx=13,5cm

$$dy=13,5-\frac{1}{2}-\frac{1}{2}=12,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{6,09 \times 10^6}{1000 \times 125^2 \times 14,2} = 0,0275 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,0349 ; Z = 12,325 \text{ cm ; } A_t = 1,14\text{cm}^2$$

$$A_{min} = (0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15) = 1,51\text{cm}^2$$

$$\text{Espacement} \leq \text{Min} \left\{ 4h=60 \text{ cm ; } 45 \text{ cm} \right\} \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{Choix } \mathbf{3HA10=2,36 \text{ cm}^2} \text{ avec } \text{esp} = \frac{100}{3} = 33,33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\text{esp} = 33 \text{ cm}}$$

Tableau III.11. Ferrailage de la dalle machine en travée et sur appui

	travée	appui
Sens xx	4T10 =3,14 cm ² esp 25cm	4T10=3,14 cm ² esp 25cm
Sens yy	3T10 =2,36cm ² esp33 cm	4T10 =3,14 cm ² esp 25cm

f) Vérification

1 / condition de non fragilité H >12

$$A_{min}^x = 0,8\%_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h$$

$$\Rightarrow A_{min}^x = 1,26 \text{ cm}^2 \leq A_{sx} = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

$$A^y_{\min} = 0,8\%_0 \times b \times h$$

$$\implies A^y_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 < A_{sy} = 2,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de non poinçonnement [3]**

$$\text{Si : } Q_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow \text{: les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Avec

Q_u : charge ultime pour chaque appui.

U_c : périmètre de rectangle d'impact.

$$U_c = 2(u + v) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

h : épaisseur de la dalle égal a 15cm.

U, V : représentent les cotes du rectangle ($U//L_x$ et $V//L_y$) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

$$Q_u = 85,05 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 85,05 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

2/ Vérification des Contraintes tangentielles

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge ; on a $U=V=105 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} ; V_u : \text{effort tranchant.}$$

τ_u : contrainte tangentielle en MPa.

b, d : en m

$$T_U = V_u = \frac{Q_u}{3 * u} = 27 \text{ KN}$$

Ainsi on aura

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

$$\tau_u = \frac{27 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,2 < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MP a} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3/ Diamètre maximal des barres

$$\phi = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Nous avons ferrillé avec des HA10condition vérifiée.

g) Calcul à l'ELS

▪ Moment engendré par le système de levage

$$Q_{ser} = p = 63 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q_{ser} (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} M_1 = 0,089 \\ M_2 = 0,073 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 6,53 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 5,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Moment dû au poids propre de la dalle

$$Q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 1,03 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,873 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ La Superposition des Moments

$$\begin{cases} M_x = 6,53 + 1,03 = 7,56 \text{ KN.m} \\ M_y = 5,72 + 0,873 = 6,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1/ Vérification des contraintes dans le béton

Sens xx

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 6,426 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0,5 M_x = -3,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens yy

$$\begin{cases} M_{ty} = 5,60 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -3,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On doit vérifier $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \quad \text{on prend } M_t = 6,426 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \quad \Leftrightarrow \quad y = 3,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times (3,12)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (13,5 - 3,12)^2$$

$$I = 6407,05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{6,426 \times 10^6 \times 31,2}{6407,05 \times 10^4} = 3,129 \text{ MPA.}$$

Calcul de contrainte admissible

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3,129 \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Vérification des contraintes dans l'acier

On vérifié $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

Fissuration préjudiciable avec $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_s = \left\{ \min \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_t 28}) \right\} = 250 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d-y) = \frac{15 \times 6,426 \times 10^6}{6407,05 \times 10^4} \times (135 - 31,2) = 156,16 < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

j) Calcul de la flèche

On peut se dispenser le calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

h : Hauteur de la dalle.

M_t : Moment en travée dans le sens x-x.

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m.

A_x : Section d'armature /ml.

b : Largeur de la bande ; égale à 1m.

d : Hauteur utile de la bande.

1 /

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{180} = 0,083$$

$$\frac{M_t}{20M_x} = \frac{6,426}{20 \times 7,56} = 0,0425$$

Alors $\frac{h}{Lx} = 0,083 > 0,0425$ **condition vérifiée.**

2/

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3,14}{1000 \times 135} = 0,0023$$

$$\frac{2}{f_e} = 0,004$$

Alors $\frac{A_x}{b \times d} = 0,0023 < 0,004$ **condition vérifiée.**

Alors calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. Calcul d'escalier

Un escalier a pour but le déplacement à pied d'un niveau à un autre. Il permet de monter ou descendre. La montée et la descente doivent être aisées et sans danger.

On appelle « marche » la partie horizontale (m) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($c.m$) de ces gradins.

III.4.1. Type d'escalier

Ce type d'escalier est un escalier balancé composé d'une volée droite et une volée balancée pas de poutre de palière.

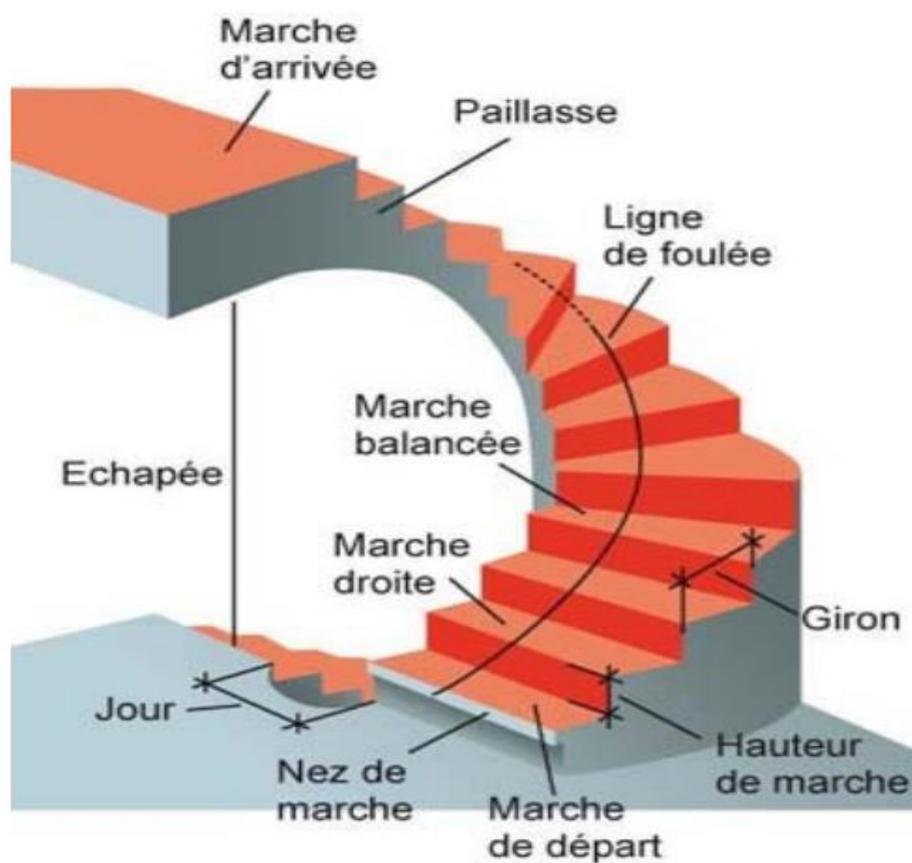


Figure III.17. Escalier balancé.

a) Pré dimensionnement

- le nombre de contre marche $n=18$
- le nombre des marches $n-1=17$

Avec

n : Le nombre des contre marches.

