

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	
I.1 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.	2
I.1.2 Éléments constitutifs de l'ouvrage.	2
I. 2 Matériaux.	4
I.2.1 Béton.....	4
I.2.2 Les aciers.....	8
CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DE SELEMENTS	
II.1. Introduction.....	10
II.2. Planchers.....	10
II.2.1 Plancher en corps creux (étage courant, terrasse).....	10
II.3 Poutres.	12
II.4 Poteaux.....	14
II.5 Détermination des charges et surcharges :(DTR B.C 2.2).	14
II.5.1 Charges permanentes.....	17
II.6 Calcul de charge et surcharge revenant au poteau plus sollicité.	17
II.7 Descente de charges.	18
II.8 Dimensionnement des voiles.....	21
II.8.1 L'épaisseur du voile.	21
CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES	
III.1 Introduction.	23
III.2 Étude de l'acrotère.	23
III.2.1 Calcul à l'ELU.	23
III.2.2 Vérifications.	26
III.3 Plancher en corps creux.	29
III.3.1 La largeur de la table de compression.	29
III.3.2 Calcul des poutrelles.	30
III.4 Plancher en dalle pleine.	45
III.4.1 Calcul à l'ELU.	45
III.4.2 Vérification à l'ELU.	47
III.4.3 Calcul à l'ELS.	48
III.5 Porte à faux.....	49
III.5.1 Détermination des charges et surcharges..	50
III.5.2 Calcul à l'ELU.	50

III.6 Étude de la salle machine.....	55
III.6.1 Caractéristiques de l'ascenseur.....	55
III.6.2 Calcul de la dalle pleine.....	56
III.6.3 Ferrailage de la dalle.....	59
III.6.4 Vérification à L'ELU.....	59
III.6.5 Vérification à l'ELS.....	61
III.7 Les escaliers.....	63
III.7.1 Terminologie.....	63
III.7.2 Dimensionnement.....	64
III.7.3 Dimensionnement de la paillasse.....	65
III.7.4 Détermination des charges.....	65
III.7.5 Calcul des efforts internes à l'E.L.U.....	66
III.7.6 Calcul des armatures.....	67
III.7.7 Vérification à l'ELU.....	67
III.7.8 Calcul des efforts internes à l'ELS.....	69
III.7.9 Vérification à l'ELS.....	69

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET ÉTUDES DYNAMIQUE

IV.1 Introduction.....	71
IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation.....	71
IV.3 Étapes de modélisation.....	71
IV.3.1 Première étape.....	71
IV.3.2 Deuxième étape.....	71
IV.3.3 Troisième étape.....	72
IV.3.4 Quatrième étape.....	72
IV.3.5 Cinquième étape.....	73
IV.3.6 Sixième étape.....	73
IV.3.7 Septième étape.....	73
IV.3.8 Huitième étape.....	73
IV.4 Choix de la méthode de calcul.....	74
IV.4.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	75
IV.5 Vérification vis à vis des exigences de RPA.....	77
IV.5.1 L'effort tranchant à la base.....	77
IV.5.2 Justification de l'interaction portiques voiles.....	78
IV.5.3 Caractéristiques dynamiques de la structure.....	79
IV.5.3 Caractéristiques géométriques de la Structure.....	80

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELÉMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction.....	83
V.2 Ferrailage des poutres.....	83
V.2.1 Recommandations du RPA99.....	83
V.2.2 Calcul du ferrailage.....	84
V.2.3 Vérification.....	86
V.2.4 Ferrailage.....	87
V.2.5 Vérifications à l'ELU.....	89
V.2.6 Calcul des armatures transversales.....	91
V.2.7 Vérification à l'ELS.....	92
V.3 Ferrailage des poteaux.....	96
V.3.1 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003.....	96
V.3.2 Ferrailages des poteaux.....	97
V.3.3 Diamètre des armatures transversales.....	99
V.3.4 Espacement des armatures.....	99
V.3.5 Condition de non fragilité.....	100
V.3.6 Vérification des poteaux a l'ELS.....	100
V.4 Ferrailage des voiles.....	102
V.4.1 Combinaison d'action.....	102
V.4.2 Exposé de la méthode de calcul.....	102
V.4.3 Section d'armatures minimales.....	103
V.4.4 Exigence de (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1).....	104
V.4.5 Armatures horizontales.....	104
V.4.6 Armature transversales.....	105
V.4.7 Armatures de coutures.....	105
V.4.8 Le potelet.....	105
V.4.9 Dispositions constructives.....	105
V.4.10 Vérification des contraintes.....	106
V.4.11 Ferrailages des voiles.....	106
V.4.12 Vérifications.....	108
V.4.13 : Ferrailage des voiles de la salle machine.....	111

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCT

VI.1 Étude du voile périphérique.....	112
VI.1.1 Calcul du voile périphérique sous l'effet des poussées des terres.....	112
VI.1.2 Calcul du voile périphérique sous chargement sismique.....	115
VI.2. Étude des fondations.....	117
VI.2.1 Choix du type de fondations.....	117
VI.2.2. Pré dimensionnement du radier.....	118
VI.2.3. Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier.....	120
VI.2.4. Vérification au renversement.....	121
VI.2.5. Vérification à la contrainte de cisaillement.....	122
VI.2.6 Ferrailage du radier.....	122

CONCLUSION.....	128
-----------------	-----

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

« Celui qui omet son passé est condamné à le revivre », est un proverbe qui nous incite à retenir les faits, et à tirer les enseignements des années précédentes.

Le vingt et un mai deux mille trois, il a fallu quelques secondes seulement à un tremblement de terre pour détruire une grande partie de Boumerdes et ses environs.

Des centaines d'édifices se sont effondrés d'une manière spectaculaire. Ce séisme de magnitude 6.8 sur l'échelle de Richter a été vécu comme une véritable hécatombe, car l'Algérie a compte ses morts par milliers, et pourtant des séismes de plus forte intensité ont secoué de plein fouet d'autres pays à l'instar des Etats Unis d'Amérique (Californie) ou du Japon et n'ont pas provoqué autant de dégâts.

Devant ce fait, une question se pose : la vie de notre concitoyen est-elle moins substantielle que celle d'un japonais ou d'un américain ?

Bien évidemment non... ! Mais il faut savoir que l'hécatombe à laquelle nous avons assisté n'est que la parfaite illustration de notre incompétence et le fruit d'une irresponsabilité quant à la gestion dans le domaine de génie civil. Il est donc aujourd'hui plus qu'impératif de lui redonner sa juste valeur et de veiller à une meilleure formation des ingénieurs de demain.

Le génie civil joue aussi un rôle socioéconomique capital car le bâtiment et les infrastructures de base contribuent au développement de tout secteur confondu, en outre il offre plusieurs opportunités d'emploi et ce d'une manière directe (cimenterie, sablière, sidérurgie, boiserie, industrie d'engins...) ou indirecte (transport, plomberie, électricité ; chauffage et climatisation...), et cela n'est réalisable que par une volonté politique.



**PRESENTATION ET DESCRIPTION
DE L'OUVRAGE**

I.1. Présentation de l'ouvrage

Ce projet, proposé par le bureau d'étude recherche technique de l'architecture et d'urbanisme (R.T.A.U), consiste en l'étude d'une structure en béton armé (R+12 avec 2 sous-sols) a usage commercial.

Cet ouvrage est composé de :

- Deux sous sol(à usage parkings).
- Quatre niveaux du RDC au 3^{eme} étage (à usage commercial).
- Sept niveaux du 4^{eme} au 10^{eme} étage (à usage bureaux).
- Deux niveaux du 11^{eme} au 12^{eme} étage (à usage restauration).

I.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.1.1.1 Dimension en élévation :

Hauteur d'étage couranth = 4,00 m.

Hauteur de RDC.....h = 4,00 m.

Hauteur de 1^{er} sous solh = 4,00 m.

Hauteur de 2^{eme} sous solh = 5,00 m.

I.1.1.2 Dimension en plan :

Longueur totale de bâtiment $L_{long} = 50.50$ m

Largeur totale de bâtiment $L_{trans} = 39.50$ m

I.1.2 Eléments constitutifs de l'ouvrage :

I.1.2.1 L'ossature :

La structure a une ossature mixte en béton armé composée de:

- Portiques transversaux et longitudinaux.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens.

I.1.2.2 Planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.

- Il supporte son poids propre et les charges d'exploitation, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- plancher en corps creux porte par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles).
- plancher en dalle pleine pour les balcons et la cage d'ascenseur.

I.1.2.3 Maçonnerie :

On distingue deux types :

- Murs de façade réalisés en double cloisons de briques creuses 10cm séparées pour une lame d'air de 5cm.
- Murs de séparation intérieure réalisés en simple cloison de briques de 10 cm.

I.1.2.4 Escaliers :

Ce centre d'affaire est muni de trois escaliers droits desservant les différents niveaux et de deux escaliers de secours.

I.1.2.5 Cage d'ascenseur :

Notre structure est munie d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile.

I.1.2.6 Revêtements:

Ils seront comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramiques pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escalier.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.1.2.7 Fondations :

Les fondations sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurant la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I. 2 Matériaux :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de construction jouent un rôle important dans la résistance des structures aux séismes. Leurs choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que : le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre.

I.2.1. Béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. De point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa bonnerésistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton. En revanche le béton présente une faible résistance à la traction.

Dans le cas général, la composition est :

- Sable propre.....380 à 450 cm³
- Gravier750 à 850 cm³
- Dosage de ciment CPJ325.....325 Kg/m³
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m³

La composition définitive sera donnée par un laboratoire à partir d'essais sur des éprouvettes(essais de convenance).

I.2.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours(Âge de maturité) noté f_{c28} .

Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, appelées 16×32.

Dans notre étude, on prendra : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 11})$$

I.2.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante:

$$f_{tj} = 0.6+0.06f_{cj} ; \text{ avec } f_{cj} < 60\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 12})$$

I.2.1.3 Modules de déformations longitudinales du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge de « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 21})$$

$$\text{Pour } j=28\text{jours } f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2\text{MPa.}$$

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{28} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 22})$$

$$\text{Pour } j=28\text{jours } f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,865\text{MPa.}$$

I.2.1.4 Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 3})$$

Avec :

- ν : Coefficient de POISSON

- E : module de Young (module d'élasticité)

I.2.1.5 Coefficient de Poisson : (BAEL91/Art 2.1, 3)

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton. Il est pris égale à :

$\nu = 0$ pour des justifications à l'ELU

$\nu = 0,2$ pour des justifications à l'ELS

I.2.1.6 États limites

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un élément ou un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

- a) État limite ultime (ELU) :

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

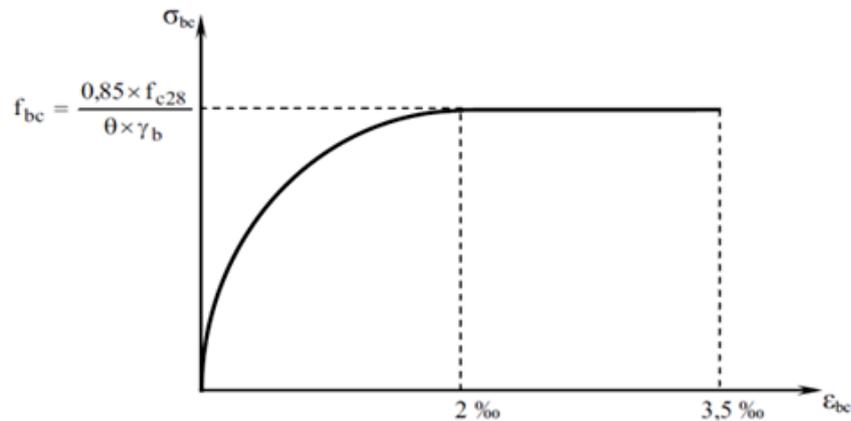


Figure I.1 : Digramme contrainte déformation

Avec

- σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression
- f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours
- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression (Pour $\epsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$)
- E_b : Module de Young.
- **Contrainte limite à la compression :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec:

- γ_b : Coefficient de sécurité partiel
 - $\gamma_b = 1.15$ pour une situation accidentelle.
 - $\gamma_b = 1,5$ pour une situation durable.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées
 - $\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h
 - $\theta = 0.9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h
 - $\theta = 0.85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

Le coefficient 0,85 en numérateur et θ en dénominateur a pour objet de tenir compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

- **Contrainte limite de cisaillement**

- ❖ $\tau_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{MPa})$ pour les fissurations peu nuisibles.
- ❖ $\tau_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{MPa})$ pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

- b) **État limite de service (ELS) :**

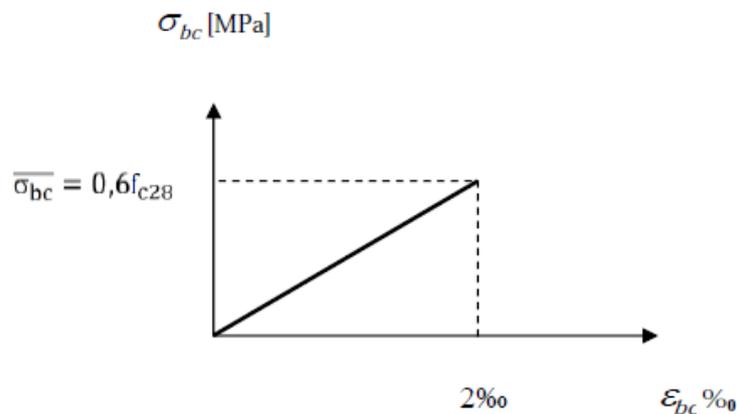


Figure I.2 : Digramme contrainte déformation

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

- **Contrainte de compression du béton limite de service (BAEL91/Art4.5, 2)**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

• **Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91/Art5.1, 1)** La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par:

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$$

Avec :

- Vu : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée a ELU)
- b: Valeur de la longueur de la section cisailée
- d : Valeur de la hauteur utile (d = h-c)

I.2.2 Les aciers:

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture. Ils sont associés au béton pour équilibrer les efforts aux quels ce dernier ne peut plus supporter. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface :

- Les ronds lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215MPa et de 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa.
- Treillis soudé de type 520.

I.2.2.1 Module d'élasticité longitudinale :

Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à : $E_s = 2.105 \text{ MPa}$.

I.2.2.2 Limite élasticité de l'acier :

a) **A L'ELU :**

$$\gamma_s = \frac{f_e}{\sigma_s}$$

Avec

- γ_s : Coefficient de sécurité. $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{cases}$

- $\sigma_s = 348 \text{MPa}$ pour les aciers à haute adhérence FeE400

- $\sigma_s = 204 \text{ MPa}$ pour les aciers doux FeE240

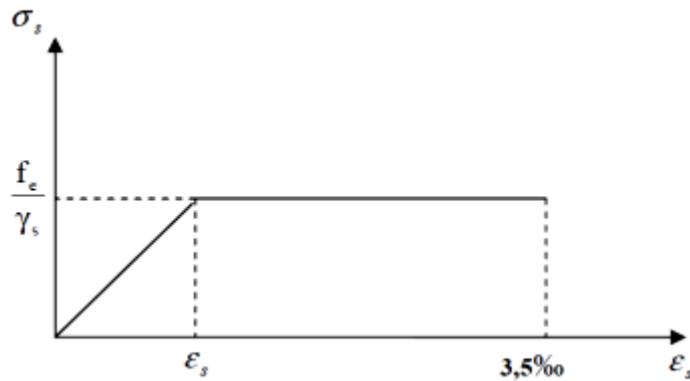


Figure I.3 :Diagramme des contraintes déformation du béton

b)A l'ELS :

- **Fissuration peu nuisible** : Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

- **Fissuration préjudiciable** : C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{St} \left\{ \leq \min \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right. \text{ (Art A.4.5.33/BAEL 91)}$$

- **Fissuration très préjudiciable** : C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{St} \leq \tilde{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \text{ en MPa (Art A.4.5.34/BAEL 91)}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences (HA)

I.2.2.3 Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)

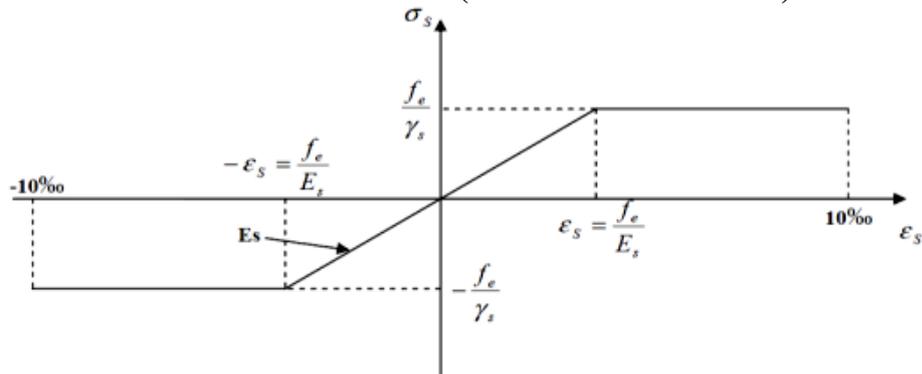


Figure I.4 :Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

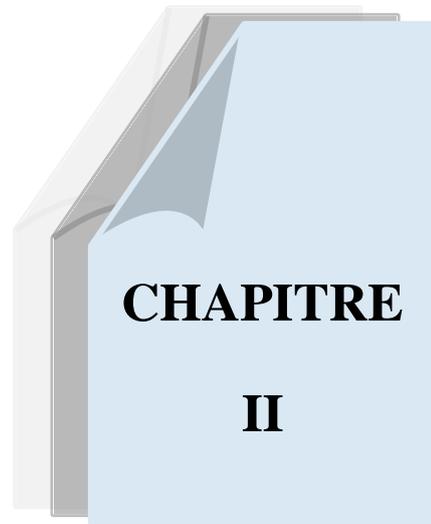
Protection des armatures :(art A.7-2 4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

➤ $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

➤ $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

➤ $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations



**DESCENTE DE CHARGES ET
PRÉDIMENSIONNEMENT DES
ÉLÉMENTS**

II.1. Introduction

Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement sera fait selon les règles du **BAEL91**, le **RPA 99/version 2003** et le **CBA93**.

II.2. Planchers

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

II.2.1 Plancher en corps creux (étage courant, terrasse) :

L'épaisseur du plancher, notée «ht» est donnée par:

$$ht \geq L_{\max} / 22,5$$

L_{\max} : portée libre de la plus grande travée dans les sens des poutrelles.

✓ Dans notre cas : $L_{\max} = 5.50\text{m} = 550 \text{ cm}$

$$ht \geq 550 / 22,5 = 24,44 \text{ cm}$$

Remarque :

Pour des raisons pratiques, il faut réduire l'épaisseur du plancher et la longueur des poutrelles. Pour cela on a renforcé le plancher avec une poutre à mi-travée de la poutre secondaire comme la montre la figure ci-dessus :

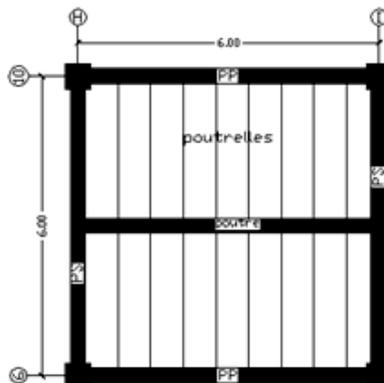


Figure II.1 : Renforcement du plancher par une poutre.

Donc le problème est résolu pour les travées de 6m.

Pour le reste on prend la longueur max qui est de $L_{max} = 450 \text{ cm}$.

$$h_t \geq 450 / 22.5 = 20 \text{ cm.}$$

Soit: $e = 21 \text{ cm} = (16+5)\text{cm}$

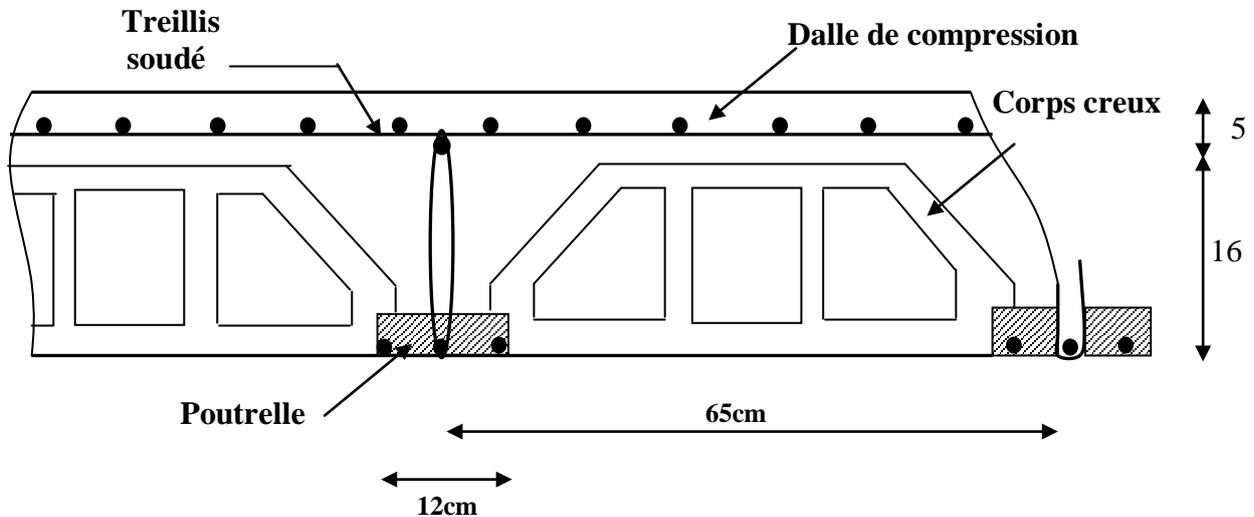


Figure II.2 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (planche semi-préfabriquée).

II.2.2. Dalle pleine :

Pour les porte-à-faux balcons on va adopter des dalles pleines. Le plus grand panneau a comme dimensions $l_x = 5,50 \text{ m}$, $l_y = 2,50 \text{ m}$. L'épaisseur à adopter sera la plus grande donnée par les deux conditions suivantes:

❖ **Condition de résistance** : donnée en fonction de la nature des appuis:

- Dalles reposant sur deux appuis : $L_x/35 < e < L_x/30$
- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 < e < L_x/40$

- L_x : Grand côté du panneau de dalle.

- L_y : Petit côté du panneau de dalle.

✓ Dans notre cas, la dalle du porte-à-faux reposant sur deux appuis une portée égale à: $L_x = 550 \text{ cm}$

Donc on a: $15.71 \text{ cm} \leq e \leq 18.33 \text{ cm}$

Soit : $e = 17 \text{ cm}$

❖ **Condition de résistance au feu :**

- e = 7cm Pour une heure de coup de feu
- e = 11cm Pour deux heures de coup de feu
- e = 17,5 cm Pour un coupe feu de quatre heures.

Soit : e = 11 cm

❖ **Isolation acoustique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de e = 13 cm

Soit: e = 16 cm

✓ *On opte pour une dalle pleine de : e = 17cm.*

II.3 Poutres :

Selon les **Règles de BAEL91** :La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

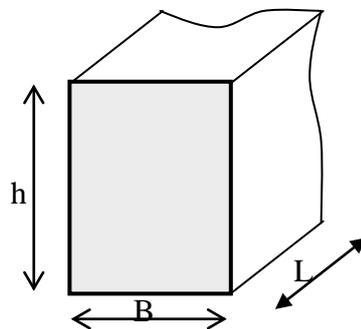


Figure II.3 :Dimensions des poutres.

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section

B: largeur de la section

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$

- $\frac{h}{b} \leq 4$

- $b_{\max} = 1,5h_1 + b_1$

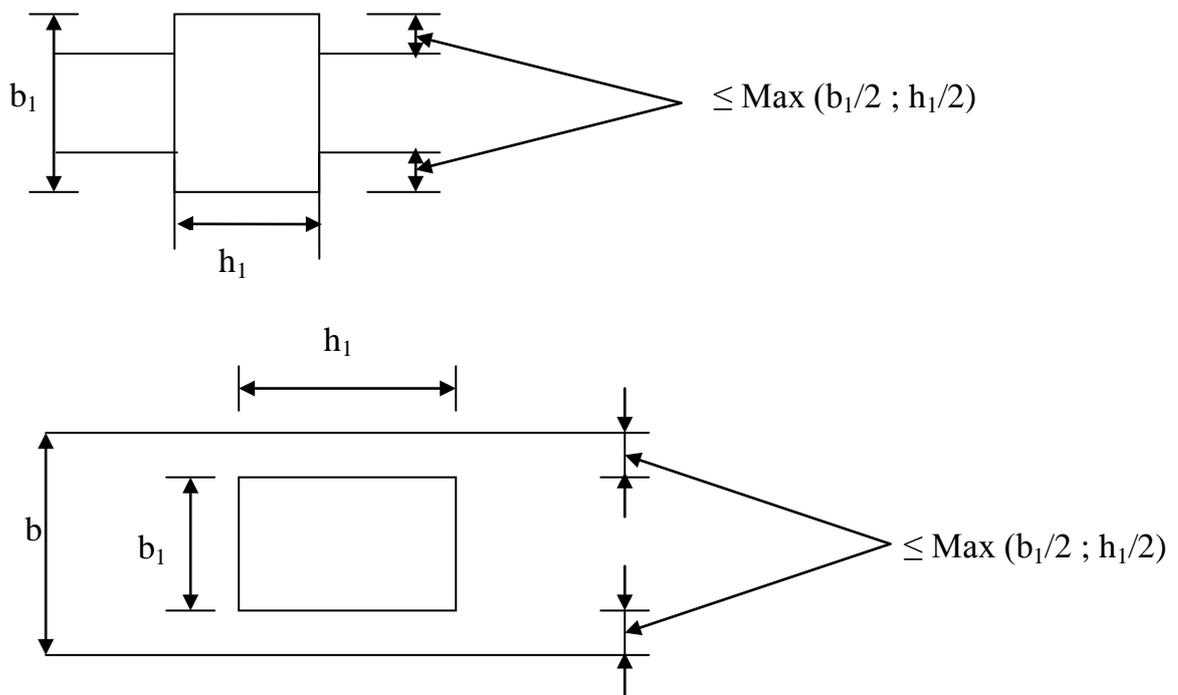


Figure II.4 : Dimensions à respecter pour les poutres.

✓ Nous prendrons pour :

✓ **Poutres principales:**

$L_{\max} = 600\text{ cm}$

$40 \leq h_t \leq 60$ On prend: $h_t = 55\text{ cm}$. ~~$h_t = 55\text{ cm}$~~

$22 \leq b \leq 38,5$ On prend: $b = 35\text{ cm}$ → $b = 35\text{ cm}$.

$\frac{h}{b} = 1,57 < 4$ (conditions du RPA est vérifiée)

✓ **Poutres secondaires :**

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

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

II.4 Poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, on supposant que seul le béton reprend la totalité des charges.

L'effort N_s sera déterminé avec la descente des charges, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le **(RPA 99 modifié 2003)**.

Le RPA nous impose pour **la zone (III)**, les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$;
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$;
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$.

La section du poteau est donnée par la formule suivante: $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

- S : Section transversale du poteau.
- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l'ELS
- N_s : Effort normal maximal à la base du poteau.
- $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$.

II.5 Détermination des charges et surcharges :(DTR B.C 2.2) :

II.5.1 Charges permanentes :

II.5.1.1 Plancher terrasse (inaccessible) :

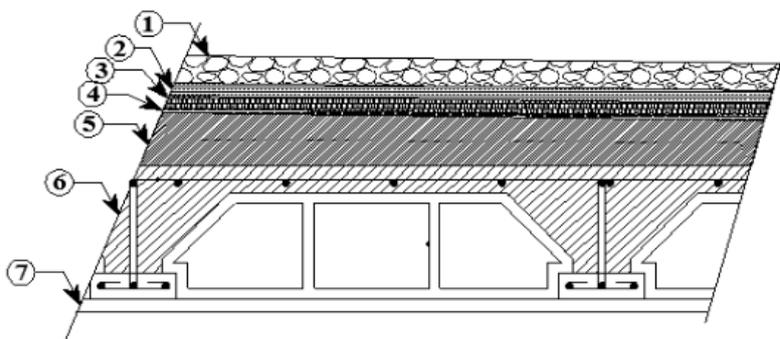


Figure II.5: Coupe du plancher terrasse (inaccessible).

Élément	Épaisseur(cm)	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravier roulé	5	1,00

2. Etanchéité multicouche en ciment volcanique, enduit plastique ou feutre bitumé, épaisseur 2cm	6	0,12
3. Isolant thermique	5	1,10
4. pare vapeur	/	0,10
5. béton en forme de pente	7	1,54
6. Plancher à corps creux	25	3,50
7. enduit en plâtre	2	0,20
		G_t = 7,56

Tableau II.1 : Nomenclature de la figure II.5.

II.5.1.2 Plancher d'étage courant :

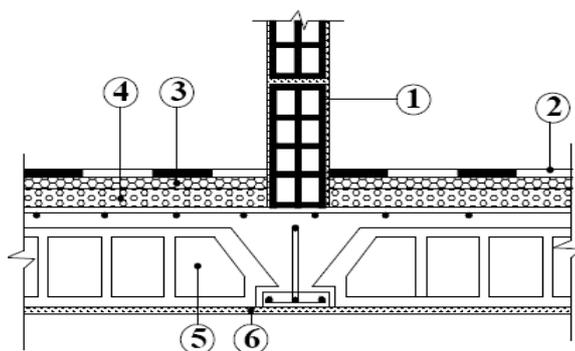


Figure II.6: Coupe du plancher étage courant.

Élément	Épaisseur(cm)	La charge (KN/m ²)
1. Cloison de séparation interne	14	1,30
2. Revêtement en carrelage	2	0,40
3. Mortier de pose	3	0,60
4. Couche de sable	3	0,54
5. Plancher encorps creux	21	2,95
6. Enduit en plâtre	2	0,20
		G = 6.00

Tableau II.2 : Nomenclature de la figure II.6.

II.5.1.2 Maçonnerie :

a)- Murs extérieurs :

Élément	Épaisseur(cm)	La charge (KN/m2)
1. Enduit deciment	2	0.36
2. Briquescreuses	10	0.90
3.Lame d'aire	5	/
4. Briquescreuses	10	0.90
5. Enduit de plâtre	2	0.20
		G= 2,36

Avec 20 % d'ouverture : $2.36 \times 0,80 = 1.88 \text{ KN/m}^2$.

Tableau II.3:charge permanente des murs extérieurs.

b)-Murs intérieurs :

Élément	Épaisseur(cm)	La charge (KN/m2)
1. Enduit de plâtre	2	0.2
2. Briquescreuses	10	0.9
3. Enduit de plâtre	2	0.2
		G = 1.3

Tableau II.4:charge permanente des murs intérieurs.

c)-Porte-à-faux :(dalle pleine):

Élément	Épaisseur(cm)	La charge (KN/m2)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.60
3. Couche de sable	3	0.54
4. Dalle pleinen en béton armé	17	4.25
		G = 5.80

Tableau II.5:charge permanente de la dalle pleine.

b) Surcharges d'exploitation :

- Terrasse inaccessible.....1.0 KN/m²
- Plancher d'étage bureaux et restauration.....2.5 KN/m²
- Plancher d'étage à usage commercial.....5.0KN/m²
- Plancher (sous sol parking).....5.0 KN/m²
- Escalier.....2.5 KN/m²
- Acrotère.....1.0 KN/ml

II.6 Calcul de charge et surcharge revenant au poteau plus sollicité

✓ *Le poteau le plus sollicité est : F 10*

II.6.1 Surface d'influence :

Surface brute:

$$S_b = 6,00 \times 5,00$$

$$S_b = 30,00 \text{ m}^2$$

Surface nette:

$$S_n = 30 - [(0,550 \times 0,30) + (0,45 \times 0,3) + (3,14 \times 0,5^2 / 4)]$$

$$S_n = 29,50 \text{ m}^2$$

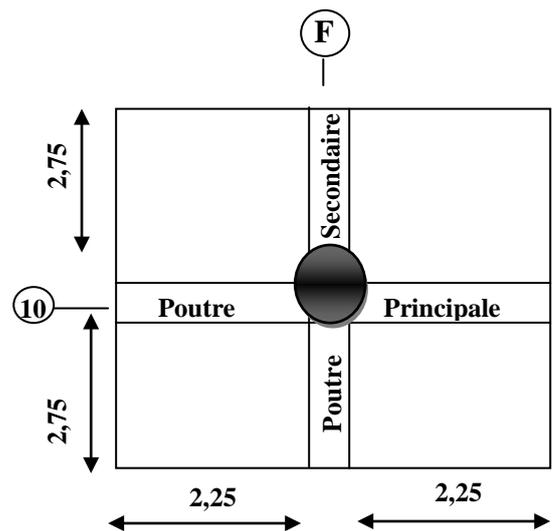


Figure II.7 : Surface d'influence du poteau F10.

II.6.2 Calcul du poids propre des poutres :

- *Poutres principales*

$$G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,55 \times 6,00 = 24,75 \text{ KN}$$

- *Poutres secondaires :*

$$G_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times 4,50 = 15,20 \text{ KN}$$

D'où le poids des poutres :

$$G_p = 39,95 \text{ KN}$$

II.6.3 Calcul du poids propre des planchers :

- *Terrasse inaccessible:*

$$G_{PT} = 29,50 \times 7,56 = 223,02 \text{ KN}$$

- *Plancher étage courant:*

$$G_{Pbr} = 26,25 \times 6,00 = 157,50 \text{ KN}$$

II.7 Descente de charges :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par ledocument technique règlementaire «DTR B.C. 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation» qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ». Ce qui est le cas pour notre bâtiment

On procède comme suit :

$$Q_0 = Q_{PT} = 30 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots\dots\dots = Q_8 = Q_{Pbr} = 75.00 \text{ KN.}$$

$$Q_9 = Q_{10} = \dots\dots\dots = Q_{14} = Q_{pc} = 150.00 \text{ KN.}$$

$$\text{Sous les étages } \leq 5 : Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times \sum_{i=1}^n Q_i$$

- Sous la terrasse : $Q_0 = 30.00 \text{ KN}$
- Sous le 11^{ème} étage : $Q_0 + Q_1 = 105.00 \text{ KN}$
- Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 172.50 \text{ KN}$
- Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 232.50 \text{ KN}$
- Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 285.00 \text{ KN}$
- Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 330.00 \text{ KN}$
- Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.750(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 367.50 \text{ KN}$
- Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 405.00 \text{ KN}$
- Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 442.50 \text{ KN}$
- Sous le 3^{ème} étage : $Q_0 + 0.667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + \dots\dots + Q_8 + Q_9) = 530.00 \text{ KN}$
- Sous le 2^{ème} étage : $Q_0 + 0.650(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots\dots\dots + Q_9 + Q_{10}) = 625.00 \text{ KN}$
- Sous le 1^{er} étage : $Q_0 + 0.650(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + \dots\dots + Q_{10} + Q_{11}) = 698.18 \text{ KN}$
- Sous le RDC : $Q_0 + 0.650(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + \dots\dots\dots + Q_{11} + Q_{12}) = 780.00 \text{ KN}$
- Sous le 1^{ers.sol}: $Q_0 + 0.650(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + \dots\dots + Q_{12} + Q_{13}) = 860.77 \text{ KN}$
- Sous le 2^{ème s.sol} : $Q_0 + 0.650(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + \dots\dots\dots + Q_{13} + Q_{14}) = 940.7 \text{ KN}$

Niveaux	poids plancher	poids poutre	poids poteau	G (KN)	Gcum(KN)	Q (KN)	Qc (KN)	N= Gc+Qc (KN)	S≥ Ns/6bc	section adoptée
Terrasse	223.02	39.95	9.62	272.59	272.59	30.00	30.00	302.59	201.73	D = 35
niv 11	177.00	39.95	9.62	226.57	499.16	75.00	105.00	604.16	402.77	D = 35
niv 10	177.00	39.95	9.62	226.57	725.73	75.00	180.00	905.73	603.82	D = 40
niv 9	177.00	39.95	12.56	229.51	955.24	75.00	255.00	1210.24	806.83	D = 40
niv 8	177.00	39.95	12.56	229.51	1184.75	75.00	330.00	1514.75	1009.83	D = 45
niv 7	177.00	39.95	12.56	229.51	1414.26	75.00	405.00	1819.26	1212.84	D = 45
niv 6	177.00	39.95	15.90	232.85	1647.11	75.00	480.00	2127.11	1418.07	D = 50
niv 5	177.00	39.95	15.90	232.85	1879.96	75.00	555.00	2434.96	1623.31	D = 50
niv 4	177.00	39.95	19.69	236.64	2116.60	75.00	630.00	2746.60	1831.07	D = 55
niv 3	177.00	39.95	19.69	236.64	2353.24	150.00	780.00	3133.24	2088.83	D = 55
niv 2	177.00	39.95	23.75	240.7	2593.94	150.00	930.00	3523.94	2349.29	D = 60
niv 1	177.00	39.95	23.75	240.7	2834.64	150.00	1080.00	3914.64	2609.76	D = 60
rdc	177.00	39.95	23.75	240.7	3075.34	150.00	1230.00	4305.34	2870.23	D = 60
1er ssol	177.00	39.95	28.27	245.22	3320.56	150.00	1380.00	4700.56	3133.71	D = 65
2eme ssol	177.00	39.95	28.27	245.22	3565.78	150.00	1530.00	5095.78	3397.19	D = 65

Tableau II.6: Dimensionnement des poteaux à l'ELS.

• **Vérification de la section du poteau :(RPA99/version 2003 Art7.4.1)**

$D \geq 35$ cm pour les poteaux circulairesCondition vérifié.

$D \geq h_e/15$Condition vérifié.

Avec h_e : la hauteur libre du poteau.

• **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \geq 50.$$

Avec :

L_f: longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).

i : rayon de giration.

L₀ : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau $\left(\frac{\pi \times D^2}{4}\right)$

I : moment d'inertie du poteau $\left(\frac{\pi \times D^4}{64}\right)$

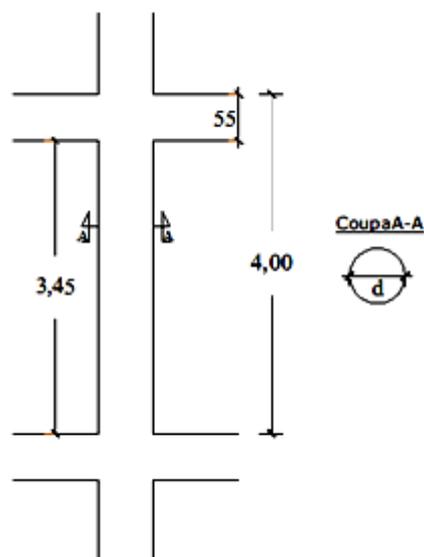


Figure II.8 : la hauteur du poteau a considère pour le flambement.

• **Élancement du poteau au flambement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} \text{ tel que } i_{min} = \left(\frac{I_{min}}{s} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$I_{min} = \frac{\pi \times D^4}{64} ; S = \frac{\pi \times D^2}{4}$$

$$\lambda = \frac{0.7 L_0}{i_{min}} ; L_0 = h_e - h_{poutre} = 400 - 55 = 345 \text{ cm.}$$

D	I _{min}	S	i _{min}	λ
35.00	73661.76	962.11	8.75	27.60
40.00	125663.71	1256.64	10	24.15
45.00	201288.96	1590.43	11.25	21.47
50.00	306796.16	1963.50	12.5	19.32
55.00	449180.25	2375.83	13.75	17.56
60.00	636172.51	2827.43	15	16.10
65.00	876240.51	3318.31	16.25	19.17

Tableau II.7 : Vérification du flambement pour tous les poteaux.

Remarque :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

II.8 Dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1 du RPA99) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales à reprendre une partie des charges verticales.

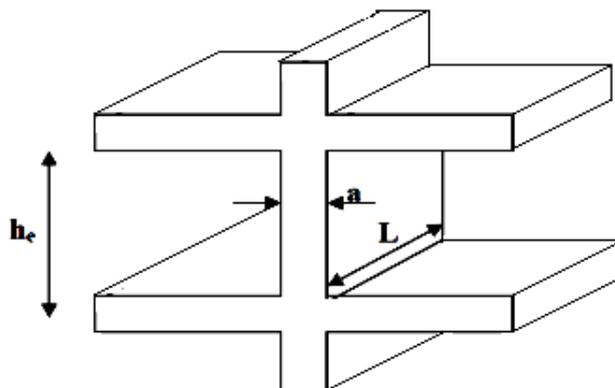


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.