$(n-1)$: Le nombre des marches.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Alors

$$h = H/n = 17 \text{ cm}$$

b) Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g+2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h+g=64 \text{ cm} \\ h=17 \text{ cm} \\ g=30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{vérifié E}$$

c) Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 20,73 \leq e \leq 31,1 \text{ cm}$$

Avec

$$L = 3.06 + 3.16 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$

Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{H}{L'} = \frac{1.53}{3.06} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 26.56^\circ$$

Résumé $e = 25 \text{ cm}$; $h = 17 \text{ cm}$; $g = 30 \text{ cm}$; $L_{\text{horizontale}} = 6,22 \text{ m}$, $\alpha = 26,56^\circ$

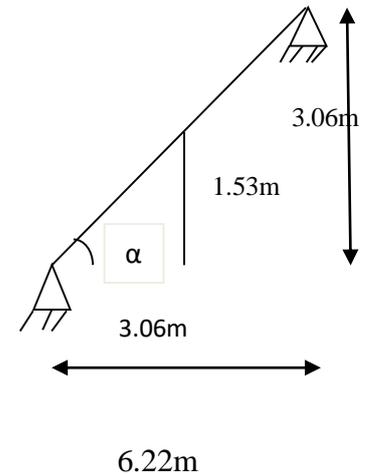


Figure III.18. Type d'escalier.

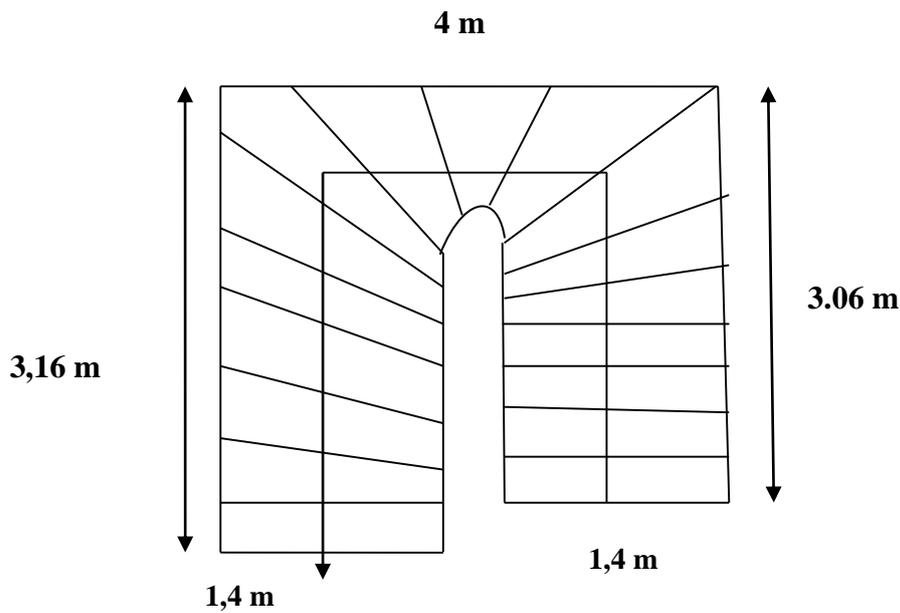


Figure III.19. Vue en plan de l'escalier.

d) Evaluation Des Charges

- Paillasse
 - Charges permanentes

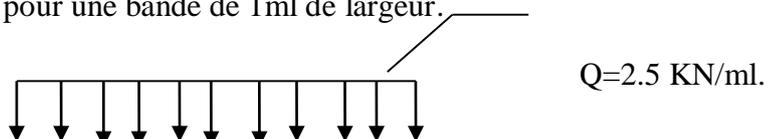
Tableau III.12. Charges Permanentes de la Paillasse.

N°	composantes	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Poids propre de la paillasse	$\frac{0.25}{\cos 26,56}$	25	6,98
2	Carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre de la marche	0.17 /2	25	2.13
5	Garde corps	-	-	1
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Σ	G=11,31 KN/m²

- . Charge d'exploitation Q=2,50kN/m².

Schéma statique

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.



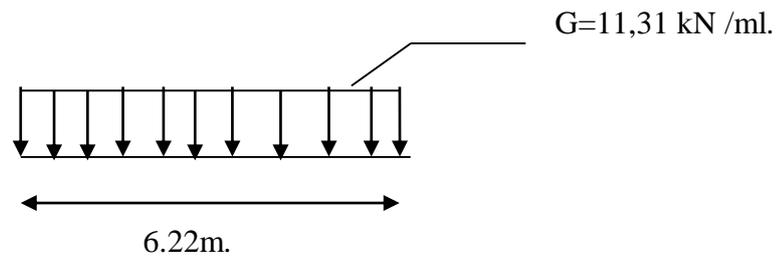


Figure III.20. Chargement d'escalier.

- **Combinaison Des Charges**

E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \Rightarrow \quad q_u = 19,02 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S

$$q_{ser} = G + Q \quad \Rightarrow \quad q_{ser} = 13,81 \text{ KN/ml.}$$

e) Calcul des efforts interne

$$M = \frac{ql^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_u = 19,98 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_s = 66,785 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = \frac{qu.l}{2} \quad \Rightarrow \quad T_u = 59,15 \text{ KN} \quad ; \quad T_s = 42,95 \text{ KN.}$$

- **Remarque**

Notre escalier est encasté partiellement à ses extrémités.

Donc: $M_{appui} = 0,3M_u^{\max}$

$M_{travée} = 0,95M_u^{\max}$

Tableau III.13. Charges Permanentes de la Paillasse.

	,M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)	T max(KN)
ELU	27,59	87,38	59,15
ELS	20,035	63,446	42,95

f) Calcul des armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1ml de largeur *et* fissuration peu nuisible.

Pour le béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

Pour l'acier (FeE500) $f_e = 500 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 434,782 \text{ MPa}$

$h = 25 \text{ cm}$; $d = 22,5 \text{ cm}$. ; $b = 1 \text{ m}$ (ferrailage pour 1 ml).

Armature principale

➤ **En travée**

$$M_U = 87,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.121 < \mu_R = 0.392 \implies A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.163$$

$$Z = 210.34 \text{ mm}$$

$$A_s = 9,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5T12+5T14=13,35 cm²/ml;

$$\text{Espacement} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \implies \text{esp} = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Sur appui**

$$M_U = 27,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.038 < \mu_R = 0.392 \implies A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.048$$

$$Z = 220.59 \text{ mm}$$

$$A_s = 2,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5HA10 = 3,93 cm²/ml;

$$\text{Espacement} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \implies \text{esp} = 20 \text{ cm.}$$

b) Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 3,11 \leq A_r \leq 6,22$$

Choix : 5HA10=3,93 cm²/ml avec esp =20 cm.

• **Résumé**

On adopte la section d'armature suivante sans faire les vérifications.

Tableau III.14 .Ferrailage de l'escalier.