II.8.1 L'épaisseur du voile :

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure II.10

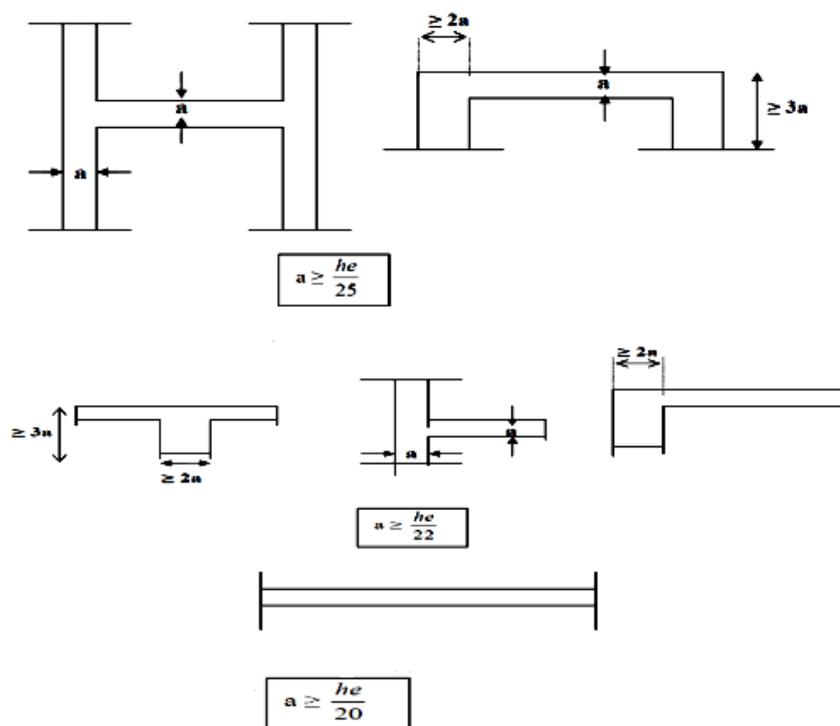


Figure II.10 : Différentes coupes des voiles.

Avec :

$$h_e = h - e_{\text{dalle}}$$

h : Hauteur d'étage

e_{dalle} : Épaisseur de la dalle

$$h_e = 500 - 21 = 479 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{479}{20} = 23.95 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{479}{22} = 21.77 \text{ cm}$$

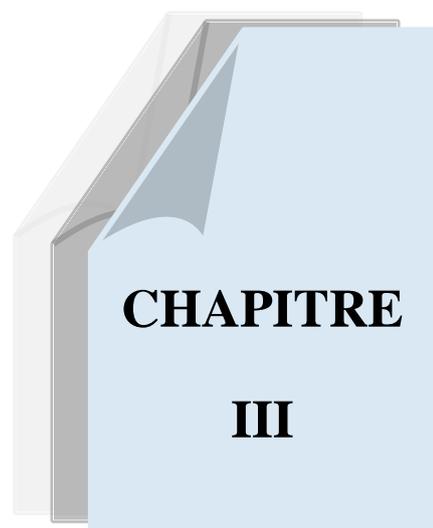
$$a \geq \frac{479}{25} = 19.16 \text{ cm}$$

Remarque :

La majorité des voiles de notre structure sont linéaires, on choisira donc :

$$a \geq h_e / 20 = 23.95 \text{ cm. On prendra: } a = 25 \text{ cm}$$

*Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à **4 fois** son épaisseur $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 25 = 100$.*



**CALCUL DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRE**

Introduction :

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ce sont:

- l'acrotère
- les escaliers
- les planchers
- les portes à faux
- la salle machine

III.1 Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumis à un effort normal «**N**» dû à son poids propre et un effort latéral «**Q**», provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

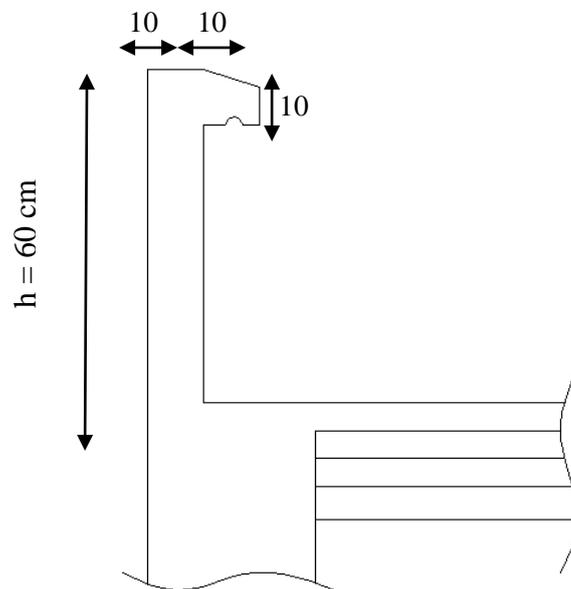


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.1.1 Calcul à l'ELU**-a) Évaluation des sollicitations:**

- Poids propre de l'acrotère : $G = [(0.5 \cdot 0.1) + (0.1 \cdot 0.2) - (0.1 \cdot 0.03)/2] \times 25 = 1.712 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- L'effort normal : $N = G \times 1 = 1.712 \text{ KN}$
- L'effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Le moment fléchissant dû à Q : $M = Q \times H = 0.6 \text{ KN.m}$ avec : $H = 0.6 \text{ m}$

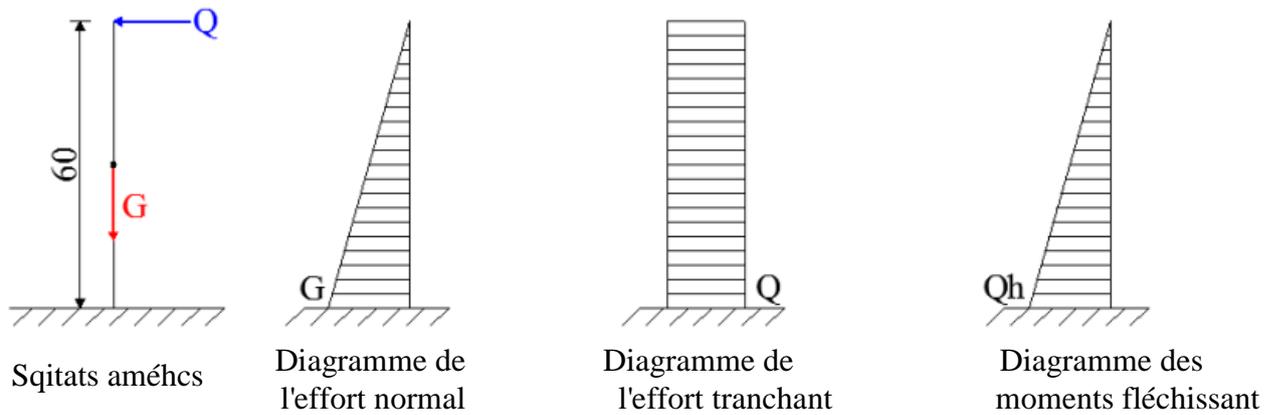


Figure III.2 :Diagramme des efforts internes

-b) Combinaison des charges :

-A L'ELU : La combinaison est : **1.35G +1.5Q**

-NU = 1.35.N = 1.35×1.712 = 2.311 KN

-MU = 1.5.M = 1.5×0.6 = 0.9 KN.m

-TU = 1.5.T = 1.5×1 = 1.5 KN

-A L'ELS : La combinaison est : **G +Q**

-NS = N = 1.712 KN

-MS = 0.6 KN.m

-TS = T = 1 KN

-c) Ferrailage de l'acrotère :

➤ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

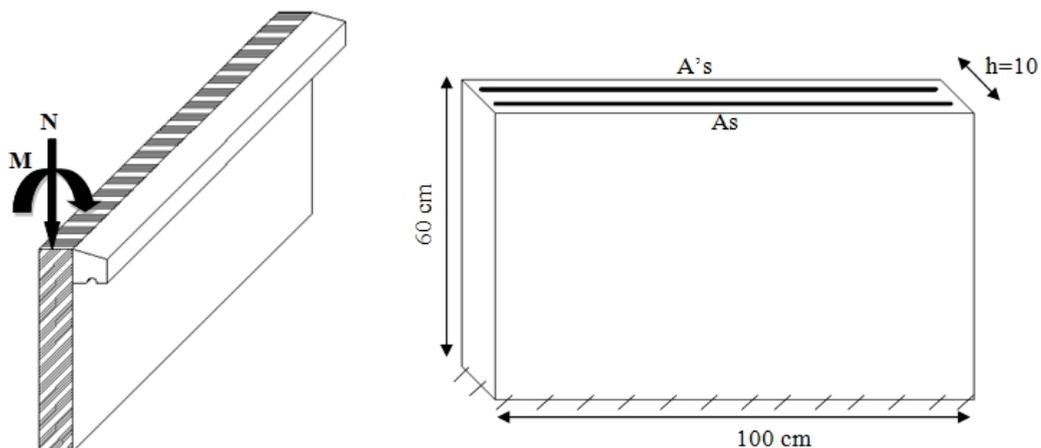


Figure III.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

➤ **Position de centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.312 \times 10^2} = 38.94 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm.}$$

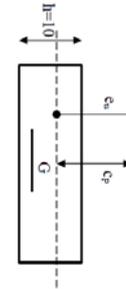


Figure III.4 : centre de pression

$e_u > \frac{M_u}{N_u} - C \rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :

M_u : moment du à la compression.

N_u : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

C : l'enrobage.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **M_f** » puis en flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + (\frac{h}{2} - c)$ (**g** : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.)

$$M_f = 2.312 \times \left[0.389 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) \right] = 0.968 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{0.970 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106 < \mu_l = 0.392.$$

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$\mu_b = 0.0106 \rightarrow \beta = 0.995$$

• **Armatures fictives (en flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.995$$

$$\text{Donc :} \quad A_{stf} = \frac{Mf}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{970}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.350 \text{ cm}^2.$$

• **Armatures réelles(en flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}}\right) = 0.350 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.284 \text{ cm}^2.$$

III.2.2 Vérifications:

III.2.2.1 Vérification à l'ELU :

a. Condition de Non Fragilité (CBA/93 Art A.4.2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{mi}$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35.04 - 0.445 \times 8}{35.04 - 0.185 \times 8} = 0.905 \text{ cm}^2.$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

Remarquons que : $A_s < A_{min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{min} = 0.905 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est $6HA8 / ml = 3.02 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 18 \text{ cm}$.

b. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.755 \text{ cm}^2.$$

Donc $A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$. avec espacées de 20 cm.

c. Vérification aux cisaillements : (CBA 93/Art A 5.1.2.1.1)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\}$ (MPa).

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.018 \leq \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}, 4 \right\} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.}$$

d. Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.207 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ donc ~~il~~ *il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.*

La longueur de scellement droit (CBA 93/Art A.1.2.2) : $L_s = 40 \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

e. Vérification des espacements des barres :(CBA 93/ Art A.4.5.3.3)

La fissuration est préjudiciable ; donc $St \leq \min\{2h, 18 \text{ cm}\} = 18 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$ c'est l'épaisseur de la section de l'acrotère. On a adopté un espacement de 18 cm ; donc la condition est vérifiée.

III.2.2.2 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

$$\text{Les aciers} \left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \varnothing = 6 \text{ mm} \\ f_c E 400 \end{array} \right. \longrightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \text{ avec } A_s = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \longrightarrow \beta_1 = 0.920 \longrightarrow K_1 = 47.50 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.02.$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 4.055 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$; donc la condition est vérifiée.

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$ avec : $\sigma_{bs} = k \sigma_s$

$\sigma_{bs} = 0.02 \times 40.55 = 0.811 \text{ MPa}$; et $\sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

III.2.2.3 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 version 2003 / Art A.6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure à l'action de la main courante Q .

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage (zone III groupe 1B) .

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

On a : **A = 0.3**, **C_p = 0.3**, **W_p = 1.7125 kN/ml**

Alors:

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.7125 = 0.6165 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml. Condition vérifiée.}$$

III.2 Plancher en corps creux:

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué en corps creux de 16cm et d'une dalle de compression 5cm.

III.2.1 La largeur de la table de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé.

La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes

- $\beta_1 \delta \frac{L}{2}$ (1)
- $\beta_1 \delta \frac{L_1}{10}$ (2)
- $\beta_1 \delta \frac{2}{3} X$ (3)

Avec:

L :distance entre deux parements voisins de deux poutrelles :

L₁ :portée libre de la poutrelle.

X :distance de la section à l'axe de l'appui le plus proche.

b₀ :largeur de la nervure.

h₀: épaisseur de la dalle de compression (5 cm).

Donc:

$$b_1 \leq (65-12) / 2 = 26.5\text{cm}. b_1 \leq 450 / 10 = 45\text{cm}. b_1 \leq (2/3) (450/2) = 150\text{cm}.$$

$$\text{Donc : } b_1 = 26.5 \text{ cm} \quad \text{D'où } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}.$$

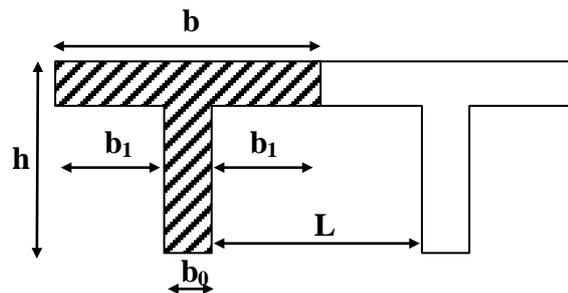


Figure III.5 : Construction de la section en T

➤ **Calcul d'armatures:**

Elle a une épaisseur de 5cm, coulée sur place, ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE 520 dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm (5m) pour les armatures \perp aux poutrelles.
- 33cm (3m) pour les armatures $//$ aux poutrelles.
- Largeur de corps creux :
 $50\text{cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm}$ (L' : entre axe des poutrelles)...(BAEL 99 B 8.6.423)

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

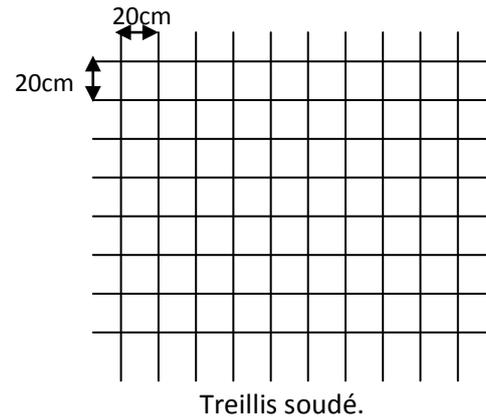
$$A_{\perp} = \frac{4L}{F_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

b. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec} \quad e = 20 \text{ cm}$$

**III.2.2 Calcul des poutrelles**

Le calcul se fera en deux étapes :

Etape I : Avant coulage de la dalle de compression:

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

A. Chargement :

$$\text{Poids propre de la poutrelle : } G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Poids du corps creux : } G_2 = 0,65 \times 1,15 = 0,75 \text{ KN / ml.}$$

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,75 = \mathbf{0,87 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{Surcharge due à la main d'œuvre : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

B. Calcul des efforts à l'ELU :**➤ Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.87) + 1.5(1) = 2.675 \text{ K N/ml}$$

➤ Calcul du moment en travée :

$$M_{\mu} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.675 \times 5^2}{8} = 8.36 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.675 \times 5}{2} = 6.687 \text{ KN.}$$

➤ **Ferraillage:**

Soit c : l'enrobage ($c=2$ cm) .

La hauteur utile $d = h - c = 4 - 2 = 2$ cm

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.36 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 12.26 > 0.392. \text{ Donc SDA.}$$

NB : Vue la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée donc on est obligé de prévoir des étais intermédiaires, à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges d'avant coulage ; ces étais sont généralement distant de 80 à 120cm.

Etape II : Après coulage de la dalle decompression:

La poutrelle travaille comme une poutre en T continue reposant sur plusieurs appuis ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle, en plus des charges et des surcharges éventuelles revenant au plancher.

a. Choix de la méthode de calcul:

$$Q \leq \max (2G, 5KN) \rightarrow Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN} < \max (2G, 5 \text{ KN}) = 7.80 \text{ KN.}$$

→ Condition vérifiée.

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité → condition vérifiée.

Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

on a :

$$\frac{300}{300} = 1 \rightarrow 0,8 < \frac{L_1}{L_2} = 1 < 1,25$$

$$\frac{300}{300} = 1 \rightarrow 0,8 \leq \frac{L_2}{L_3} = 1,25 \leq 1,25$$

$$\frac{300}{300} = 1 \rightarrow 0,8 \leq \frac{L_3}{L_4} = 1 \leq 1,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{300}{500} = 0,6 \rightarrow \frac{L_4}{L_5} = 0,6 < 0,8$$

Vu que l'Hypothèse 3 n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Dans ce cas on va utiliser la méthode des trois moments.

b. Exposition de la méthode des trois moments:

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes:

➤ Pour l'appui :

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = \frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$

➤ Pour la travée:

$$M(x) = \frac{q_l}{2}x + M_{i+1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \times \frac{x}{L_i}$$

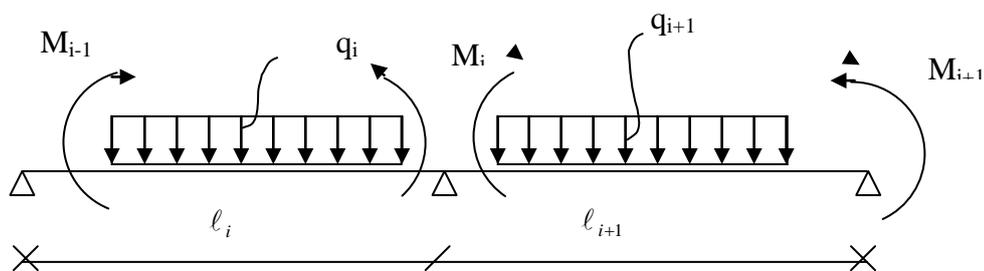


Figure III.6 : Exposition de la méthode des trois moments.

❖ Type I: Planchers des parkings et l'étages à usage commercial:

1. Charge et surcharges:

-poids propre du plancher : $G = 6.00 \times 0.65 = 3.90 \text{ KN/ml}$.

-Surcharges d'exploitation : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$.

2. Combinaison des charges :

A L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.14 \text{ KN/ml}$.

A L'ELS : $q_s = G + Q = 7,15 \text{ KN/ml}$.

3. Calcul à l'ELU :

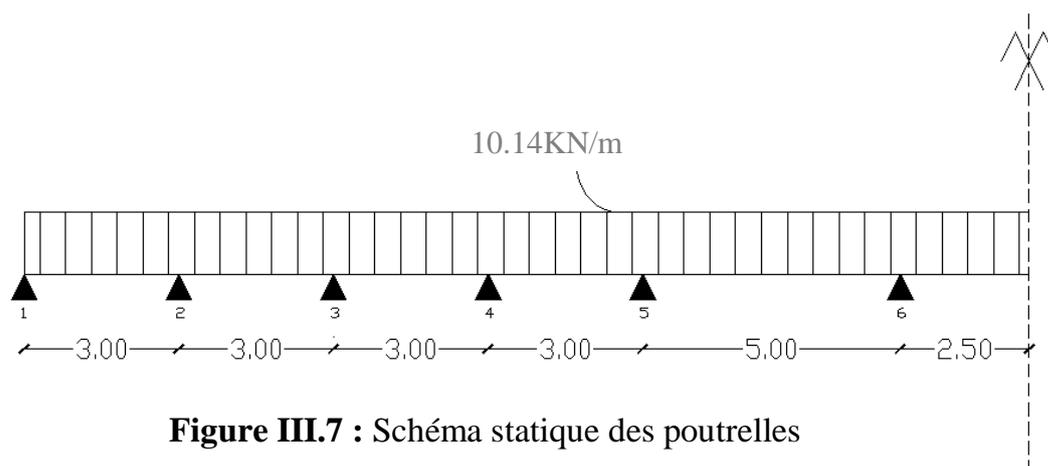


Figure III.7 : Schéma statique des poutrelles

➤ 3. a. Calcul des moments aux appuis :

Appu i	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i =$ q_{i+1} (KN/m)	$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = \frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$	M_i (KNm)
1	0	3	10.14	$6M_1 + 3M_2 = -68.45$	-07.69
2	3	3	10.14	$3M_1 + 12M_2 + 3M_3 = -136.90$	-07.42
3	3	3	10.14	$3M_2 + 12M_3 + 3M_4 = -136.90$	-08.41
4	3	3	10.14	$3M_3 + 12M_4 + 3M_5 = -136.90$	-04.68
5	3	5	10.14	$3M_4 + 16M_5 + 3M_6 = -385.32$	-18.98
6	5	5	10.14	$5M_5 + 20M_6 + 3M_7 = -633.75$	-22.20
7	5	5	10.14	$5M_6 + 20M_7 + 3M_8 = -633.75$	-22.20
8	5	3	10.14	$5M_7 + 20M_8 + 3M_9 = -385.32$	-18.98
9	3	3	10.14	$3M_8 + 12M_9 + 3M_{10} = -136.90$	-04.68
10	3	3	10.14	$3M_9 + 12M_{10} + 3M_{11} = -136.90$	-08.41
11	3	3	10.14	$3M_{10} + 12M_{11} + 3M_{12} = -136.90$	-07.42
12	3	0	10.14	$3M_{11} + 6M_{12} = -68.45$	-07.69

Tableau III.2.1 : les moments aux appuis des poutrelles.

➤ 3. b. Calcul des moments en travée :

Travée	Longueur (m)	$M(x)$	X (m)	M_t^{\max} (KN.m)
1-2	3	$-5.07x^2 + 15.30x - 7.69$	1.5	03.85
2-3	3	$-5.07x^2 + 14.88x - 7.42$	1.47	03.49
3-4	3	$-5.07x^2 + 16.45x - 8.41$	1.62	04.93
4-5	3	$-5.07x^2 + 12.35x - 4.68$	1.22	02.84
5-6	5	$-5.07x^2 + 24.70x - 18.98$	2.43	11.10
6-7	5	$-5.07x^2 + 25.35x - 22.2$	2.5	09.48
7-8	5	$-5.07x^2 + 25.99x - 22.2$	2.56	11.10
8-9	3	$-5.07x^2 + 19.97x - 18.98$	1.96	02.84
9-10	3	$-5.07x^2 + 14.02x - 4.68$	1.38	04.93
10-11	3	$-5.07x^2 + 15.54x - 8.41$	1.53	03.49
11-12	3	$-5.07x^2 + 15.12x - 7.42$	1.49	03.85

Tableau III.2.2 : les moments en travées des poutrelles.

N.B : Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on majore les moments en travées de 1/3 de plus on considère un semi encastrement aux niveaux des appuis de rives.

➤ **Moments aux appuis :**

Appuis	M _{appui}	Appuis	M _{appui}
1	-5.12	7	-14.80
2	-4.94	8	-12.65
3	-5.60	9	-3.12
4	-3.12	10	-5.60
5	-12.65	11	-4.94
6	-14.80	12	-5.12

➤ **Moments en travée :**

Travée	M _t	Travée	M _t
1-2	5.13	7-8	14.8
2-3	4.65	8-9	3.78
3-4	6.57	9-10	6.57
4-5	3.78	10-11	4.65
5-6	14.8	11-12	5.13
6-7	12.64		

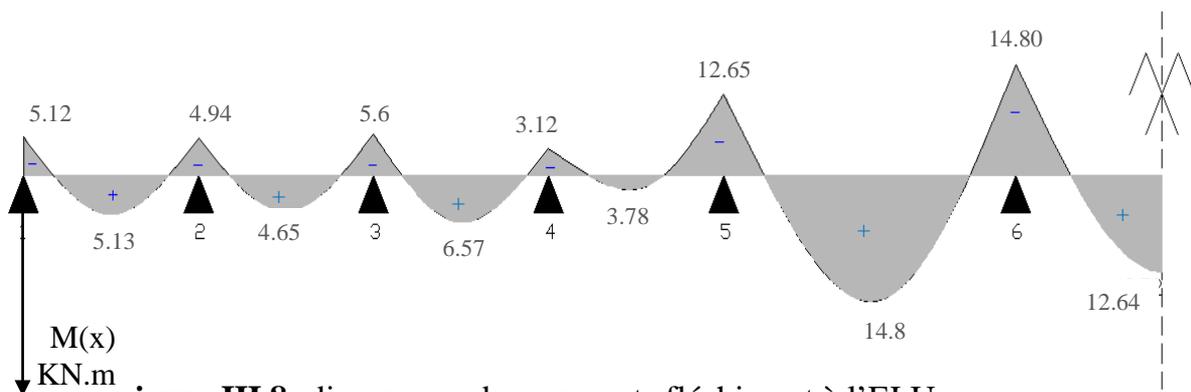


Figure III.8: diagramme des moments fléchissant à l'ELU

➤ **3. c. Calcul des efforts tranchants :**

$$V(x) = \theta_{(x)} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \dots \theta_{(x)} : \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V(x) = -q_u x + q_u \frac{L_i}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} .$$

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

Travée	Longueur(m)	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$
1-2	3	15.15	-15.27
2-3	3	15.43	-14.99
3-4	3	14.38	-16.03
4-5	3	18.38	-12.03
5-6	5	25.78	-24.92
6-7	5	25.35	-25.35
7-8	5	24.92	-25.78
8-9	3	12.03	-18.38
9-10	3	16.03	-14.38
10-11	3	14.99	-15.43
11-12	3	15.27	-15.15

Tableau III.2.3 : Les efforts tranchants des poutrelles .

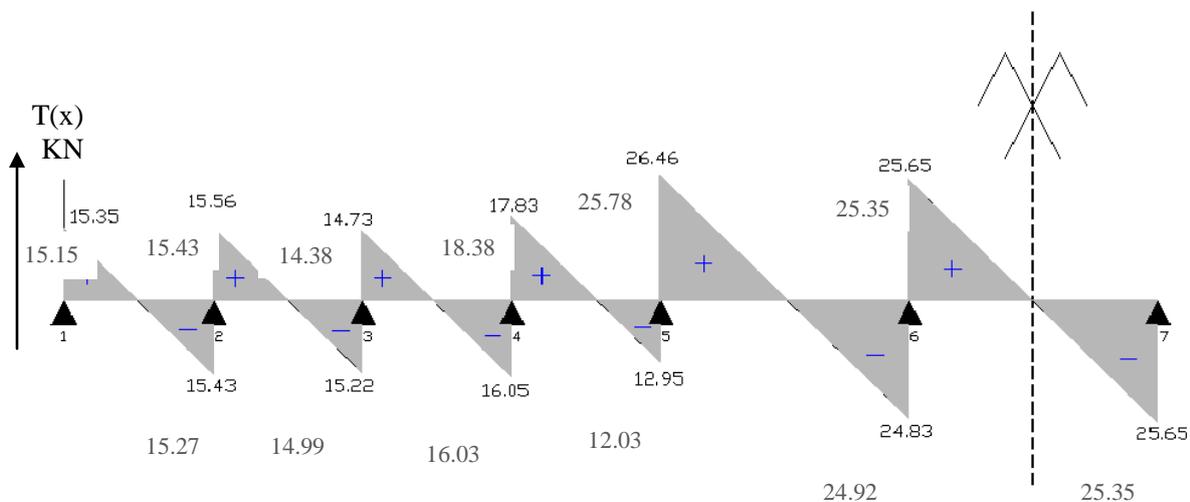


Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

4. Ferrailage à l'ELU:

a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 21\text{ cm}$ (hauteur totale de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 5\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 19\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre

la plus comprimée)

- **En travées :** $M_t^{\max} = 14.80 \text{ KN.m}$

M_0 : Moment repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.19 - \frac{0.05}{2}\right) = 76.14 \text{ KN.m}$$

$M_f = 14.80 < M_0 = 76,14 \text{ KN.m}$.Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

$$\mu = 0.044 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0.9775.$$

$$A_t = 2.29 \text{ cm}^2. \text{ On opte pour } A_t = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :** $M_a^{\max} = 14.8 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; h = 21 \text{ cm} \text{ et } d = 19 \text{ cm}.$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 21 \text{ cm}$.

$$\mu = 0.240 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0.8606$$

$$A_t = 2.60 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour $A_t = 1 \text{ HA12} + \text{une barre de renfort de HA 14} = 2.67 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :(ArtA.7.2.2/BAEL 91)

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant .

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \{1.2 ; 0.6 ; 1.2\}$$

✓ On adopte un diamètre $\phi_t = 6\text{mm}$

- La section des armatures transversales :

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,56\text{cm}^2$$

- L'espacement entre les cadres :

$$St = \min (St_1, St_2 ; St_3)$$

$$St_1 = \min (0,9d, 40\text{cm}) = 17.1\text{cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t}{0.4} \times \frac{f_e}{b_0} = \frac{0.56}{0.4} \times \frac{235}{12} = 27.42 \text{ cm.}$$

$$St = \min (27.42; 17.1) = 16.55 \text{ cm.}$$

5. Vérification à l'ELU :

a) Condition de Non Fragilité:

$$A_t = \frac{0.23b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 19 \times 2.1}{400} = 0.27\text{cm}^2.$$

- En travée : $A_s = 3.39\text{cm}^2 > 0,27\text{cm}^2$ Condition vérifiée.
- Aux appuis : $A_s = 3.39\text{cm}^2 > 0,27\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant : $V_u^{\max} = 25.78\text{KN}$.

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_\mu = 3.33 \text{ MPa} ; \tau_\mu = \frac{V_\mu}{bd} = \frac{25.78 \times 10^3}{120 \times 190} = 1.13 \text{ MPa.}$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_\mu \text{ Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_\mu = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa. } (\Psi_s = 1.5 \text{ pour les hautes adhérences}).$$

$$\tau_{se} = \frac{V_\mu}{0.9d \sum U_i} = \frac{25.78 \times 10^3}{0.9 \times 190 \times 113.1} = 1.33 \text{ MPa.}$$

Avec U_i : périmètre utile des barres

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_\mu \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Ancrage des armatures (longueur de scellement) :

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm. Avec } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPa .}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

Donc : $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.25 = 16.9 \text{ cm.}$

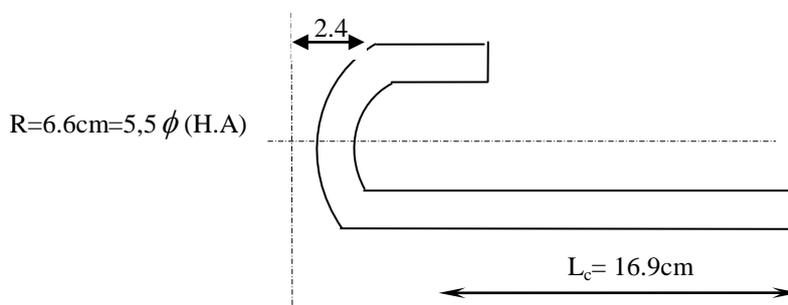


Figure III.10 : Définition de l'ancrage normal

6. Calcul à l'ELS :

$$1 G + 1 Q = 3.9 + 3.25 = 7.15 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = 0.7$$

$$M_{\text{max}}^t \text{ à l'ELS} = 10.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{max}}^a \text{ à l'ELS} = -10.36 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} \text{ à l'ELS} = 18.04 \text{ KN}$$

7. Vérifications à l'ELS :**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

b) État limite de résistance à la compression du béton :

La contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \sigma_s \times k$$

• En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : $A_s = 3HA12 = 3.39\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 19} = 1.486 \rightarrow \beta_1 = 0.839 \rightarrow \alpha_1 = 0.483.$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.483}{15(1-0.483)} = 0.0622.$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.36 \times 10^6}{0.839 \times 19 \times 3.39 \times 10^3} = 191.70 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 191.70 \times 0.0622 = 11.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 19} = 1.486 \rightarrow \beta_1 = 0.839 \rightarrow \alpha_1 = 0.483.$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.483}{15(1-0.483)} = 0.0622.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.36 \times 10^6}{0.839 \times 19 \times 3.39 \times 10^3} = 191.70 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 191.70 \times 0.0622 = 11.92 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

La section d'armatures adoptée aux appuis est : $A_s = 3HA12 = 3.39\text{cm}^2$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

c) Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut

cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ (1)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_s}{M_0}$ (2)
- $\frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (3)
- $L < 8.00$ cm(4)
- (1) $\rightarrow \frac{h}{l} = \frac{21}{500} = 0.042 \geq \frac{1}{16}$ Condition n'est pas vérifiée.

Avec:

h: la hauteur totale du plancher.

L: portée libre de la poutrelle.

M_t: moment fléchissant max en travée.

M₀: moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b: largeur de la poutrelle.

f_e: limite élastique des armatures tendues.

A_t: section d'armatures tendues

Puisque la première condition n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.86 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.88 \text{ MPa.}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

➤ **Calcul de la flèche** (BAEL91 Art. B6.6.3)

$$a) f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}} < \bar{f}$$

$$b) f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}} < \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1.00 \text{ cm}$$

Calcul de moment équilibré par la table de compression :

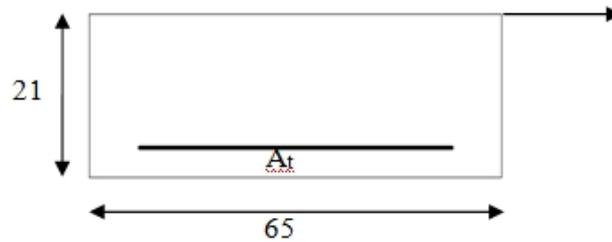
$$M_{s0} = \frac{b \times h_0^2}{30} \times \frac{d - h_0}{3} \times \sigma_s = \frac{65 \times 5^2}{30} \times \frac{65 - 5}{19 - 5} \times 348 = 26.18 \text{ KN.m}$$

M_{s0} > M_s : l'axe neutre tombe dans la table de compression donc le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (b × h) = (65 × 21) cm.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 65 \times 21 + 15 \times 3.39 = 1415.85 \text{ cm}^2. \quad (x-x)$$



Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (X.X)

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{65 \times 21^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 19 = 15298.65 \text{ cm}^3$$

Position de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{15298.65}{1415.85} = 10.8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 10.8 = 10.2 \text{ cm}$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au CDG de la Section.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A (V_1^3 + c)^2 = \frac{65}{3} (10.8^3 + 10.2^3) + 15 \times 3.39 \times (10.8^3 + 2)^2 = 53614.98 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3.39}{65 \times 19} = 0.002$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002 (2 + 3)} = 10.5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 4.2$$

$$\rho = 0.002 \rightarrow \beta = 0.927$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{10.36 \times 10^6}{0.927 \times 190 \times 339} = 187.17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 187.17 + 2.1} = 0.02$$

$$I_{f_i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} = \frac{1.1 \times 53614.98}{1 + 0.02 \times 10.5} = 48740.89 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 53614.98}{1 + 0.02 \times 4.2} = 54406.34 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_t^s l^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{10.36 \times 10^3 \times 500^2}{10 \times 32164.2 \times 48740.89} = 0.16 \text{ cm.}$$

$$f_i = 0.16 < \bar{f} = 1 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{M_t^s l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{10.36 \times 10^3 \times 500^2}{10 \times 10819 \times 54406.34} = 0.44 \text{ cm.}$$

$$f_v = 0.44 < \bar{f} = 1 \text{ cm} \text{ .La flèche est vérifiée.}$$

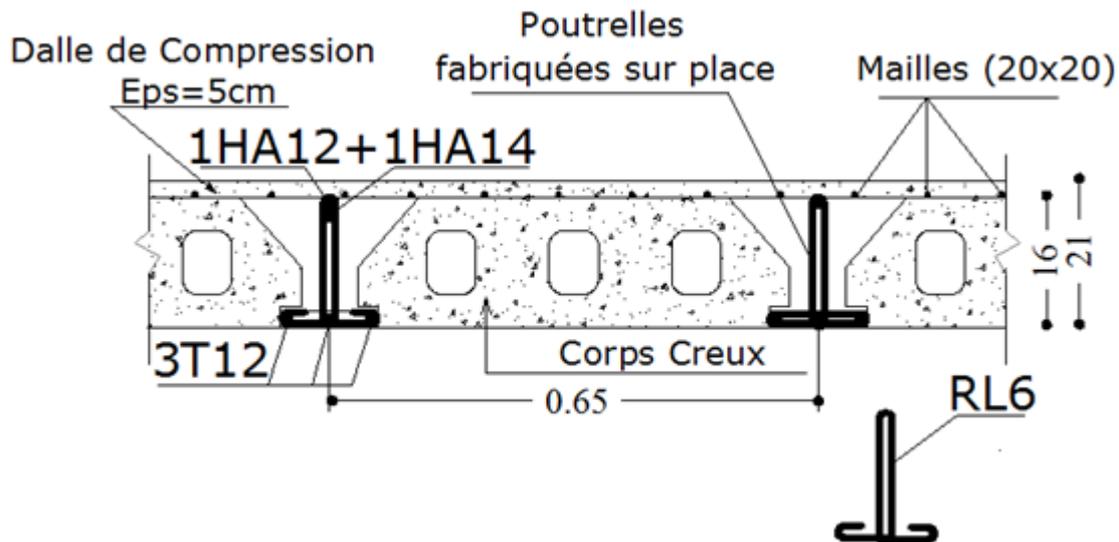


Figure III.11 : Détail plancher à corps creux et poutrelles fabriquées sur place.

❖ Type II:

Planchers d'étage bureaux et restaurations:

1. Charge et surcharges :

- poids propre du plancher : $G = 6.00 \times 0.65 = 3.90 \text{ KN/ml.}$

- Surcharges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml.}$

2. Combinaison des charges:

A L'ELS : $q_s = G + Q = 5.525 \text{ KN/ml.}$

A L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.70 \text{ KN/ml.}$

3. Calcul à l'ELU :

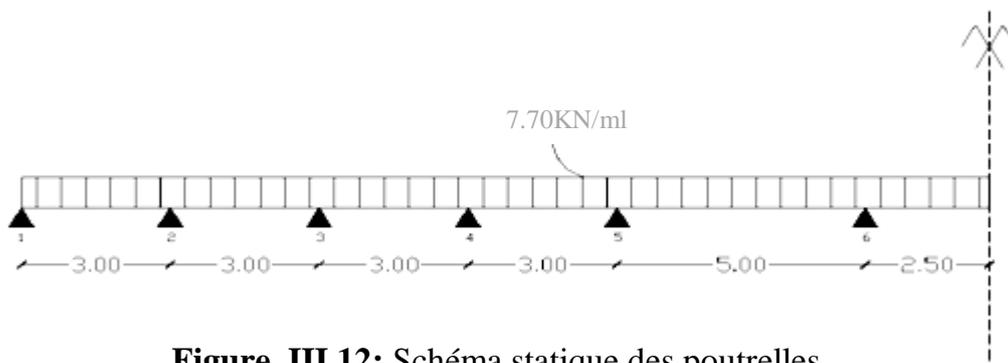


Figure III.12: Schéma statique des poutrelles

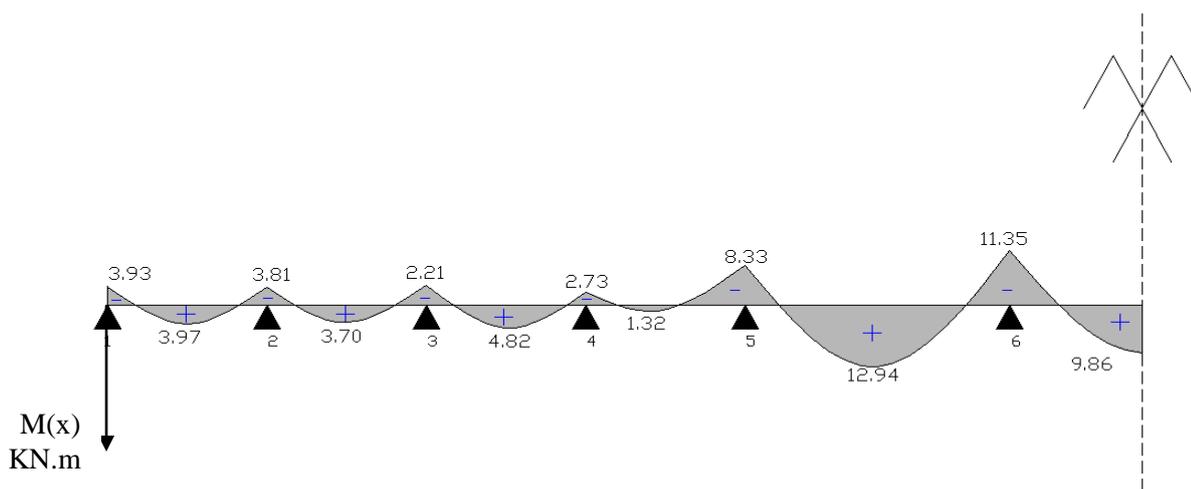


Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

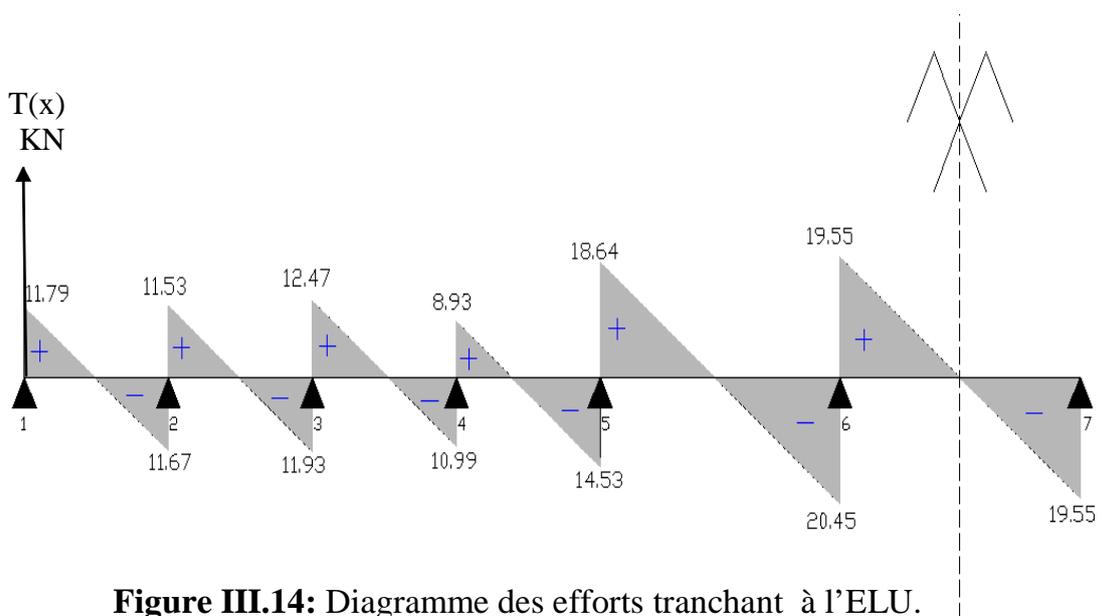


Figure III.14: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

	En travée	Aux appuis
Armatures longitudinales	3HA10	3HA10
Armatures transversales	2T6	2T6

Remarque: Toutes les conditions sont vérifiées.