	Armatures principales	Armatures de répartition
Travées	5HA12+5HA14	5HA10
Appuis	5HA10	5HA10

g) Vérifications Nécessaires

- vérification à l'ELU

1 / condition de non fragilité

On doit vérifier que

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 1000 \times 225 \times \frac{2,1}{500} = 2,17 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$A_s = 12,44 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 2,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sur appui**

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 2,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2/ contrainte de cisaillement de béton (effort tranchant)

Pour des fissurations préjudiciable, on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) \text{ MPa}$$

$$T_{U\max} = 59,15 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{59,15 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,263 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3/ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-si : } T_u - \frac{M_U}{0,9d} < 0 \quad \Rightarrow \text{ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction} \\ \text{-si : } T_u - \frac{M_U}{0,9d} > 0 \quad \Rightarrow \text{ il faut satisfaire la condition suivante } A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_U}{0,9d}}{\sigma_s} \end{array} \right.$$

$$T_u - \frac{M_U}{0,9d} = 59,15 \times 10^3 - \frac{27,59 \times 10^6}{0,9 \times 225} = -77,096 \times 10^3 \text{ MPA} < 0 \text{ (Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction).}$$

4/ Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_{U\max}}{bd} = 0,263 \text{ MPA} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ Vérification à l'E.L.S

La vérification se fait d'après le [3].

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

1/ Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS

On doit vérifier que :

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

D'où :

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

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = \frac{-n(As' + As) + \sqrt{n^2(As' + As)^2 + 2.b.n.(c'.As' + d.As)}}{b}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c = c' = 2,5 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; d = 22,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; l = 6,22 \text{ m} ; A'_s = 0$$

On doit vérifier que:

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

Application numérique

Tableau III 15 .Vérification à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	As(cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴) $\times 10^3$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
travée	63,445	13,35	7,485	56,047	7,75	15	237,3	250	Vérifiée
appui	20,03	3,93	4,59	22,13	2,45	15	74,9	250	Vérifiée

2/ Vérification de la flèche

Selon l'article 8-7-5 du [3], on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Alors

$$\frac{h}{l} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Puisque la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ Avec

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} \end{cases} \quad L=6,22m > 5 m$$

-Moment d'inertie de la section homogène I₀

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s(\frac{h}{2} - d)^2 + 15A'_s(\frac{h}{2} - d')^2 = 148,86 \times 10^3 cm^4 \quad (\text{Cas d'un rectangle})$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive}$$

Avec

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,86MPa.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Tableau III 16. Vérification de la flèche d'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_w	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
63,445	12,44	0,00553	226,67024	3,7982	1,519292	0,4833358	148860	57741,9969	94414,6326

Donc

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,512cm \\ f_v = 1,52cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,008cm$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,122cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,008cm < \bar{f} = 1,122cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

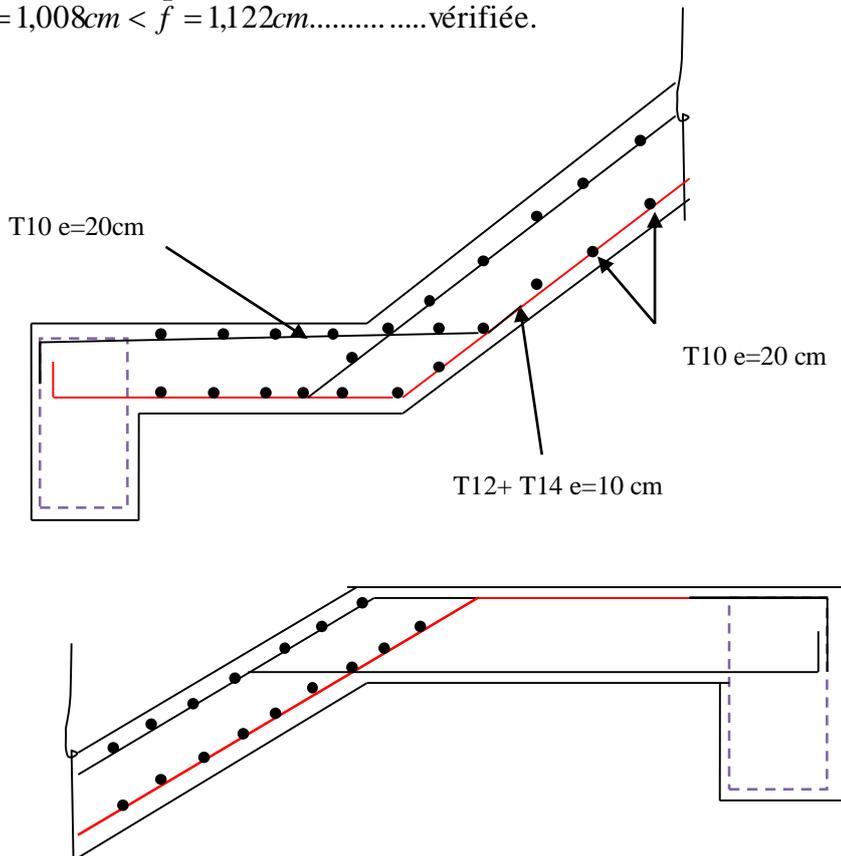


Figure.III.21. Ferrailage de l'escalier.

III.3 Etude du plancher

III.3.1 Introduction

Les planchers sont des éléments en plan horizontaux résistes aux charges, Permettre une isolation thermique,transmettre les charges vers les éléments verticaux.

Les planchers de notre ouvrage sont réalisés en :

- Dalle à corps creux
- Dalle pleine

III.3.2 Planchers A Corps Creux

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ou réalisé sur chantier en béton armé, disposées dans le petit sens du plancher donc transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principale, leurs calculé assimilé a celui d'une poutre continue .

Plancher corps creux = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

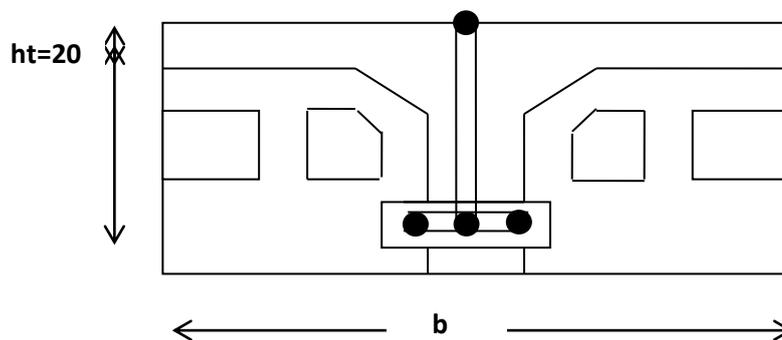


Figure III.7. Coupe verticale du corps creux

III.3.2.1 Etude Des Poutrelles

Dans notre structure on a 2 type de poutrelle

- poutrelle a deux travées
- poutrelle a cinq travées

a) Dimensions des poutrelles

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher 20 cm

h_0 : Hauteur de la dalle de compression. 4cm

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2xb_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \times h = (8 ; 12) \text{ cm. on prend } \mathbf{b_0 = 12}$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right) \iff b \leq 2 \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 60 \text{ cm.}$$

$$L_y = 370 \text{ cm}$$

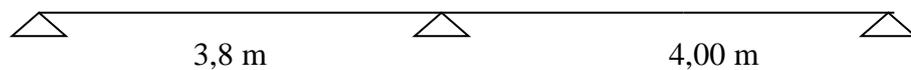
$$b_1 \leq \min \left(\frac{60}{2}, \frac{370}{10} \right) = 30 \text{ cm} \iff b \leq 2 \times 30 + 12 = 72 \text{ cm}$$

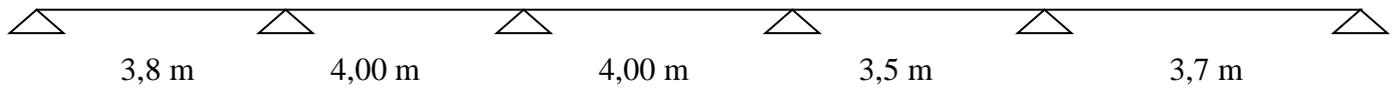
Soit : $b=60 \text{ cm}$

b) Les types des poutrelles

Nous avons deux types de poutrelles.