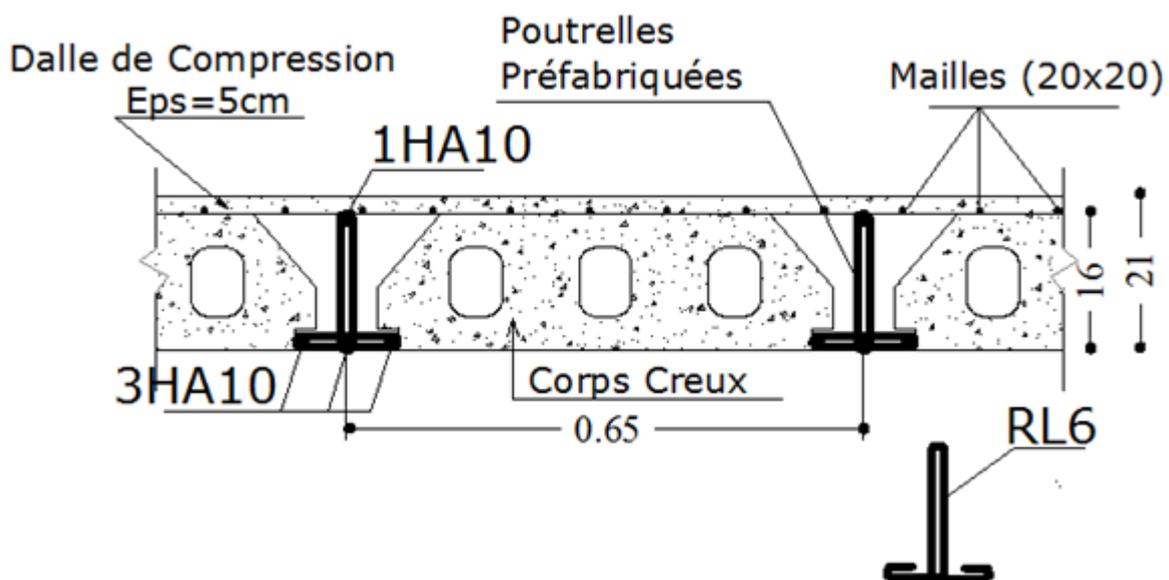


Figure III.15: Détail plancher à corps creux et poutrelles

❖ **Type III: Plancher terrasse :** On adopte le même ferrailage que l'étage précédent.

III.3 Plancher en dalle pleine :

Pour les planchers à usage parking on opte les dalles pleines d'épaisseur de 17 cm (chapitre II)

III.3.1 Calcul à l'ELU :

a. Combinaison des charges :

La charge permanente : $G = 7.3 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 17.35 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = G + Q = 12.3 \text{ KN/m}^2$$

b. Evaluation des moments :

On a un panneau rectangulaire repose sur quatre cotés de :

$$L_x = L_y = 6\text{m}$$

Le calcul des efforts se fera en appliquant la méthode exposé dans le BAEL 91 Soient l_x et l_y les distances mesurées entre nus d'appuis et 'q' la charge uniformément répartie par unité de longueur.

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$$

Le moment fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- Sens x-x : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$.
- Sens y-y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$.

Avec :

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν ($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0.2$ à l'ELS).

Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Il est nécessaire de tenir compte de la continuité des panneaux, en réduisant les moments en travées, après on calcul les moments en appuis. Pour les panneaux considérés continus au delà de leurs appuis :

- Moment en travée : $0.75M_x$ et $0.75M_y$.
- Moment en appuis : $0.5M_x$ et $0.5M_y$.

$$\rho_x = \frac{600}{600} = 1 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

$$\rho_x = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.037 \quad \mu_y = 1$$

- Sens x-x : $M_x = 23.11\text{KN.m}$
- Sens y-y : $M_y = 23.11\text{KN.m}$

- En travée : $M_t^x = M_t^y = 0.75 M_x = 17.33\text{KN.m}$
- Aux appuis : $M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 11.55\text{KN.m}$

c. Le ferrailage :

$$\Rightarrow \beta. \Rightarrow A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	A _t (cm ²)	A adop (cm ²)	S _t (cm)
aux appuis	x-x	11.55	2.25	5HA14/ml=7.70	20
	y-y	11.55	2.25	5HA14/ml=7.70	20
En travée	x-x	17.33	3.41	5HA14/ml=7.70	20
	y-y	17.33	3.41	5HA14/ml=7.70	20

Tableau III.3.1 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.3.2 Vérification à l'ELU:

a) Condition de Non Fragilité : (Art.B.7.4/BAEL91)

➤ **Sens x-x:**

$$A_s = \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) = 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \times \left(3 - \frac{6}{6}\right) = 1.2 \text{ cm}^2.$$

➤ **Sens y-y:**

$$A_s = \rho_0 \times b \times h_t = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Avec: $\rho_0 \rightarrow 0.0008 \rightarrow$ Taux d'armatures dans chaque direction.

	A _{s min} (cm ²)	A _{app} (cm ²)	A _{trav} (cm ²)	Vérifications
Sens x-x	1.20	5HA4/ml=7.70	5HA14/ml=7.70	OK
Sens y-y	1.20	5HA14/ml=7.70	5HA14/ml=7.70	OK

Tableau III.3.2 : vérification de la section minimale.

c) Vérification de l'effort tranchant :

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_\mu = \text{mim} \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \text{mim} \left\{ 3.33, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$P = q_u \times l_x \times L_y = 17.35 \times 6 \times 6 = 624.96 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{P}{3L} = 34.72 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{34.72 \times 10^3}{100 \times 15 \times 10^2} = 0.231 \text{ MPa. } \tau_u < \bar{\tau}_\mu \dots\dots\dots \text{OK}$$

c) Écartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL99)

$$CS_t^{\text{max}} = \text{min} (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{On a } S_t = 20\text{cm} < S_t \dots\dots\dots \text{OK.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_\mu = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa. } (\Psi_s = 1.5 \text{ pour les hautes adhérences}).$$

$$\tau_{se} = \frac{V_\mu}{0.9d \sum U_i} = \frac{34.72 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 220} = 1.16 \text{ MPa.}$$

Avec U_i : périmètre utile de la barre

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_\mu \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

III.3.3 Calcul à l'ELS:

a) Évaluation des moments :

$$q_s = 12.3 \text{ KN/m}^2, \quad \rho = 1 \quad u_x = 0.044 \quad u_y = 1$$

- Sens x-x : $M_x = 19.48 \text{ KN.m}$
- Sens y-y : $M_y = 19.48 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_t^x = M_t^y = 0.75 M_x = 14.61 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 9.74 \text{ KN.m}$

b) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = k_1 \times \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}.$$

	$M_s(\text{KN.m})$	ρ_1	β_1	k_1	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$
En travée	14.61	0.513	0.8922	31.37	141.77	348	4.52	15
Aux appuis	09.74	0.513	0.8922	31.37	141.77	348	4.52	15

Tableau III.3.3 : Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

✓ La condition est vérifiée.

c.État limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

- 1) $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20M_s}$
- 2) $\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \mathbf{f}_e$ en [MPa]

Avec :

h : hauteur de dalle.

M_{tx} : Moment entravé de la dalle continue dans la direction.

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x –x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

A_x : Section d’armature par bande de largeur égale à 1[m]

d : La hauteur utile de la bande.

b : La largeur de bande égale à 1[m]

1) $\frac{17}{600} = 0.028 \geq \frac{M_{ts}}{20M_s} = 0.0375$ Condition non vérifiée.

2) $\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10E_v \times I_{fv}} < \bar{f} \quad \text{avec} \quad \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{600}{1000} = 1.1 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} = 40941.66 \text{ cm}^4 ; \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.00513(2+3)} = 1.64$$

$$\mu = \max \left\{ 0, 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t8}} \right\} = 0.26$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 40941.66}{1 + 0.26 \times 1.64} = 31715.37 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{14.61 \times 10^3 \times 600^2}{10 \times 10819 \times 23594.37} = 1.3 \text{ cm}$$

$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{500} = 0.5 + \frac{600}{500} = 1.1 \text{ cm}$ *La flèche est vérifiée.*

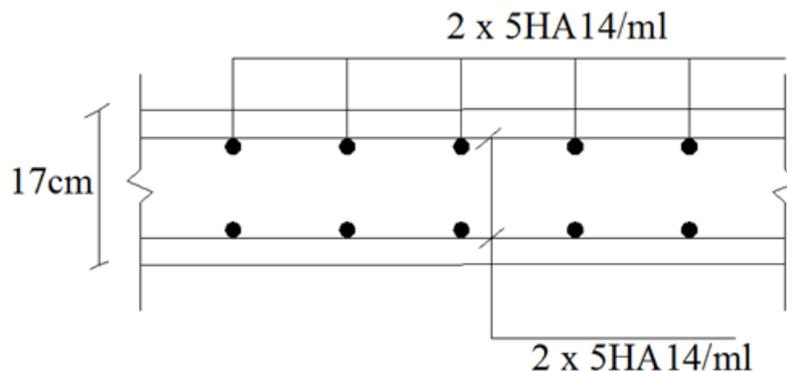


Figure III.16 : Coupe ferrailage de la dalle pleine.

III.4 Porte à faux :

Notre structure est munie de deux types de porte à faux. On va opter au calcul de porte à faux le plus sollicité. Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

Q : charges et surcharges verticales revenant aux portes à faux.

g : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

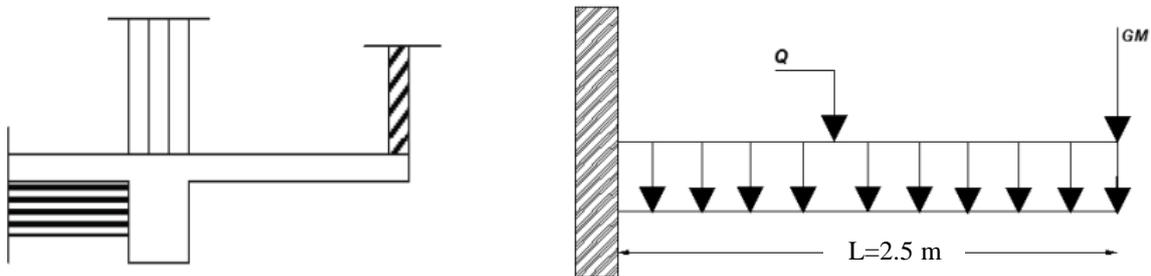


Figure III.17 :Schéma statique de calcul du porte à faux

III.4.1 Détermination des charges et surcharges

a) Charges permanentes :

Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0.17 \times 1 = 4.25 \text{ KN/ml}$

Couche de sable (3cm) : $0.03 \times 18 = 0.54 \text{ KN/ml}$

Mortier de pose (3cm) : $0.03 \times 20 = 0.60 \text{ KN/ml}$

Carrelage scellé (2cm) : $0.02 \times 20 = 0.40 \text{ KN/ml}$

Enduit de ciment (1,5cm) : $0.015 \times 22 = 0.33 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G = 5.80 \text{ KN/ml}}$$

Poids du mur extérieure = $2,36 \times 0.80 \text{ KN/m}^2$ (chapitre 2)

$$g = 2.36 \times 0.8 \times (4 - 0.15) = 7.27 \text{ KN}$$

b) Charges d'exploitation :

Surcharge d'exploitation du porte à faux : $Q = 3.50 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{Q = 3.50 \text{ KN/ml}}$$

c) Composante verticale :(L =2.5 >15 m en zone III)

$$F_v = 0.5A w_p = 0.5 \times 0.3 \times 4.25 = 0.64 \text{ KN/ml}$$

w_p : poids propre de l'élément en porte à faux

A : coefficient sismique de zone

III.4.2 Calcul à l'ELU :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. la section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

III.4.2.1 Combinaison des charges :

$$\bullet \text{ ELU } \begin{cases} q_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = 13.08 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1.35 g = 9.81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet \text{ ELS } \begin{cases} q_{s1} = G + Q = 9.3 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = g = 7.27 \text{ KN} \end{cases}$$

$$G + Q + E = 9.94 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{RPA99 révisé 2003.}$$

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = -\frac{13.08 \times 2.5^2}{2} - 9.81 \times 2.5 = -65.40 \text{ KN.m}$$

Remarque : le signe (-) signifie que les fibres supérieures sont tendues.

III.4.2.2 Ferrailage :**➤ Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{65.40 \times 10^5}{100 \times 15^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.2 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0.8873.$$

$$A_p = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65.40 \times 10^5}{0.8873 \times 15 \times 348 \times 10^2} = 14.12 \text{ cm}^2.$$

Soit : A_p 6HA14 et 6HA12 = 16.02 cm², avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{16.02}{4} = 4 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm², avec un espacement S_t = 20 cm .

III.4.2.3 Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :

$$A_{\min} = \frac{0.23b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2.$$

$$A_p = 16.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

Fissuration peu nuisible

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 13.08 \times 2.5 + 9.81 = 42.51 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3.33, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{bd} = \frac{42.51 \times 10^3}{100 \times 150} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_\mu \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_\mu = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} (\Psi_s = 1.5 \text{ pour les hautes adhrances}) .$$

$$\tau_{se} = \frac{V_\mu}{0.9d \sum U_i} = \frac{42.51 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 264} = 1.2 \text{ MPa.}$$

Avec U_i : périmètre utile de la barre

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_\mu \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

pas de risque d'entraînement des barres.

d) Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm. Avec } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPa.}$$

Soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

e) Vérification de écartement des barres :

- armatures principales

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\} = 33 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- armatures de répartition

$$St = 30 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.2.4 Vérifications à l'ELS :

$$\left. \begin{array}{l} q_{s1} = G + Q = 9.3 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS} \\ q_{s2} = g = 7.27 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\text{Soit : } M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = + \frac{9.3 \times 2.5^2}{2} + 7.27 \times 2.5 = 47.23 \text{ KN.m}$$

a) Vérification des contraintes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \sigma_s \times k$$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : $A_t = 6HA14 + 6HA12 = 16.02 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 16.02}{100 \times 15} = 1.068 \rightarrow \beta_1 = 0.9511 \rightarrow \alpha_1 = 0.147.$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.147}{15(1-0.147)} = 0.0114.$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{47.23 \times 10^6}{0.9511 \times 15 \times 16.02 \times 10^3} = 206.65 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 206.65 \times 0.0114 = 2.35 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{250} = 0.068 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2/ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{250} = 0.068 < \frac{47.93}{10 \times 47.93} = 0.1 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$3/ \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

M_0 : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

f_e : limite élastique des armatures tendue

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10E_v \times I_{fv}} < \bar{f} \quad \text{avec} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{250}{500} = 0.5 \text{ cm}$$

Aire de la section::

$$B_0 = B + n A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 16.03 = 1940.3 \text{ cm}^2.$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 16.02 \times 15 = 18054.5 \text{ cm}$$

Position de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{18054.5}{1940.3} = 9.30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 9.3 = 7.7 \text{ cm}$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au CDG de la Section.

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 A_s (V_2 - c) = \frac{100(9.3^3 + 7.7^3)}{3} + 15 \times 16.06 (9.3 - 2)^2 = 54867.22 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{16.02}{100 \times 15} = 0.01 \rightarrow \beta_1 = 0.9874.$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.01(2 + 3)} = 0.84$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{47.23 \times 10^6}{0.9874 \times 150 \times 235} = 1356.95 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \max \left\{ 0, 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t8}} \right\} = 0.934$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 54867.22}{1 + 0.934 \times 0.84} = 33820 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^{\max} l^2}{4 E_v I_{fv}} = \frac{47.23 \times 10^3 \times 250^2}{4 \times 10819 \times 33820} = 2.02 \text{ cm}$$

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{250}{500} = 0.5 \text{ cm}$ La flèche n'est pas vérifiée et pour cela nous avons opté pour la solution des goussets (voir **Figure III.18**).

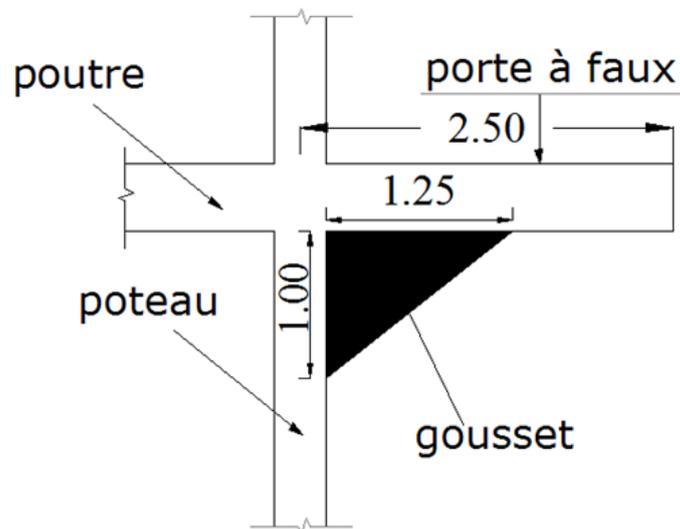


Figure III.18 : Renforcement du porte à faux par un gousset

III.5. Étude de la salle machine :

Le bâtiment comprend une seule cage d'ascenseurs, La surface de la cabine est de 5.14m², la charge totale transmet par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

III.5. 1 Caractéristiques de l'ascenseur :

$$L_x = 1.93\text{m}, \quad L_y = 2.66\text{m}, \quad S = 5.14\text{m}^2$$

- **Charge nominale, la surface et le poids total :**

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour la quelle ils garantissent un fonctionnement normal.

Charge : 630 kg = 8 personnes.

Poids total : $Q = 9 \text{ tonnes} = 90\text{KN}$.

La surface de la cabine : 5.14m^2 .

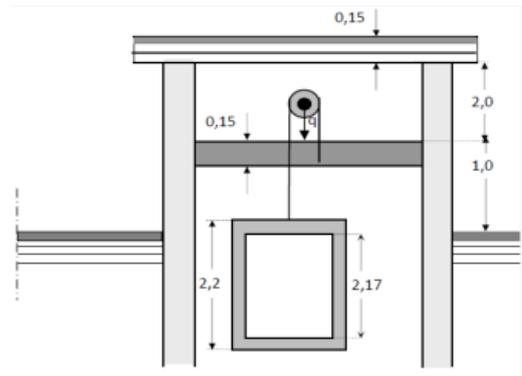


Figure III.19 : Schéma de la cage d'ascenseur

III.5.2 Calcul de la dalle pleine :

a) Pré dimensionnement :

Dans notre cas, c'est un panneau isolé :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.93}{2.66} = 0.72$$

$$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \rightarrow h_t = \frac{L_{\max}}{30} = \frac{266}{30} = 8.867$$

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12cm (RPA99/version 2003).

Donc : on prend $h_t = 17\text{cm}$.