Type1 : deux travées



Type 2 : cinq travées**Figure III.8 Les types des poutrelles**

Remarque : Les poutrelles sont calculées en deux phases avant et après le coulage.

c) calcul des poutrelles**c).1. 1ère phase de calcul (avant le coulage)**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.

Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

c).1.1. Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$.

Poids du corps creux $0,6 \times 0,2 \times 14 = 1,68 \text{ kN/ml}$.

$G_T = 0,12 + 1,68 = 1,8 \text{ KN/ml}$.

- **Charges d'exploitation :**

$Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN/ml}$.

c).1.2. Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,33 \text{ KN /ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,4 \text{ KN /ml}$

On a $L_{max} = 3,7 \text{ m}$

La poutrelle est isostatique alors :

$$M_u = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{3,33 \times 3,7^2}{8} = 5,698 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{2,4 \times 3,7^2}{8} = 4,11 \text{ KN.m}$$

c)1.3. Calcul de ferrailage

$$b = 12 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; d = 3,6 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 2,586 > \mu_R \quad \square \rightarrow A'_s \neq 0 \text{ (Les aciers comprimés sont nécessaires.)}$$

On prévoit donc des étaielements chaque mètre pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$$L_{max} = 1 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{3,33 \times 1^2}{8} = 0,416$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0,1888$$

$$A_s = 0,297 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

c)2. 2ème phase de calcul (après le coulage)

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre en « Té »

d) Les charges des poutrelles

Tableau III.1 Les charges supportées par les poutrelles

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	qu (KN/ml)	qs (KN/ml)
Terrasse	6,38	1	0,6	6,07	4,43
Étage	5,39	1,5	0,6	5,71	4,13

$$qu = (1,35 G + 1,5 Q) \times b.$$

$$qs = (G + Q) \times b.$$

Le plancher le plus sollicité c'est le plancher terrasse.

e) Calcul des efforts

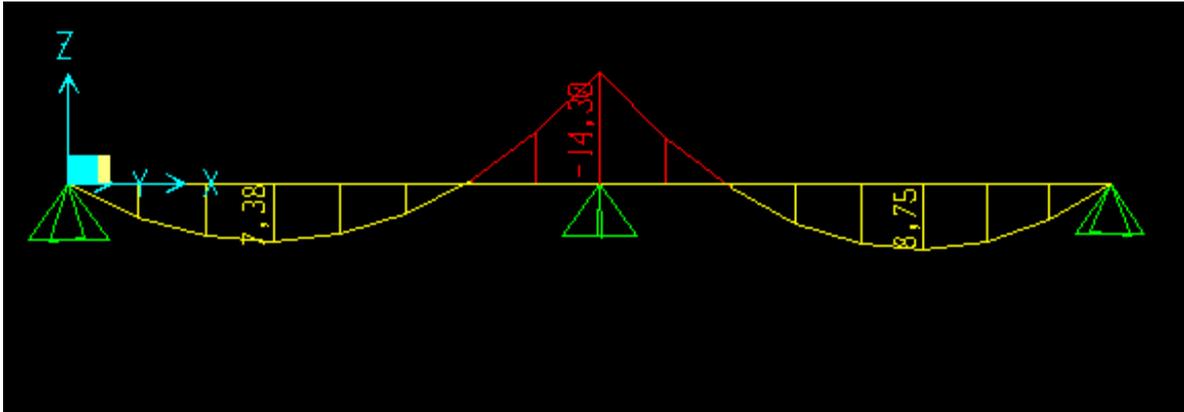
Il existe plusieurs méthodes pour calculer les efforts, nous avons opté pour la plus rapide le calcul avec le logiciel SAP on charge la poutre avec :

$$Q_g = 6,38 * 0,6 = 3,83 \text{ KN /m.}$$

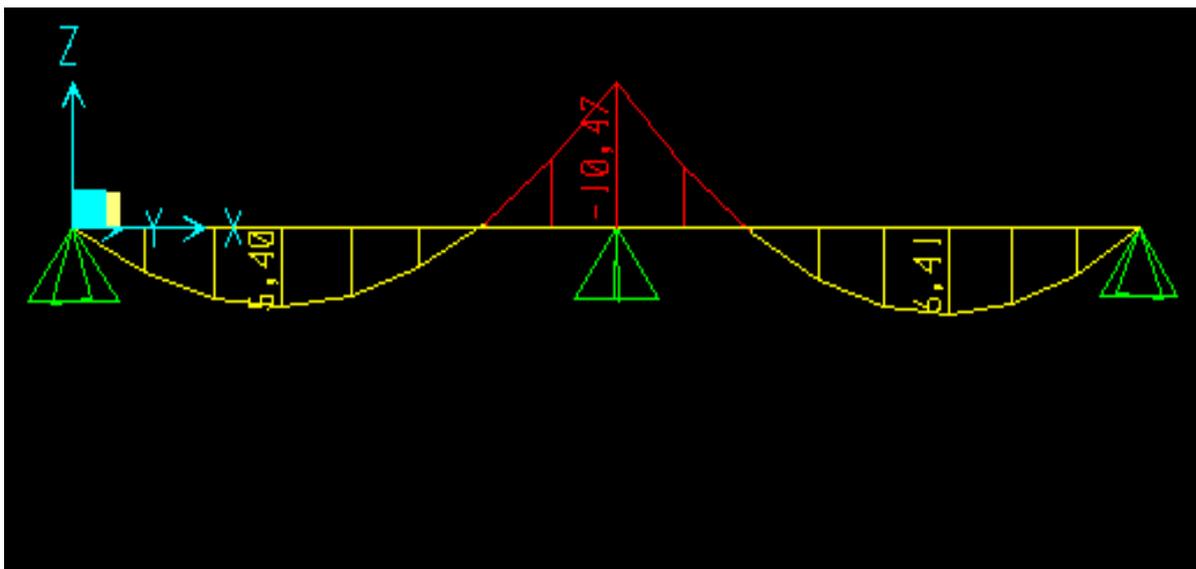
$$Q_q = 1 * 0,6 = 0,6 \text{ KN /m.}$$

1) Poutrelle a deux (02) travées « type 01 »

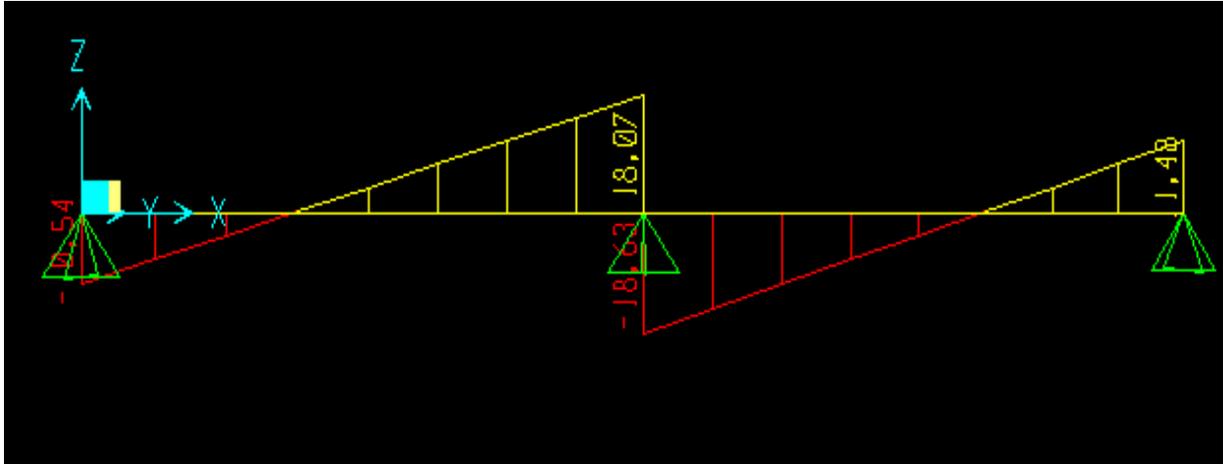
Le moment fléchissant à l'ELU.



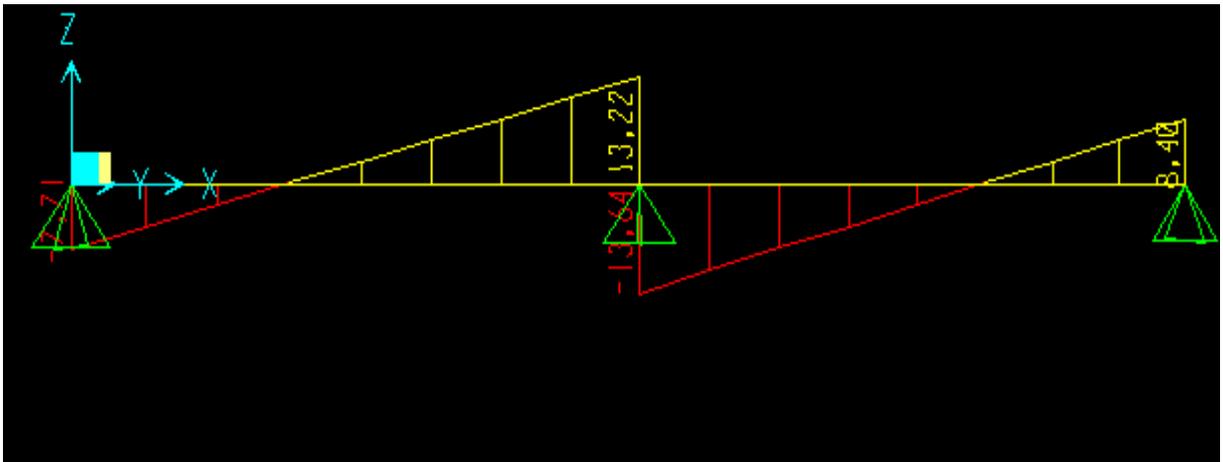
Moment fléchissant à l'ELS.



L'effort tranchant à l'ELU.



L'effort tranchant à l'ELS



Poutrelle a deux (02) travées « type 01 »

ELU :

$$M_{tu}^{\max} = 8,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 14,30 \text{ KN.m}$$

$$T_{u}^{\max} = 18,63 \text{ KN}$$

ELS:

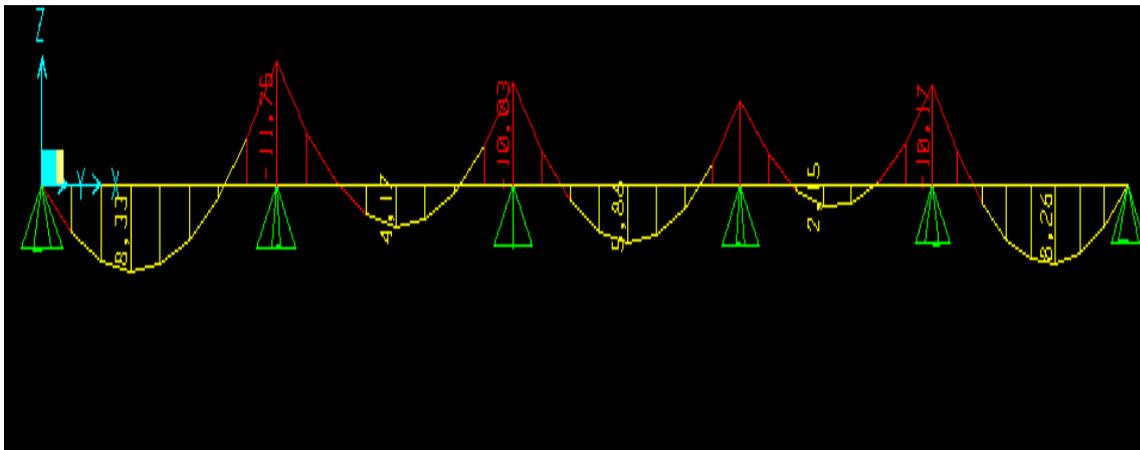
$$M_{tser}^{\max} = 6,41 \text{ KN.m.}$$

$$M_{aser}^{\max} = -10,47 \text{ KN.m.}$$

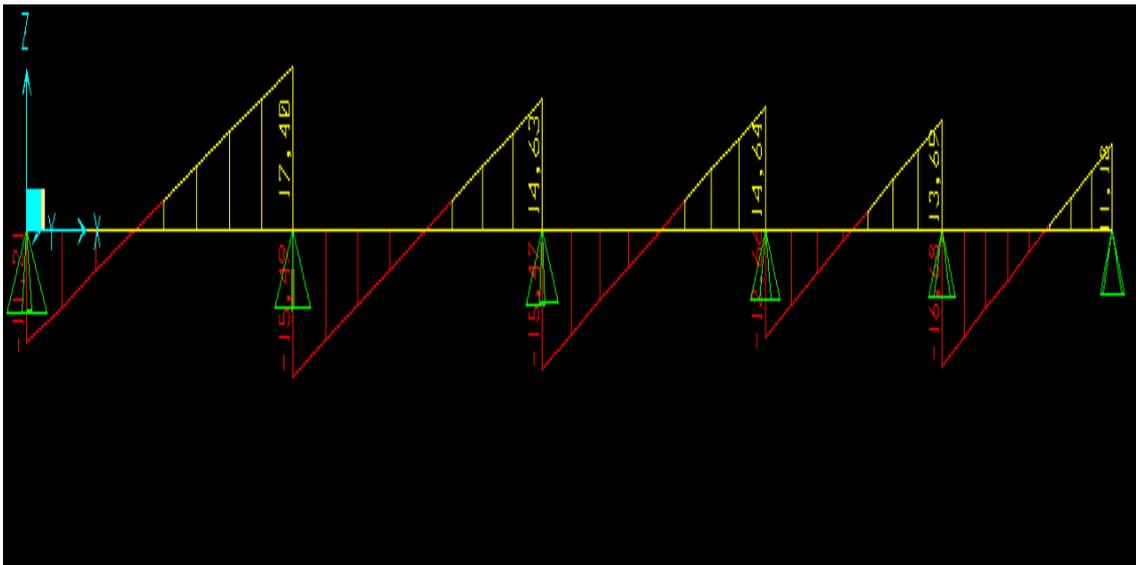
$$T_u^{\max} = 13,64 \text{ KN.}$$

2) Poutrelle à cinq (05) travées « type 02 »