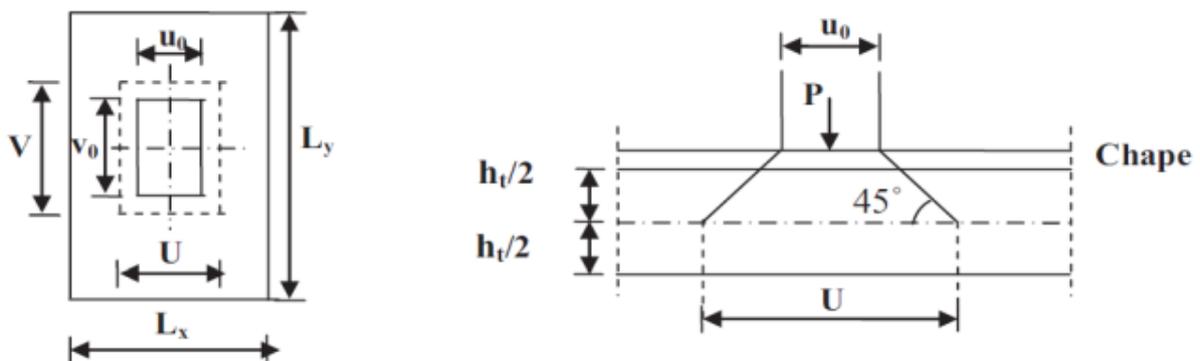


Figure III.20 :Influence de la charge concentrée « p » au niveau du feuillet moyen de ladalle de la salle machine.

On a:

h_t : épaisseur de la dalle.

$\xi = 1$, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$e = 5$ cm épaisseur du revêtement.

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$U = U_0 + 2\xi.e + h_t = 80 \times 2 \times 1 \times 5 + 17 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + 2\xi.e + h_t = 80 \times 2 \times 1 \times 5 + 17 = 105 \text{ cm.}$$

b) Fonctionnement de la dalle:

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.93}{2.66} = 0.72 \rightarrow 0.4 \leq \rho_x \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans deux sens.}$$

c) Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD. La dalle est appuyée sur ces quatre cotés. Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_u (M_2 + \nu M_1)$$

Avec ν : coefficient de poisson ($\nu=0$ à l'ELU et 0.2 à l'ELS) M_1 ; M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $(\frac{U}{L_x})$ et $(\frac{V}{L_y})$ dans les abaques de PIGEAUD.

➤ **c-1) Détermination de M_1 et M_2 :**

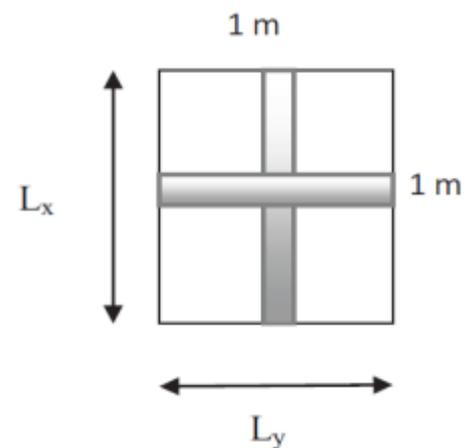
$$\frac{U}{L_x} = \frac{107}{193} = 0.55$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{107}{266} = 0.40$$

Pour $\rho_x = 0.70$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.50 \\ \frac{V}{L_y} = 0.40 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.118 \\ M_2 = 0.072 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.60 \\ \frac{V}{L_y} = 0.40 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.108 \\ M_2 = 0.068 \end{array} \right.$$



$$\Delta\left(\frac{U}{L_x}\right) = 0.6 - 0.5 = 0.1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta M_1 = 0.108 - 0.118 = -0.01 \\ \Delta M_2 = 0.068 - 0.072 = -0.004 \end{array} \right.$$

$$\Delta\left(\frac{U}{L_x}\right) = 0.55 - 0.5 = 0.05$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta M_1 = \frac{M_1 0.05 \times (-0.01)}{0.1} = 0.05 \\ \Delta M_2 = \frac{M_2 0.05 \times (-0.01)}{0.1} = 0.002 \end{array} \right.$$

D'où le résultat Pour $\rho_x = 0.72$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.50 \\ \frac{U}{L_x} = 0.55 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.118 - 0.05 = 0.068 \\ M_2 = 0.072 - 0.002 = 0.07 \end{array} \right.$$

➤ **c-2) Calcul à L'ELU :**

$$\nu = 0$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 90 = 141.54 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_u(M_1 + \nu M_2) = 141.54(0.068) = 9.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = q_u(M_2 + \nu M_1) = 141.54(0.07) = 9.90 \text{ KN.m}$$

d) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} , M_{y2} :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.93}{2.66} = 0.72 \rightarrow 0.4 \leq \rho_x \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho_x = 0.72 \rightarrow \mu_x = 0.0658 \text{ et } \mu_y = 0.4645 .$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0658 \times 8.04 \times 1.93^2 = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.4645 \times 1.97 = 0.915 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.62 + 1.97 = 11.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.90 + 0.915 = 10.81 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle en niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Sens x-x et y-y:

$$M_t = 0.85 \times M_x = 9.85 \text{ KN.m et } 0.85 \times M_y = 9.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.30 \times M_x = 3.47 \text{ KN.m et } 0.30 \times M_y = 3.243 \text{ KN.m}$$

III.5.3 Ferrailage de la dalle :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Il se fera à l'ELU pour une bande de (1m) de largeur.

Zone	Sens	Mu (KN.m)	A _s (cm ²)	A adop (cm ²)	S _t (cm)
aux appuis	x-x	3.47	0.668	5HA8	20
	y-y	3.243	0.624	5HA10	20
En travée	x-x	9.85	01.91	5HA8	20
	y-y	9.19	01.78	5HA10	20

Tableau III.5.1 : Ferrailage de la dalle pleine (salle machine)

III.5.4 Vérification à L'ELU :**a) Condition de Non Fragilité : (Art.B.7.4/BAEL91)**

$$\text{Sens x-x: } A_s = W_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) = 0.0008 \times 100 \times \frac{17}{2} \times \left(3 - \frac{1.93}{2.66}\right) = 1.54 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sens y-y: } A_s = W_0 \times b \times h_t = 0.0008 \times 100 \times 17 = 1.36 \text{ cm}^2$$

Avec: $W_0 \rightarrow 0.0008 \rightarrow$ Taux d'armatures dans chaque direction .

	A _{s min} (cm ²)	A _{app} (cm ²)	A _{trav} (cm ²)	Vérifications
Sens x-x	1.54	5HA8=2.52	5HA8=2.52	OK
Sens y-y	1.36	5HA10=3.93	5HA10=3.93	OK

Tableau III.5.2 : vérification de la condition de Non Fragilité.**b) Écartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL99)**➤ **Sens x-x:**Charge concentrée : $S_t^{\max} = \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ $On a S_t = 20\text{cm} < S_t^{\max} \dots\dots\dots OK.$ ➤ **Sens y-y:** $S_t^{\max} = \min(3h, 33\text{cm})$ $On a S_t = 20\text{cm} < S_t^{\max} \dots\dots\dots OK$ **c) Vérification du poinçonnement : (Art A.5.2.42/BAEL91)**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$1.35(90) = 121.5\text{KN} < 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5\text{KN} \dots\dots\dots OK$$

Avec : U_c : périmètre de contour de l aire sur laquelle agit la charge dans le feuillet moyen.

h : hauteur ou épaisseur de la dalle.

q_u : charge de calcul à l'ELU.

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Lesfissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3.33, 5\text{ MPa} \right\} = 3.33\text{ MPa}.$$

- Sens x-x :** $V_u = \frac{P}{3L_y} \times 1\text{m} = \frac{90}{3 \times 2.66} = 11.278\text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{11.278 \times 10^3}{100 \times 13 \times 10^2} = 0.086\text{ MPa} .$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_\mu \dots\dots\dots OK$$

• **Sens y-y:** $V_u = \frac{P}{2L_y + L_x} \times 1\text{m} = \frac{90}{2 \times 2.66 + 1.93} = 12.41 \text{ KN.}$

$$\tau_u = 0.095 \text{ MPa. } \tau_u < \bar{\tau}_\mu \dots\dots\dots \text{OK}$$

e) Diamètre maximal des barres :(Art.8.2.42/BAEL99)

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 15 \text{ mm.}$

$$\phi_{\max} = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

III.5.5 Vérification à l'ELS :

a) Évaluation des moments :

➤ **a.1) Moments engendrés par le système de levage :**

$$v = 0.2, q_s = 90 \text{ KN, } M_1 = 0.068, M_2 = 0.07$$

$$M_{x1} = q_s(M_1 + vM_2) = 90(0.068 + 0.2 \times 0.07) = 7.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = q_s(M_2 + vM_1) = 90(0.07 + 0.2 \times 0.068) = 7.52 \text{ KN.m}$$

➤ **a.2) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$G_d = 25 \times 0.17 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = G_d + Q = 3.75(1) + 1(1) = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x = 0.0719, \mu_y = 0.608.$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0719 \times 4.75 \times 1.93^2 = 1.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.608 \times 1.27 = 0.77 \text{ KN.m}$$

➤ **a.3) Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.38 + 1.27 = 8.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.52 + 0.77 = 8.29 \text{ KN.m}$$

Remarque: Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle en niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Sens x-x et y-y:

$$M_t = 0.85 \times M_x = 7.35 \text{ KN.m et } 0.85 \times M_y = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.30 \times M_x = 2.6 \text{ KN.m et } 0.30 \times M_y = 2.48 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = k_1 \times \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

		M _s (KN.m)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
En trav	sens x-x	7.35	0.193	0.9287	55.16	241.58	348	4.38	15
	sens y-y	7.04	0.307	0.9131	42.53	150.91	348	3.55	15
Aux app	sens x-x	2.60	0.193	0.9287	55.16	85.458	348	1.54	15
	Sens y-y	2.48	0.307	0.9131	42.53	53.161	348	1.25	15

Tableau III.5.3 : Vérification des contraintes dans le béton et les aciers.

La condition est vérifiée.

c) État limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

- 1) $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20M_s}$
- 2) $\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$

$$1) \frac{17}{1938} = 0.0088 \geq \frac{M_{ts}}{20M_s} = 0.0375 \dots\dots\dots CV$$

$$2) \frac{A_x}{b \times d} = \frac{252}{100 \times 150} = 0.0168 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots CV$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 2 conditions sont vérifiées.

Remarque :

Une vérification vis-à-vis du séisme est nécessaire pour les murs de la salle machine, qu'on effectuera lors de la modélisation de la structure par le logiciel ETABS.

III.6 Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet l'accès à tous les niveaux d'une construction. Il est constitué de gradins, d'elles inclinées (volées), avec des dalles horizontales (paliers) coulées en place.

III.6.1. Terminologie :

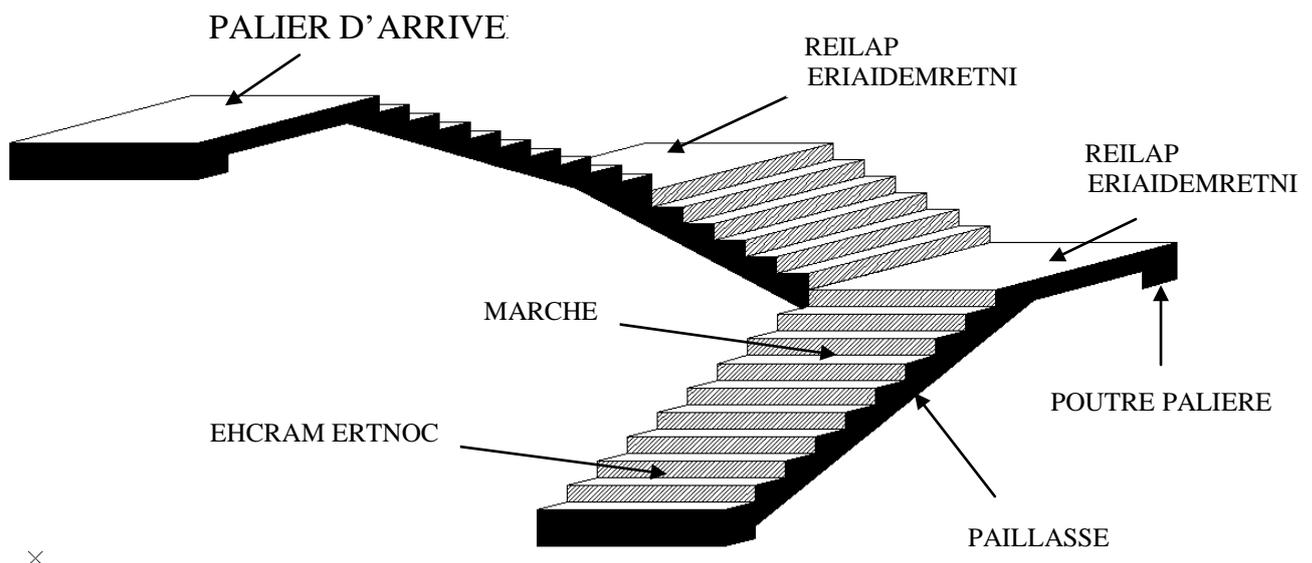


Figure III.21 : Schéma d'escalier.

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et du palier.
- H : hauteur de la volée.
- l_2 : largeur du palier.
- l_1 : longueur en plan de la paillasse.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

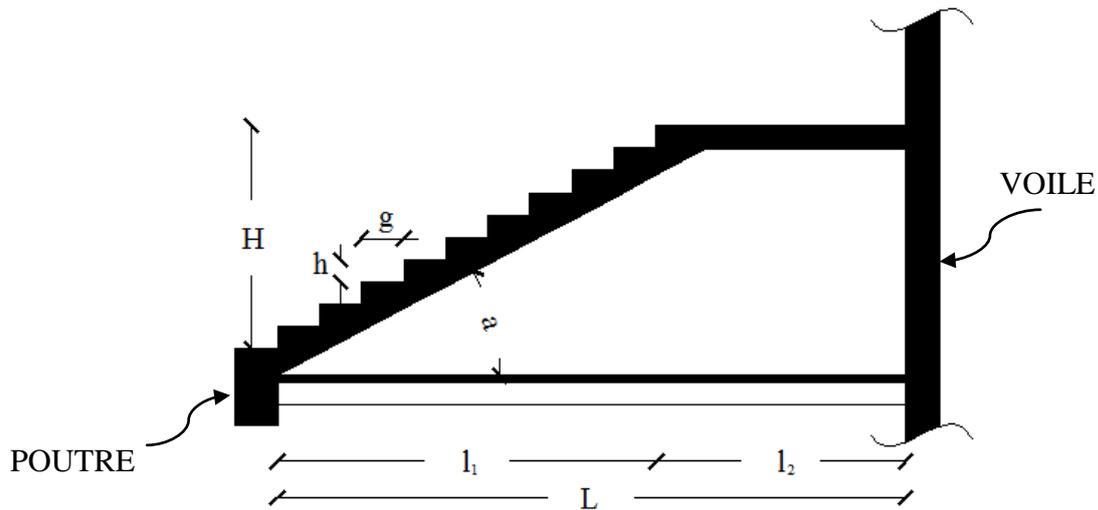
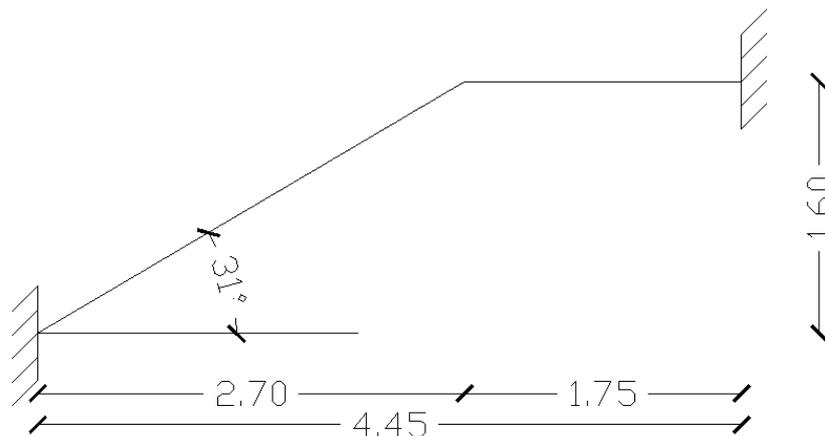


Figure III.22 :Schéma statique d'escaliers

III .6.2 Dimensionnement:



On a : $H = 160 \text{ cm}$

Prenons $h = 16\text{cm}$: hauteur de contre marches,

Cherchons n : nombre de contres marches;

g : giron.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{160}{16} = 10$$

Donc : Nombre de contre marches: $n = 10$

Nombre de marches $(n-1) = 9$

$$g = L1/n-1 = 270/9 = 30\text{cm}.$$

• **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 2h +g = 62 \text{ cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition est vérifiée.}$$

III.6.3. Dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante : $L_0/30 \leq e_P \leq L_0/20$

Avec L_0 longueur totale entre nus des appuis.

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = H/L_1 = 160/270 = 0.592 \text{ d'ou}$$

$$\alpha = \operatorname{arctg} 0.592 = 30.65^\circ$$

$$\text{Donc } L_0 = 270/\cos 30.65 + 170 = 488.84 \text{ cm. } 488.84/30 \leq e_P \leq 488.84/20$$

$$16.29 \leq e_P \leq 24.44$$

$$\text{Soit } e_P = 18 \text{ cm}$$

III.6.4 Détermination des charges :**a) - Charges permanentes :****a-1) Palier :**

Éléments	E_p [m]	Charges [KN/m ²]
1- Revêtement en carrelage	0.02	0.40
2- Mortier de pose	0.02	0.40
3- Couche de sable	0.02	0.36
4- Palier	0.18	4.50
5- Enduit de ciment	0.02	0.36
		G= 6.02

a-2) Volée:

Eléments	E_p [m]	charges [KN/m ²]
1- Revêtement en carrelage	0.02	0.40
2- Mortier de pose	0.02	0.40
3- Couche de sable	0.02	0.36
4- Marches	0.18 / 2	2.25
5- Paillasse	0.18 / $\cos \alpha$	5.23
6- Enduit de ciment	0.02	0.36
7- Gardecorps	0.10	0.20
		G=9.20

III.6.5 Calcul des efforts internes à l'E.L.U :

Le calcul est fait par le logiciel **ETABS** et le modèle du calcul est montré sur la figure suivante :

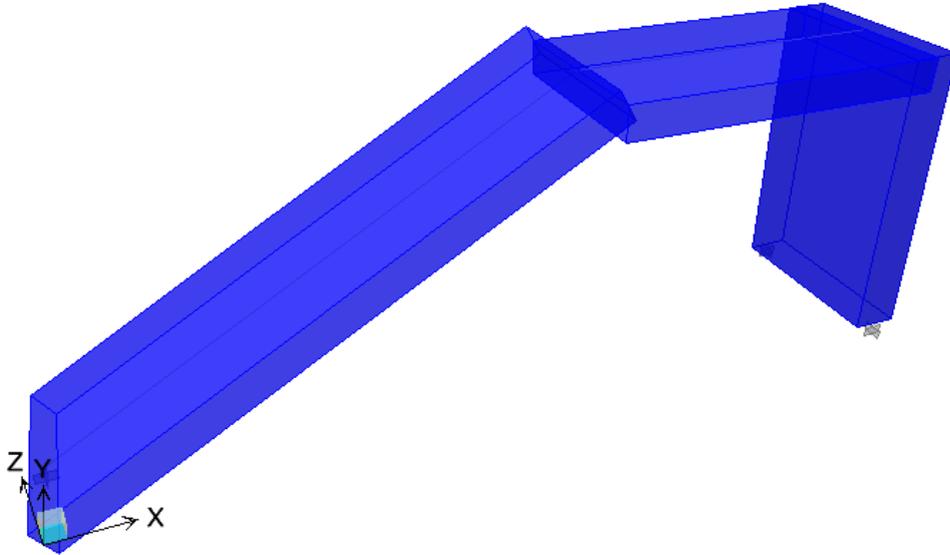


Figure III.23 : Modèle considéré pour la modélisation de l'escalier.