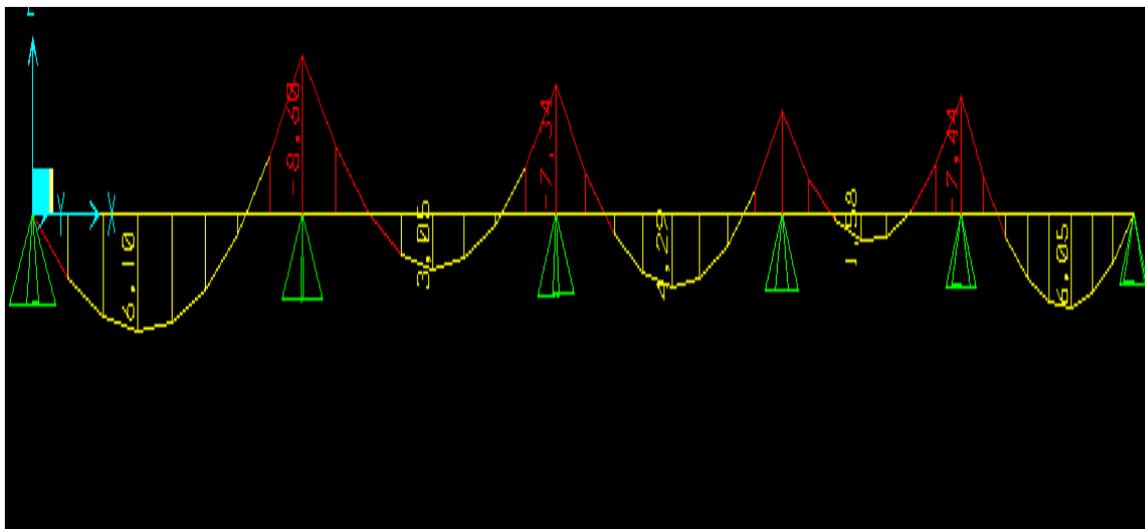
Moment fléchissant à l'ELU



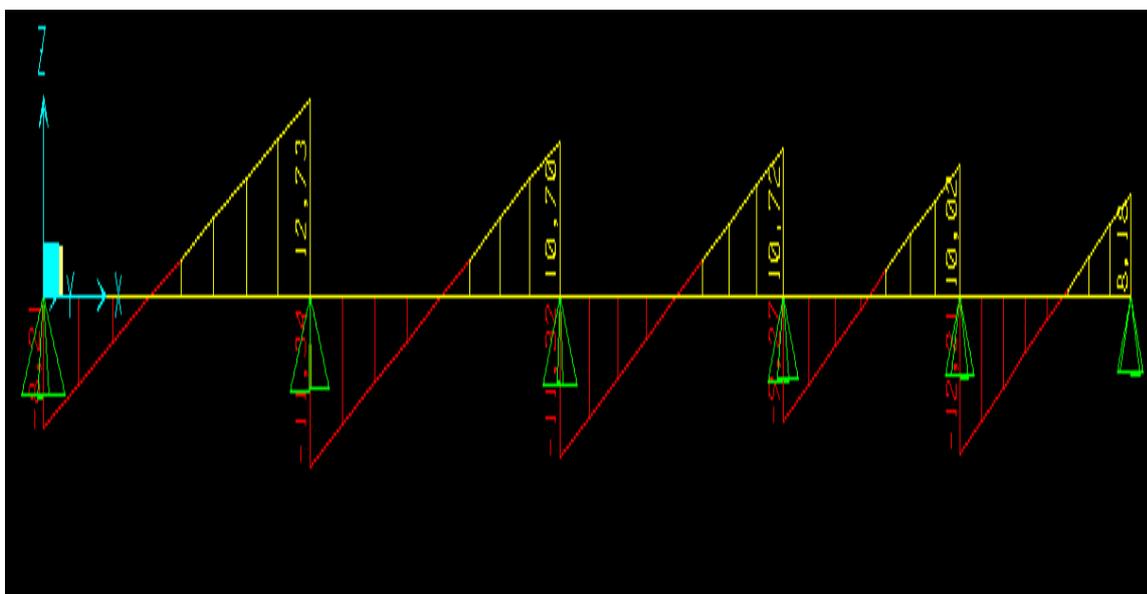
L'effort tranchant à l'ELU



Moment fléchissant à l'ELS



L'effort tranchant à l'ELS



Poutrelle acinq (05) travées « type 02 »**ELU :**

$$M_{tu}^{\max} = 8,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = 11,75 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{\max} = 17,40 \text{ KN}$$

ELS:

$$M_{tser}^{\max} = 6,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser}^{\max} = -8,6 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{\max} = 12,73 \text{ KN}$$

f) Ferrailage**➤ ferrailage en travée**

$h=20 \text{ cm} ; h_0=4 \text{ cm} ; b=60 \text{ cm} ; b_0=12 \text{ cm} ; d=0,9h=18 \text{ cm} ; \sigma_{bc}=14,2 \text{ MPa} ;$

$f_e=500 \text{ MPa} ; f_{c28}=25 \text{ MPa} ; f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$

la position de l'axe neutre.

$$M_u = 8,75 \text{ KN.m}$$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table

Si $M_u < M_t ab$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_t ab$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{Tobl} = bh_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{tab} = 54,528 \text{ kN.m} > M_u = 8,75 \text{ kN.m}$$

Alors l'axe neutre est dans la table de compression, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance d'après BAEL 91 modifié 99 ; on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire $b \times h$ travaille en flexion simple.

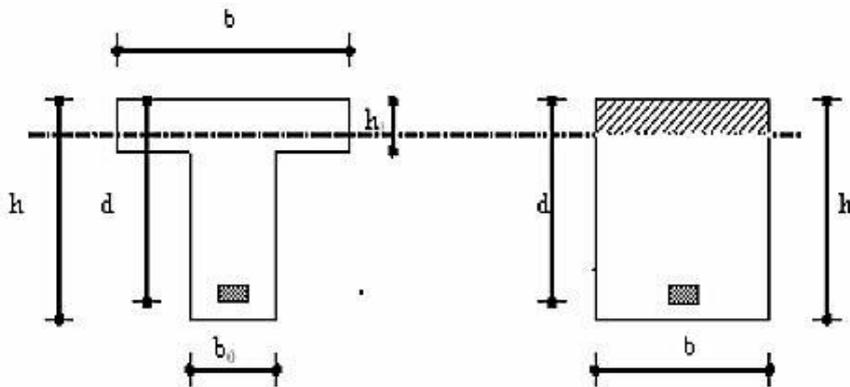


Figure III.9 section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (**b**x**h**).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = 0,0318$$

$$\mu_{bu} = 0,0318 < \mu_l = 0,371 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0,04036675$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 17,7093594$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \cdot f_{ed}} = 1,14 \text{ cm}^2 \text{ choix } \mathbf{3T8}$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A^{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,04 \text{ cm}^2$$

Le choix **3 T8=1,51 cm²** > 1,04 cm²condition vérifiée.

➤ **le ferrailage sur appuis**

$$M_{au}^{max} = -14,30 \text{ KN.m}$$

Tableau III.2. Récapitulation du calcul des sections d'armatures en appuis

M_{au}^{max}	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s \text{ adopté}(\text{cm}^2)$
14,30	0,0519	0	1,88	3T10	2,36

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{CNF} \geq 0,23bd \frac{ft_{28}}{f_e} = 1,04 \text{ cm}^2 < 2,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

g) Vérifications

1 / Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u^{max} = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \tau_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{18,63 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,863 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2/ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant au voisinage des appuis

➤ **Appuis de rives** $T_u = 11,21 \text{ K}$

1/ Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \cdot b_0 \cdot d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} .$$

$$\sigma_b = \frac{11,21 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 180} = 0,58 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,36 \geq \frac{T_u^{max}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis intermédiaires** $T_u = 18,63 \text{ KN}$.

1/ Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \cdot b_0 \cdot d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} .$$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{18,63 \times 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 180} = 0,95 \text{ MPa} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{Tu - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h) Vérification a l'ELS

1/ Vérification des contraintes des armatures

On doit vérifier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 163,3 \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2/ Vérification des contraintes du béton

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment Mser, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} y .$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier

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

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

▪ Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y)$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm.}$$

$$c' = c = 2 \text{ cm}$$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s + C'A_s') = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^2 + 15A_s(d - y)^2 + 15A_s'(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $\left\{ \begin{array}{l} y < h_0 \Rightarrow \text{l'hypothèse est vérifiée.} \\ y > h_0 \Rightarrow \text{on tire } y \text{ de l'équation suivante :} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 y^2 + (2(b - b_0)h_0 + 30(A_{s+} A'_s))y - ((b - b_0)h^2 + 30(dA_{s+} c' A'_s)) = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2) \end{array} \right.$$

Tableau III.3 : Vérification de la contrainte de béton

	Mser (kNm)	As (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σbc (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
travée	6,41	1,51	3,14176468	45046,5245	3,63	15	vérifiée
appui	10,47	2,36	3,819	47235,8871	4,79	15	vérifiée

i) Vérification de la flèche

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

Les conditions à vérifier

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ • $\frac{h}{L} = 0,054 < 0,0625$ *vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ • $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,007 > 0,008$ *non, vérifiée*
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ • $\frac{h}{L} = 0,054 < 0,061$ *vérifiée*

Avec :

$h = 20 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 3,7 \text{ m} ; M_{t_{\text{ser}}} = 6,41 \text{ kNm} ; M_0 = 10,38 \text{ kNm} ;$

$A_s = 1,51 \text{ cm}^2, f_e = 500 \text{ MPa}$

Puisque la (02) condition ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

La fleche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :

$$\text{si } \begin{cases} L > 5.00 \text{ m} \implies \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \\ L \leq 5.00 \text{ m} \implies \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

f i : La flèche due aux charges instantanées.

f v : La flèche due aux charges de longue durée.

Position de l'axe neutre y1 : y1 est solution de l'équation du deuxième degré

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀"

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

Calcul des moments d'inerties fictifs

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{ Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{ Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{ Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.4 Récapitulatif du calcul de la flèche

$M_{ser}(\text{k nm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y_1(\text{cm})$	δ	$\sigma_s(\text{MPa})$	λ_i	λ_v	μ	$I_0 (\text{cm}^4)$	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	$I_{fv}(\text{cm}^4)$
6,41	1.51	3,142	0,0014	235,835	15,02	6,008	0,0749	45046,52	396557,35	90089,99

Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,1951 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10721,3984 \text{ MPa}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} = 0,0687991 \text{ mm} \quad (L=3,7 \text{ m})$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} = 0,9085179 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 0,977317 \text{ mm} \leq f = 7,4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

j) Ferrailage transversal

Selon le C.B.A93

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0069 \text{ cm.} \\ S_t \leq 16,2 \text{ cm.} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0103\text{cm.} \end{array} \right.$$

K = 1 pas de reprise de bétonnage

RAP99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_I \right) \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036\text{cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm Zone nodale} \\ st \geq 10\text{cm Zone nodale} \end{array} \right.$$

$$\theta_t \leq \min \left(\Phi L ; \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} \right) = \min (0,8 ; 1.2 ; 0.57) \text{ cm}^2$$

$$\theta_t \leq 0.6 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } \theta_t = \text{HA6} = 0.28 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t = 10 \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

III.3.2.2 Ferrailage de la table de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{si} \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec: } (L_1 \text{ en cm}). \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

Fe=520 MPa (TS)

Donc

$$A_1 = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On choisit : } 5\text{T6} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_2 = A_1/2$$

$$A_2 = 0,705 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\text{T6} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

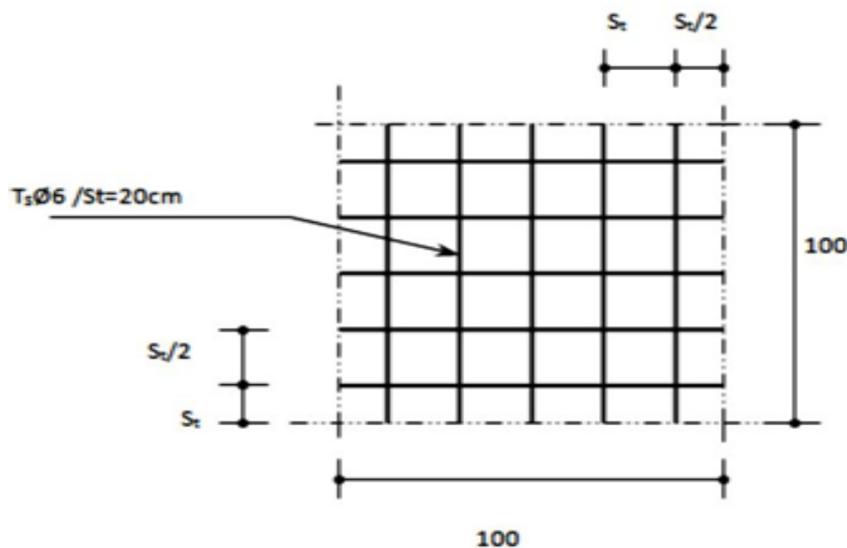


Figure III.10 Ferrailage de la dalle de compression.

III.3.3 Plancher en dalle pleine

Les dalles sont des éléments plans horizontaux qui marquent les différents étages d'une construction et permettant la circulation horizontale.

Les planchers s'appuient sur les différents éléments porteurs « poutres, poteaux, murs ... » et ils reposent sur 2, 3 ou 4 appuis, destinée à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.

- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement.

Dans notre étude, nous avons un seul plancher dalle pleine, le plancher RDC d'épaisseur 16 cm.

a) Méthode de calcul

Pour le ferrailage des dalles nous utilisons la méthode proposée par le (CBA93 Art3.2.5).

Cette méthode Consiste à déterminer dans une première étape les moments isostatiques M_{ox} et M_{oy} .

○ 1^{ere} étape :

on va calculer les moments isostatiques en considérant le rapport « ρ » :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ Avec : } l_x < l_y$$

Si $\rho < 0.4 \rightarrow$ la dalle porte dans un seul sens.

Si $0.4 < \rho < 1 \rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

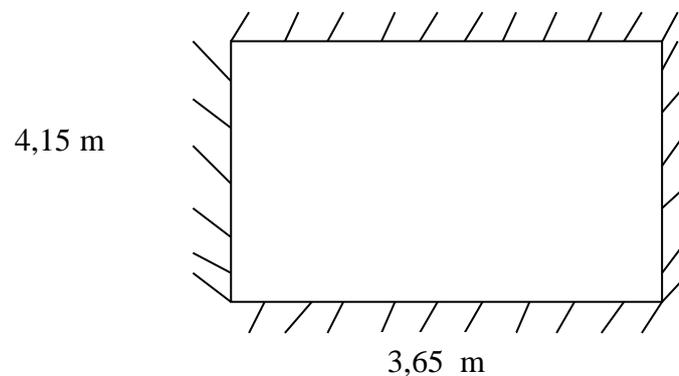


Fig III.11 Panneau de dalle.