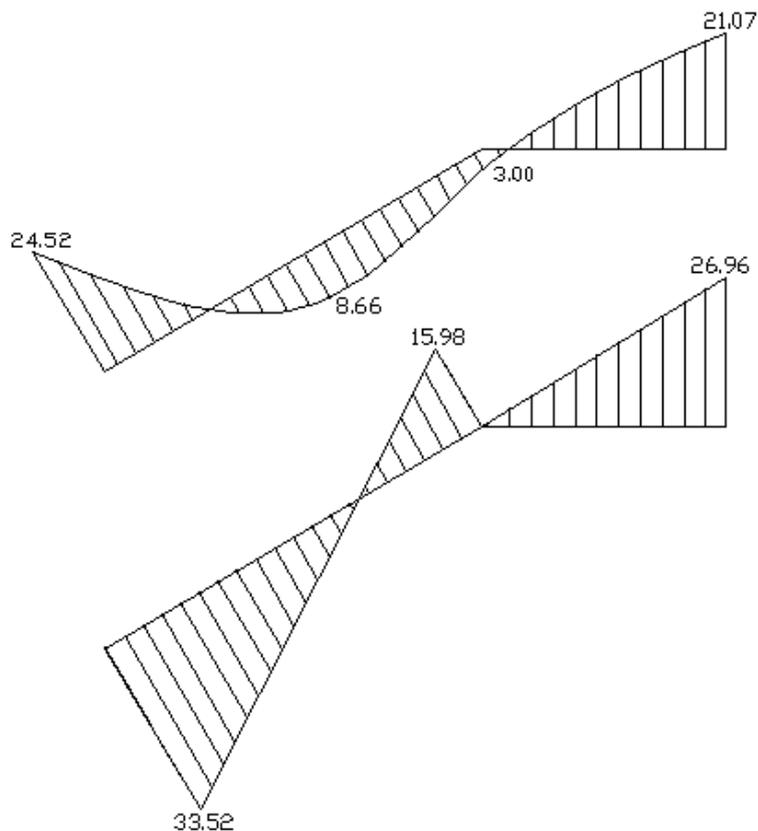
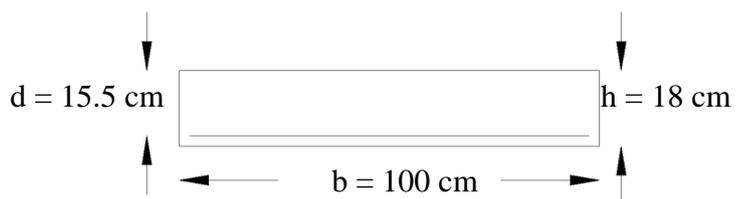


Figure III.24 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.6.6 Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2.5 \text{ cm}$; $d = 15.5 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$.



➤ **Aux appuis:**

Ma	μb	Section	A_{appui} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	Espacement (cm)	A_a répartition	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
24520	0.067	S.S.A	4.68	7 HA 10 = 5.49	16	1.37	7 HA 10; e=16 cm
21070	0.058	S.S.A	4.00	7 HA 10 = 5.49	19	1.37	7 HA 10; e=16 cm

Tableau III.6.1 : Ferrailage de l'escalier aux appuis.

➤ **En travée :**

Mt	μt	section	At	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	Espacement	A_t	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
----	---------	---------	----	-----------------------------------------	------------	-------	-----------------------------------------

			(cm ²)			(cm)	répartition	
8660	0.024	S.S.A	1.62	7 HA 10 =	5.49	16	1.37	7 HA 10;e=16 cm
3000	0.008	S.S.A	0.56	7 HA 10 =	5.49	16	1.37	7 HA 10;e=16 cm

Tableau III.6.2 :Ferrailage de l'escalier en travées

III.6.7 Vérification à l'ELU :

a) Répartition des barres :

➤ Armatures principales :

$$St < \min \{3h, 33\} \text{ [cm]}$$

$$St < \min \{54, 33\} \text{ [cm]}, St = 16 < 45 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartitions :

$$St < \min \{3h, 33\} \text{ [cm]}$$

$$St < \min \{54, 33\} \text{ [cm]}, St = 16 < 45 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité: (BAEL91, Art 4.2.1)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b.d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.87 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis: $A_{\text{app}} = 4.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

-En travée : $A_{\text{tr}} = 4.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

c) Vérification de l'effort tranchant :(BAEL91/Art 5.1, 211)

Nous avons des fissurations peu nuisibles.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \leq \tau_u = \min (0.13 f_{c28}; 5) \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \min (3.25; 5) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{31.93 \times 10}{100 \times 15.5} = 0.206 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement:

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_u = \psi_s f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les hautes adhérences

$$\bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

Avec : U_i : périmètre utile de la barre $U_i = n\pi\phi = 3\pi \times 1.0 = 9.42 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{31.93 \times 10^3}{0.9 \times 155 \times 94.2} = 2.43 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Encrage des barres aux appuis:(BAEL91/Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec} \quad \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.20 \text{ cm.}$$

Le BAEL limite $LS = 40\phi$ lorsque en utilisefe 40 MPa donc $LS = 40\phi = 48\text{cm}$.

On prend $L_s = 50\text{cm}$. Pour les armatures comportant des crochets, on prend $L_a = 0.4L_s = 20\text{cm}$.

III.6.8 Calcul des efforts internes à l'ELS :

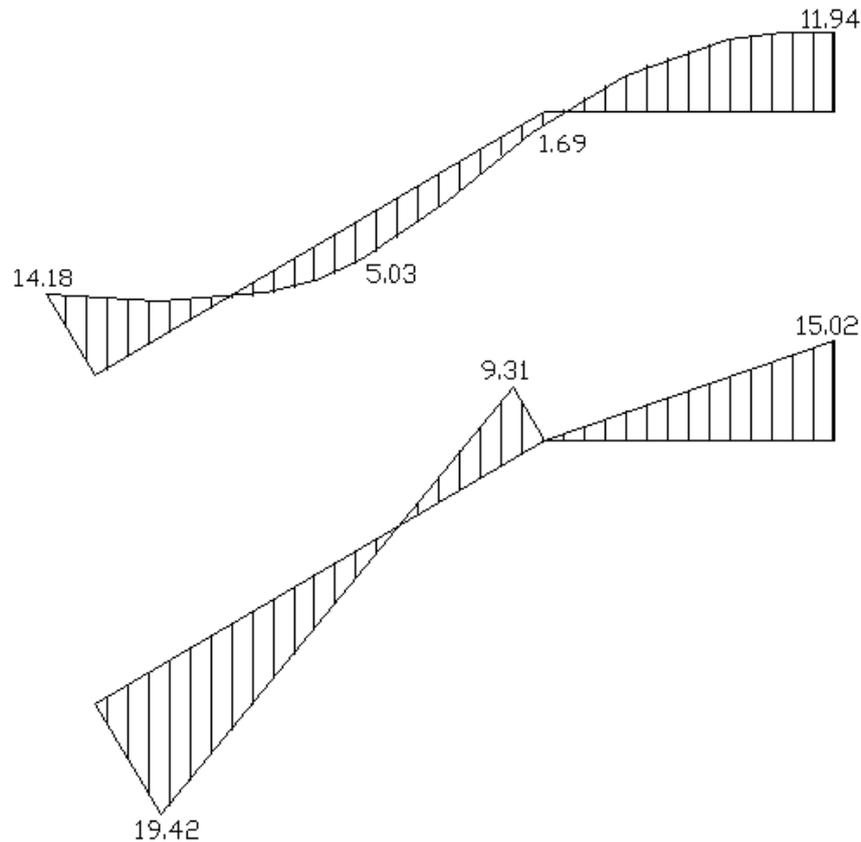


Figure III.25 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.6.9 Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5.49}{100 \times 15.5} = 0.354$$

$\rho_1 = 0.354$ $\left\{ \frac{e}{d} = 0.9078; K1 = 39.23 \right\}$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{14.18 \times 10^3}{0.9078 \times 5.49 \times 15.5} = 183.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{183.56}{39.23} = 4.68 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

b) État limite de déformation:(Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$; $\frac{15.5}{425} = 0.042 < 0.0625$ condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée ; donc on procédera au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche:(Art B.6.5,2/BAEL91)**

$$f = \frac{5 \times q_{max} \times L^4}{384 \times Ev \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$Ev = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

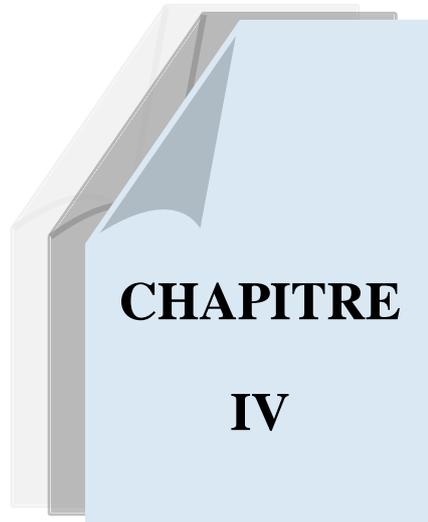
$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_{st} \times d}{bh + 15 A_{st}} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.49 \times 15.5}{100 \times 18 + 15 \times 5.49} = 9.284 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.284 = 8.715 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} I_{fv} &= \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 \\ &= \frac{100}{3} (9.284^3 + 8.715^3) + 15 \times 5.49 (8.715 - 2.5)^2 \\ &= 51918.45 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$f = \frac{5 \times 11.70 \times 4.45^4 \times 10^6}{384 \times 10818.86 \times 51918.45} = 0.106 \leq \bar{f} = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm}$$

$f < \bar{f}$ Condition vérifiée.



**MODÉLISATION ET ETUDE
DYNAMIQUE**

Introduction :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.1 Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0.

IV.2 Étapes de modélisation :

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 15 niveaux (RDC+12 étages + 2 sous-sols) encadrée à sa base. Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments secondaires sont introduits comme charges (escaliers...).

IV.2.1 Première étape

Consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser, ainsi qu'un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne

Ton.m comme unités de base pour les forces et déplacements.

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

IV.2.2 Deuxième étape:

Définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

IV.2.3 Troisième étape:

Affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de noeuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci et cliquer sur l'icône

Set Display Options. 

IV.2.4 Quatrième étape:

Définition des charges appliquées à la structure modélisée :

- Charges statiques (G et Q) : Load Name (Nom de la charge).
Type : DEAD (permanente) ou LIVE (exploitation).
- Charge dynamique (E) : Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes T .

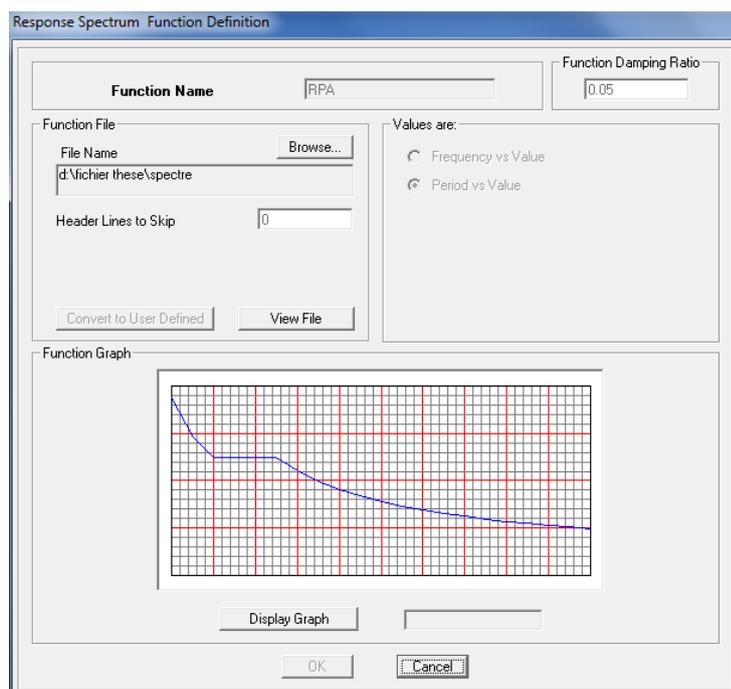


Figure IV.1 : Spectre de réponse du RPA.

IV.2.5 Cinquième étape :

Chargement des poutres, Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :



IV.2.6 Sixième étape :

Introduction des combinaisons d'actions. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :ELU : $1.35G + 1.5Q$.**

ELS : $G + Q$.

- **Combinaisons accidentelles du RPA :Combo 1 : $G + Q \pm E$.**

Combo 2: $0.8G \pm E$.

IV.2.7 Septième étape:

Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- Les poteaux sont supposés parfaitement encastés dans les fondations.
- Diaphragme : Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci à pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de (Mass –Source).

IV.2.8 Huitième étape:

Consiste à l'analyse et visualisation des résultats, Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

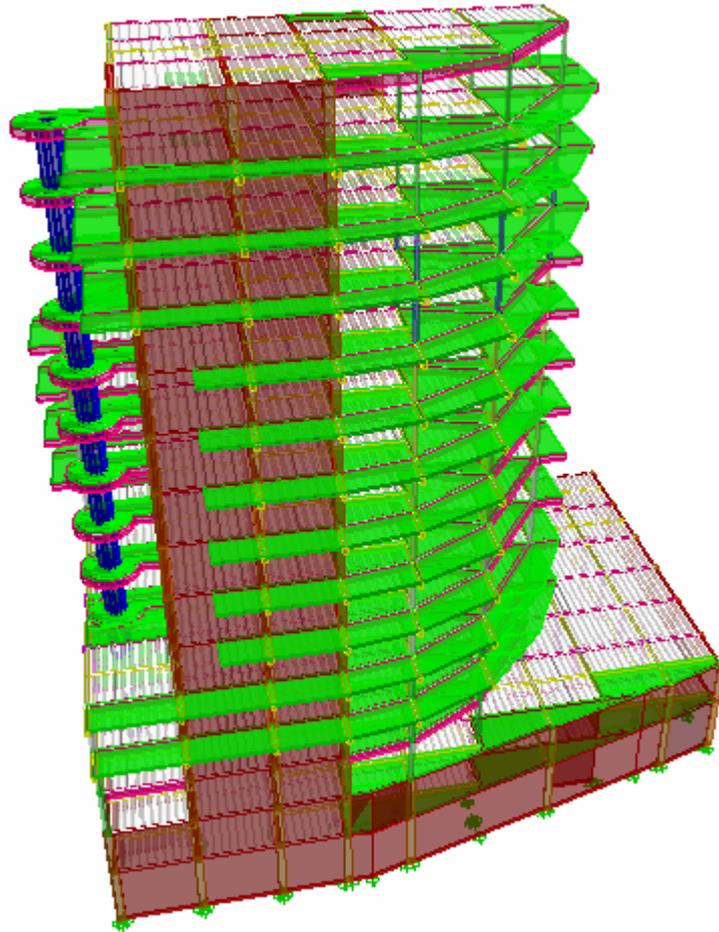


Figure IV.2 : modèle a considéré pour la modélisation de la structure.

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- la méthode statique équivalente,
- la méthode d'analyse modale spectrale,
- la méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.3.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II-a et à 30m en zones II-b et III.

- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II-a : groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

IV.3.1.1 Condition de la hauteur :

Le bâtiment est implanté en zone III : $H < 30$ m

H : hauteur totale du bâtiment $H = 52.00$ m.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable toutefois on procédera au calcul de la force sismique totale (V) afin de la comparer à celle calculée par l'ETABS. Le calcul de l'effort tranchant à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente se fait par la formule suivante :

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

Avec :

- **A :** Coefficient d'accélération de zone (zone III, groupe d'usage 1B) ($A = 0.30$)
- **D :** Il dépend de : La catégorie du site.

Le facteur de correction d'amortissement « η ».

La période fondamentale de la structure « T ».

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

Avec :

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4-7 RPA99) , La nature du sol : meuble (site 3) $\rightarrow T_2 = 0,5 \text{ sec}$
- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule

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

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4-2 RPA 99).

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,88$$

- T : Période fondamentale de la structure. ($T = 0.09 h_N / \sqrt{D'}$)
- D : La dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- h_N : La hauteur du bâtiment mesuré à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau « n ». ($h_n = 61.60 \text{ m}$).

➤ **Suivant (X-X) :**

$$D' = 50.50 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.78 \text{ s} \rightarrow D_x = 1.635$$

➤ **Suivant (Y-Y) :**

$$D' = 39.50 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.88 \rightarrow D_y = 1,509$$

- **Q** : facteur de qualité (1ère , 2ème , 3ème et 4ème condition sont non observées).
 $Q = 1.30$

- **R** : Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par le règlement en fonction du type de structure (mode de contreventement) à l'article 4.2.3 du RPA 99/version 2003. C'est un facteur favorisant la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Pour le cas de notre bâtiment, on suppose que $R=5$ structure mixte avec interaction.

– W : poids du bâtiment. (Le poids est calculé selon la formule 4-5 donnée par le RPA 99 version 2003.) $M_i = M_{Gi} + \beta \times M_{Qi}$

Avec :

M_i : La masse totale du niveau i .

M_{Gi} : La masse due aux charges permanentes.

M_{Qi} : La masse due aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 le RPA99 version 2003 → $\beta = 0.3$ (Bâtiments à usage affaire).

Poids total de la structure, donné par **ETABS** est : $W = 19246.22t$

STORY	POINT	LOAD	FX (t)	FY (t)	FZ (t)	MX (t.m)	MY (t.m)	MZ (t.m)
Sommation	0,0, Base	G+0.3Q	0	0	19246.22	366164.533	460077.354	4655.111

Tableau IV.1 : Poids totale de la structure .

IV.4 Vérification vis à vis des exigences de RPA :

IV.4.1 L'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base (V_t) 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 (VMSE) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < (0,80 VMSE)$, Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

V_{MSE} (t)		V_{ETABS} (t)		$0.8 V_{MSE}$ (t)		$V_{ETABS} > 0.8 V_{MSE}$ (t)	
Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
4355.98	4022.94	3551.36	3222.89	3484.784	3218.352	CV	CV

Tableau IV.2 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

IV.4.2 Justification de l'interaction portiques voiles

a) L'interaction horizontale :

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel .

V _{totale} (t)		V _{poteaux} (t)		V _{pot} /V _t (%)		V _{pot} /V _t < 20 %	
Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
3551.36	3222.89	130.37	183.03	3.74	5.68	CV	CV

Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction horizontale.

b) L'interaction verticale :

Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel

- Charges verticales totales = 32749.73 t
- Charges verticales reprise par les portiques : 10825.04t (33.05%)
- Charges verticales reprise par les voiles : 21924.69t (66.95%)

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dû aux charges verticales et la totalité des charges séismiques.

IV.4.3 Caractéristiques dynamiques de la structure

Le tableau résume les données relatives aux périodes et participations massiques des modes.

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ	Sens du mode
1	1.90436	0.0827	46.6056	0.1816	0.0827	46.6056	0.1816	Translation suivant Y-Y
2	1.21480	45.8755	0.3843	0.6506	45.9582	46.99	0.8323	Translation suivant X-X
3	0.98408	2.9461	1.566	37.1869	48.9042	48.556	38.0192	Rotation autour de l'axe Z
4	0.51658	0.8831	12.9297	0.6954	49.7874	61.4858	38.7146	Translation suivant Y-Y
5	0.35990	8.3265	3.5382	4.5059	58.1138	65.024	43.2205	Translation suivant X-X
6	0.23457	8.2202	4.0823	2.3829	66.334	69.1062	45.6034	Translation suivant X-X
7	0.22995	1.6016	1.2697	7.7615	67.9356	70.376	53.3648	Rotation autour de l'axe Z
8	0.16046	4.5599	2.003	2.8354	72.4955	72.3789	56.2003	Translation suivant X-X
9	0.13582	0.1763	3.0888	0.3364	72.6718	75.4677	56.5366	Translation suivant Y-Y
10	0.10783	4.6807	1.1081	2.2887	77.3526	76.5758	58.8253	Translation suivant X-X
11	0.09404	0.2246	3.7188	0.4895	77.5772	80.2946	59.3147	Translation suivant Y-Y
12	0.09059	3.366	0.0365	2.0804	80.9431	80.3311	61.3951	Translation suivant X-X
13	0.07254	2.0937	6.0454	0.7547	83.0368	86.3765	62.1498	Translation suivant Y-Y
14	0.06898	3.3405	3.1298	0.4784	86.3773	89.5063	62.6282	Translation suivant X-X
15	0.06654	1.9655	0.0017	1.7792	88.3428	89.508	64.4074	Translation suivant X-X
16	0.06005	1.1882	3.6402	6.2578	89.5311	93.1481	70.6652	Rotation autour de l'axe Z
17	0.053958	2.1483	4.2852	0.0257	91.6793	97.4333	70.6909	Translation suivant Y-Y
18	0.052294	4.0276	0.0173	0.1116	95.7069	97.4506	70.8025	Translation suivant X-X
19	0.048037	0	0.1222	12.6518	95.707	97.5728	83.4543	Rotation autour de Z
20	0.045379	0.0999	0.4404	0.0435	95.8069	98.0131	83.4978	Translation suivant Y-Y

21	0.04260	0.5086	0.0638	1.2945	96.3155	98.077	84.7923	Rotation autour de l'axe Z
22	0.04134	1.3193	0.1077	5.8057	97.6348	98.1847	90.598	Rotation autour de l'axe Z

Tableau IV.4 : Périodes et participations massique.