Pour calculer les moments isostatiques M_{ox} et M_{oy} , tel que :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times p \times l_x^2. \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases}$$

Tableau III.5 Evaluation des charges.

Position	Sur appui	En travée
Rive	$0.3M_0$	$0.85M_0$
Intermédiaire	$0.5M_0$	$0.75M_0$

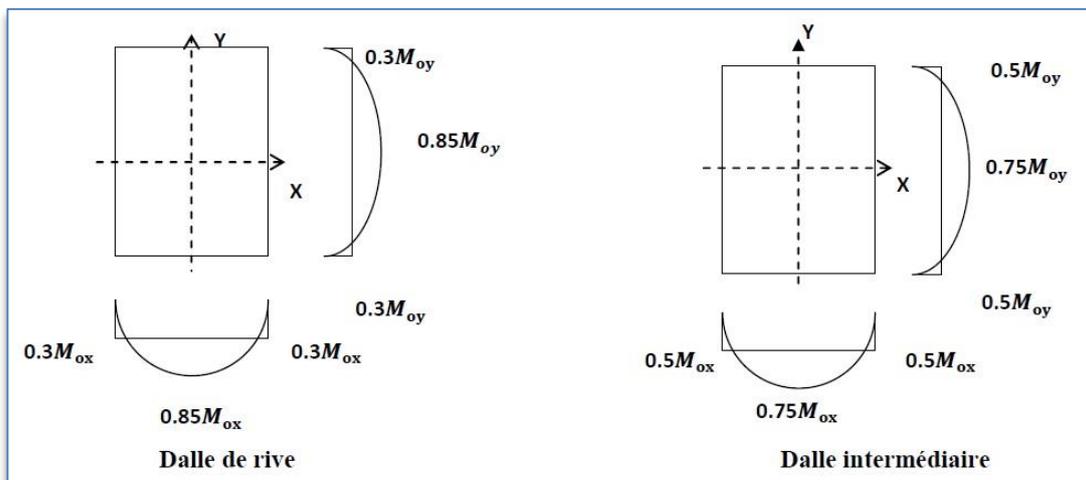


Figure III 12. Les moments en travée et sur appui du panneau le plus sollicité.

b) Détermination des charges et surcharges

Etant donné que les dalles sont soumises à leurs poids propres « G » et aux charges d'exploitation uniformément réparties « Q », nous déterminons les charges supportées par chaque panneau par les combinaisons suivantes :

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{A l'ELS : } P_{ser} = G + Q$$

Tableau III 6. Détermination des charges et surcharges.

Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	qu(KN/m ²)	qs(KN/m ²)
RDC	6,54	2,5	12,58	9,04

c) Calcul des moment à l'ELU

Le ferrailage des dalles se fait à l'ELU par bande de 1m en flexion simple, fissuration préjudiciable « FP ».

$$\rho = \frac{3,65}{4,15} = 0,879 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Tableau III 7. Calcul des moments de la dalle pleine en travée et sur appui à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	ρ	μ_x	μ_y	q_u (KN/m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	Mt_x (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
3,65	4,15	0,879	0,0486	0,7244	12,58	8,1452	5,900394	6,9234341	4,425296	4,072608

d) Ferrailage de la dalle

➤ Ferrailage longitudinale

Pour calculer le ferrailage de notre dalle, on a les formules suivantes :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; b=100 \text{ cm} ; h=16 \text{ cm} ; d=14,4 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 434,782 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III 8. Ferrailage de la dalle pleine en travée et sur appui.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A_s (cm^2)	A_{smin}	A_s^{adap} (cm^2)	Esp
travée	x-x	6,9234341	0,02356	0	0,0298	14,228	1,12	1,536	4T10=3,14	25
	y-y	4,425296	0,01506	0	0,0189	14,291	0,71	1,28	4T10=3,14	25
appuis	x-x	4,072608	0,01386	0	0,0175	14,299	0,66	1,536	4T10=3,14	25
	y-y	4,072608						1,28	4T10=3,14	25

e) Vérification nécessaire au ferrailage longitudinal

1- Ferrailage minimum

D'après l'article (B.7.4 du CBA93), les sections d'armatures des dalles doivent être supérieures à la section calculée comme suit :

Sens principale

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,2 \times (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,536 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens secondaire

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \geq (0,8 \times 10^{-3} \times b \times h) = 1,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- Condition de non fragilité A_s^{CNF}

$$A_s^{CNF} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,39 \text{ cm}^2 < A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3-Les espacements

$$\begin{cases} St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow (\text{Armatures dans le sens } l_x). \\ St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow (\text{Armatures dans le sens } l_y). \end{cases}$$

$$\begin{cases} St = \frac{100}{4} = 25 \leq 33 \text{ cm} (\text{Armatures dans le sens } l_x) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ St = \frac{100}{4} = 25 \leq 45 \text{ cm} (\text{Armatures dans le sens } l_y) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

4- Contrainte du béton au cisaillement (effort tranchant)

Dans notre cas la fissuration est préjudiciable alors :

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

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = \frac{12,58 \times 3,65 \times 4,15}{2 \times 3,65 + 4,15} = 16,642 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = 15,30 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = \text{Max}(T_x, T_y) = 16,642 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16,642 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,115 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) vérification à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,879 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 6,6962 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 5,4065 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 5,692 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 4,055 \text{ KN.m} \\ M_a = 3,348 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS

Avec $b=100\text{cm}$; $h=16\text{ cm}$; $c=c'=2\text{cm}$; $d=14,4\text{cm}$; $l_x=3,65\text{ m}$; $l_y=4,15\text{ m}$.

Tableau III 9. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s	vérification
Travée	x-x	5,692	3,14	3,14	2,44	15	136,2	250	vérifiée
	y-y	4,055	3,14	3,14	1,74	15	97	250	vérifiée
Appuis	x-x	3,348	3,14	3,14	1,44	15	80,1	250	vérifiée
	y-y	3,348	3,14	3,14	1,44	15	80,1	250	vérifiée

d) Vérification de la flèche

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

Les conditions à vérifier

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{35} \text{ à } \frac{1}{27} \\ \frac{A_s}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow 0,055 > 0,037 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

L'une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Flèche totale : Δf_t = f_v - f_i ≤ f̄

f_i : la flèche dues aux charges instantanée.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I0

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left(A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right)$$

Calcul des moments d'inerte fictifs

$$Ifi = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu} , \quad Ifv = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda v \cdot \mu}$$

Avec

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Coefficient pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Coefficient pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \quad \text{Pourcentage des armateurs}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4\delta\sigma_s + fc_{28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

Tableau III.10 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
5,692	3,14	3,0529	0,0022	125,885	9,6306	3,8522	0,1492	40297,18	101556,22	104198,2

Tel que

$$\text{Si } \begin{cases} L > 5.00 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \\ L \leq 5.00 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{365}{500} = 7,3 \text{ mm}$$

Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,1951 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10721,3984 \text{ MPa}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} = 0,2322 \text{ mm} \quad (L=3,65 \text{ m})$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} = 0,6788 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 0,91095 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7,3 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$