La valeur de participation massique a atteint les **90%** dans :

- Le sens de translation suivant X-X : 8^{ème} mode.
- Le sens de translation suivant Y-Y : 5^{ème} mode.
- Le sens de rotation suivant l'axe Z : 6^{ème} mode.

IV.4.3 Caractéristiques géométriques de la Structure

Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Niveaux Story	Masse X	Masse Y	Centre de masse		Centre de torsion		Ex. Théorique		Ex. Accidentelle	
			XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY	EX	EY
2SSOL	456.7907	456.7907	26.057	19.413	26.802	20.801	-0.745	-1.388	2.525	1.975
1SSOL	352.6635	352.6635	26.994	19.205	27.091	22.794	-0.097	-3.589	//	//
RDC	221.2876	221.2876	33.374	20.093	37.709	26.49	-4.335	-6.397	//	//
NIV1	244.9061	244.9061	32.643	20.148	39.183	27.893	-6.54	-7.745	//	//
NIV2	241.2627	241.2627	32.649	20.169	39.419	28.469	-6.77	-8.3	//	//
NIV3	205.1905	205.1905	33.382	20.707	39.329	28.74	-5.947	-8.033	//	//
NIV4	196.8505	196.8505	33.407	20.781	39.101	28.88	-5.694	-8.099	//	//
NIV5	195.5846	195.5846	33.415	20.79	38.824	28.966	-5.409	-8.176	//	//
NIV6	191.5588	191.5588	33.248	21.42	38.528	29.037	-5.28	-7.617	//	//
NIV7	145.5541	145.5541	32.007	26.104	38.163	29.173	-6.156	-3.069	//	//
NIV8	142.631	142.631	32.028	26.301	37.813	29.354	-5.785	-3.053	//	//
NIV9	115.7295	115.7295	32.519	29.889	37.516	29.556	-4.997	0.333	//	//
NIV10	115.441	115.441	32.531	29.892	37.261	29.76	-4.73	0.132	//	//
NIV11	115.5326	115.5326	32.356	29.818	37.038	29.954	-4.682	-0.136	//	//
TERR	76.6286	76.6286	31.887	29.703	36.818	30.114	-4.931	-0.411	//	//

Tableau IV.5 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

- L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces

horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que :

$$E_x = 0.05 \times 50.50 = 2.525 \text{ m.}$$

$$E_y = 0.05 \times 39.50 = 1.975 \text{ m.}$$

b) Excentricité théorique :

$$E_x = XCM - XCR$$

$$E_y = YCM - YCR$$

- Vérification des déplacements :

Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (article 4.4.3 âge 37 RPA)}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% h_e$ (RPA 99 article 5.10).

Story	Δ_{kx}	Δ_{ky}	R	$\Delta_{kx} \times R$	$\Delta_{ky} \times R$	1% h_e	$\Delta_k < 1\% h_e$
TERR	0.002569	0.004383	5	0.012845	0.021915	0.04	CV
NIV11	0.002879	0.005034	5	0.014395	0.02517	0.04	CV
NIV10	0.002923	0.005335	5	0.014615	0.026675	0.04	CV
NIV9	0.002683	0.005266	5	0.013415	0.02633	0.04	CV
NIV8	0.003922	0.005505	5	0.01961	0.027525	0.04	CV
NIV7	0.00376	0.005453	5	0.0188	0.027265	0.04	CV
NIV6	0.003843	0.005145	5	0.019215	0.025725	0.04	CV
NIV5	0.003764	0.00502	5	0.01882	0.0251	0.04	CV
NIV4	0.00359	0.004777	5	0.01795	0.023885	0.04	CV
NIV3	0.00333	0.004279	5	0.01665	0.021395	0.04	CV
NIV2	0.003231	0.003894	5	0.016155	0.01947	0.04	CV
NIV1	0.002649	0.00311	5	0.013245	0.01555	0.04	CV
RDC	0.001718	0.002031	5	0.00859	0.010155	0.04	CV

1SSOL	0.00022	0.000216	5	0.0011	0.00108	0.04	CV
2SSOL	0.000093	0.000109	5	0.000465	0.000545	0.04	CV

Tableau IV.6: Vérification des déplacements relatifs.**Conclusion :**

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont vérifiés.

- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

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

$$\Theta = P_K \Delta_k / V_K h_K \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

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

h_k : la hauteur de l'étage **k**.

Story	P(KN)	Δ _{Kx} (cm)	Δ _{Ky} (cm)	V _X (KN)	V _Y (KN)	h _k (m)	θ _{Kx}	θ _{Ky}
TERR	6864.9	0.000124	0.000159	3088.9	3110	400	6.89E-07	8.77E-07
NIV11	15055.1	0.000123	0.000155	6392.4	6024.2	400	7.24E-07	9.68E-07
NIV10	23174.9	0.000121	0.000144	8667.7	8010.2	400	8.09E-07	1.04E-06
NIV9	31294.7	0.000118	0.000132	10440.2	9509	400	8.84E-07	1.09E-06
NIV8	41593	0.000114	0.000117	12596.2	10859.5	400	9.41E-07	1.12E-06
NIV7	52100.2	0.000107	0.000101	14453.4	11923.5	400	9.64E-07	1.10E-06
NIV6	66401.2	0.000098	0.000079	16801.3	13178.8	400	9.68E-07	9.95E-07
NIV5	80551.2	0.000088	0.000067	18907.1	14584.9	400	9.37E-07	9.25E-07
NIV4	94933.9	0.000077	0.000055	20896.8	16162.7	400	8.75E-07	8.08E-07
NIV3	111699.9	0.000065	0.000044	22785.3	17890.5	400	7.97E-07	6.87E-07
NIV2	132007.3	0.000052	0.000033	24836.5	20028.1	400	6.91E-07	5.44E-07
NIV1	152276.3	0.000037	0.000022	26739.3	21910.7	400	5.27E-07	3.82E-07
RDC	170683.5	0.00002	0.00001	28169.7	23287	400	3.03E-07	1.83E-07
1SSOL	202879.5	0.000002	0.000004	31013.1	26493	400	3.27E-08	7.66E-08
2SSOL	237246.3	0.000001	0.000003	35569.7	32318.9	500	1.33E-08	4.40E-08

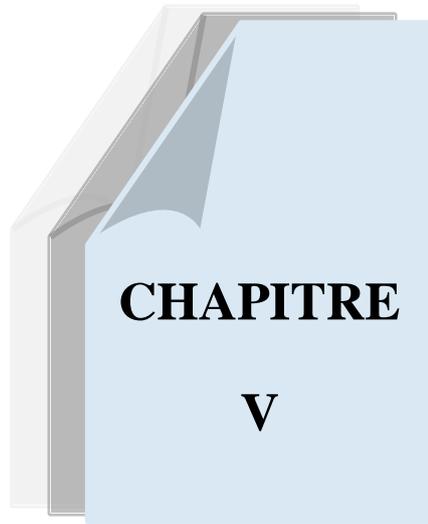
Tableau IV.7 : Vérification de l'effet P-Delta.

La condition est vérifiée, d'où les effets du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

Toutes les vérifications vis-à-vis du RPA 99 version 2003 sont satisfaites, on peut donc passer à l'analyse de la structure, et ainsi extraire les efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé la structure.



FERRAILLAGE DES ELEMENTS

V.1 Introduction

Après avoir calculé toutes les charges aux quelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre bâtiment, nous allons procéder aux calculs de leurs ferrailrages, ces derniers seront menés selon les règles de calcul du béton armé, à savoir : **CBA93,BAEL91 etRPA99 version 2003.**

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (BAEL).
- $G + Q \pm E$ (RPA99 révisé 2003).
- $0.8G \pm E$ (RPA99 révisé 2003).

Remarque : Vue la longueur de notre structure ($L = 55 \text{ m} > 30 \text{ m}$) et l'absence du joint thermique, on a ajouté le gradient thermique on introduisant une nouvelle combinaison :

$$G + Q + T.$$

Avec : T : gradient thermique qui est égale a 25°C .

V.2.1 Recommandations

du RPA99

a) Armatures longitudinales:

-Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

$$\text{Poutre principales } (30 \times 55) : A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 55 = 8.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre principales } (30 \times 45) : A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre plancher } (30 \times 40) : A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre parking } (40 \times 120) : A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 120 = 24 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- **Poutres principales :** (30×55)

$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 55 = 66 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 55 = 99 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- **Poutres secondaires** : (30 × 45)

$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- **Poutres plancher** : (30 × 40)

$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- **Poutres parkings** : (40 × 120)

$A_{max} = 0.04 \times 40 \times 120 = 192 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{max} = 0.06 \times 40 \times 120 = 288 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de 50 en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversale

- Les quantités minimale des armatures transversales est de : $A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t = \min \left(\frac{h}{12} ; 12\phi \right)$ en zone nodale.
 $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Calcul du ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_c : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

- Calcul du moment réduit « μ » : $\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}}$

- Définition du moment réduit limite « μ_1 » : Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.
- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 »:

➤ **1^{er} cas** : ($\mu \leq \mu_1$) Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

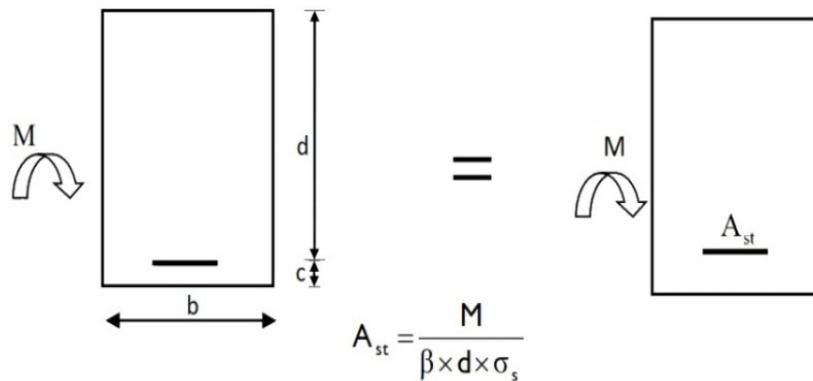


Figure V.1 : calcul pour une section simplement armée

➤ **2^{ème} cas** : ($\mu \geq \mu_1$) Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections

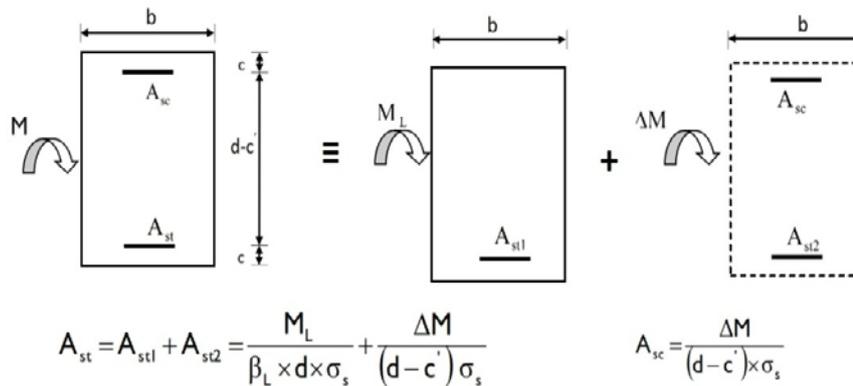


Figure V.2 : calcul pour une section doublement armée.

Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (Art BAEL B.6.6. 1).

V.2.3 Vérification:

V.2.3.1 Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité :** $A_{\min} = \frac{0.23b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_\mu = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} . (\Psi_s = 1.5 \text{ pour les hautes adhérences}) .$$

$$\tau_{se} = \frac{V_\mu}{0.9d \sum U_i}$$

Avec U_i : périmètre utile de la barre

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3.33, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} .$$

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{bd} \quad \text{on doit vérifier que} \quad \tau_\mu < \bar{\tau}_\mu .$$

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

- **Influence sur le béton:**

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9d \times b \times f_{c28}$$

- **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq V_u + \frac{M_u}{0.9d}$$

V.2.3.2 Vérification à l'ELS : Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

V.2.3.3 Etat limite de résistance de béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$$



V.2.3.4 État limite de déformation : Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$(1)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_s^s}{M_0}$ (2)
- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (3)
- $L < 8.00 \text{ cm}$ (4)

V.2.4 Ferrailage :

Niveaux	Ferrailage en travée			Ferrailage aux appuis		
	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{\text{app}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres
Terrasse	7.86	8.01	3HA12+3HA14	6.67	6.77	3HA12 + 3HA12
11	5.19	6.77	3HA12+3HA12	11.64	12.05	3HA16 + 3HA16
10	5.18	6.77	3HA12+3HA12	12.15	15.27	6HA14 + 3HA16
9	5.87	6.77	3HA12+3HA12	13.54	15.27	6HA14 + 3HA16
8	8.68	9.24	3HA14+3HA14	18.67	18.84	3HA20 + 3HA20
7	10.90	11.39	6HA12+3HA14	24.09	24.86	6HA20 + 3HA16
6	11.63	12.05	3HA16+3HA16	24.48	24.86	6HA20 + 3HA16
5	9.17	9.24	3HA20+3HA12	25.99	28.26	6HA20 + 3HA20
4	9.24	9.24	3HA14+3HA14	25.29	28.26	6HA20 + 3HA20
3	12.13	15.27	6HA14+3HA16	27.92	28.26	6HA20 + 3HA20
2	11.45	12.05	3HA16+3HA16	27.19	28.26	6HA20 + 3HA20
1	10.76	11.39	6HA12+3HA14	26.73	28.26	6HA20 + 3HA20
RDC	10.21	11.39	6HA12+3HA14	26.58	28.26	6HA20 + 3HA20
1S -Sol	10.61	11.39	6HA12+3HA14	13.80	15.27	6HA14 + 3HA16
2S -Sol	2.58	6.77	3HA12+3HA12	5.12	6.77	3HA12 + 3HA12

Tableau V.1 :Ferrailage des poutres principales

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELÉMENTS STRUCTURAUX

Niveaux	Ferrailage en travée			Ferrailage aux appuis		
	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{\text{app}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres
Terrasse	7.30	8.01	3HA12+3HA14	8.43	9.24	3HA14+3HA14
11	5.85	6.77	3HA12+3HA12	13.20	15.27	6HA14+3HA16
10	5.53	6.77	3HA12+3HA12	13.65	15.27	6HA14+3HA16
9	6.41	6.77	3HA12+3HA12	16.24	16.68	6HA16+3HA14
8	8.06	9.24	3HA14+3HA14	16.41	16.68	6HA16+3HA14
7	9.65	10.64	3HA14+3HA16	24.34	24.86	6HA20 +3HA16
6	13.91	15.27	6HA14+3HA16	24.07	24.86	6HA20 +3HA16
5	13.46	15.27	6HA14+3HA16	29.16	29.46	3HA25+3HA25
4	13.27	15.27	6HA14+3HA16	28.29	28.66	6HA20+2HA25
3	19.51	21.47	6HA16+3HA20	30.60	33.57	6HA20+3HA25
2	19.39	21.47	6HA16+3HA20	28.76	29.46	3HA25+3HA25
1	19.27	21.47	6HA16+3HA20	27.26	28.26	6HA20 +3HA20
RDC	19.16	21.47	6HA16+3HA20	24.18	24.86	6HA20 +3HA16
1S -Sol	18.63	18.84	3HA20+3HA20	18.49	18.84	3HA20+3HA20
2S -Sol	2.08	6.77	3HA12+3HA12	2.65	6.77	3HA12+3HA12

Tableau V.2 : Ferrailage des poutres secondaires.

Niveaux	Ferrailage en travée			Ferrailage aux appuis		
	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{\text{app}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres
Terrasse	4.26	6.77	3HA12+3HA12	11.52	12.05	3HA16+3HA16
11	4.10	6.77	3HA12+3HA12	11.44	12.05	3HA16+3HA16
10	4.10	6.77	3HA12+3HA12	11.34	11.39	6HA12+3HA14
9	4.15	6.77	3HA12+3HA12	11.46	12.05	3HA16+3HA16
8	3.87	6.77	3HA12+3HA12	11.69	12.05	3HA16+3HA16
7	3.07	6.77	3HA12+3HA12	11.61	12.05	3HA16+3HA16
6	4.93	6.77	3HA12+3HA12	11.40	12.05	3HA16+3HA16
5	5.14	6.77	3HA12+3HA12	11.85	12.05	3HA16+3HA16
4	9.91	10.64	3HA14+3HA16	11.28	11.39	6HA12+3HA14
3	4.91	6.77	3HA12+3HA12	12.16	15.27	6HA14+3HA16
2	7.82	8.01	3HA12+3HA14	16.76	18.08	6HA16+3HA16
1	7.63	8.01	3HA12+3HA14	19.32	21.47	6HA16+3HA20
RDC	9.05	10.64	3HA14+3HA16	16.58	16.68	6HA16+3HA14
1S -Sol	5.49	6.77	3HA12+3HA12	15.86	16.68	6HA16+3HA14

Tableau V.3 : Ferrailage des poutres plancher.

Story	Ferrailage en travée			Ferrailage aux appuis		
	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{\text{app}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres
ISSOL	87.20	90.22	10HA32 +2HA25	80.17	87.09	9HA32+3HA25

Tableau V.4 : Ferrailage de la poutre parking.

V.2.5 Vérifications à l'ELU:

a) La Condition de Non Fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifié 99):

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 54.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.97 \text{cm}^2$
- Poutres secondaires $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 41.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.50 \text{cm}^2$
- Poutres plancher $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 36.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.32 \text{cm}^2$
- Poutre parking $A_{\min} = 0.23 \times 40 \times 116.5 \times \frac{2.1}{400} = 5.63 \text{cm}^2$

$$A_s \geq A_{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1./BAEL91 modifiées 99):

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise

conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec $T_{u\max}$: Effort tranchant max à l'ELU.

Et pour les fissurations non préjudiciables: $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$

- Pour les poutres principales : $\tau_u = \frac{351.5 \times 10^3}{300 \times 515} = 2.27 \text{MPa}$
- Pour les poutres secondaires : $\tau_u = \frac{299.1 \times 10^3}{300 \times 415} = 2.40 \text{MPa}$
- Pour les poutres plancher : $\tau_u = \frac{75.3 \times 10^3}{300 \times 365} = 0.07 \text{MPa}$

Les contraintes sont vérifiées.

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ donc les contraintes sont vérifiées.

c) Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

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

- Pour les poutres principales : $\tau_u = 2.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$
- Pour les poutres secondaires : $\tau_u = 2.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$
- Pour les poutres plancher : $\tau_u = 0.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures
(Art .A.5.1, BAEL 91) :

La section d'armatures inférieures : $A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_s}$

- Pour les poutres principales : $\left(351.5 \times 10^3 - \frac{32909.2 \times 10^6}{0.9 \times 515} \right) \frac{1}{348} = -203 < 0$
- Pour les poutres secondaires : $\left(299.1 \times 10^3 - \frac{2666.2 \times 10^6}{0.9 \times 415} \right) \frac{1}{348} = -19.65 < 0$
- Pour les poutres plancher : $\left(75.3 \times 10^3 - \frac{6547.62 \times 10^6}{0.9 \times 365} \right) \frac{1}{348} = -57.06 < 0$

Donc aucune vérification n'est à effectuer sur les armatures inférieures.

e) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Pour les poutres principales : $351.5 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.515 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 927 \text{ KN}$
- Pour les poutres secondaires: $299.1 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.415 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 747 \text{ KN}$

La contrainte est vérifiée.

f) Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armature :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \Psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être:

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d U_i} \times \frac{A_{si}}{A_s} \quad \text{avec } U_i : \text{périmètre utile des barres}$$

- Pour les poutres principales : $\tau_{se} = \frac{351.5 \times 10^3}{0.9 \times 515 \times 122.83} \times \frac{3.14}{28.26} = 0.68 \text{ MPa}$
- Pour les poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{299.1 \times 10^3}{0.9 \times 415 \times 122.8} \times \frac{3.14}{33.57} = 0.6 \text{ MPa}$

- Pour les poutres planchers : $\tau_{se} = \frac{75.3 \times 10^3}{0.9 \times 365 \times 98.26} \times \frac{2}{21.47} = 0.22 \text{ MPa}$
- Pour la poutre parking : $\tau_{se} = \frac{245.3 \times 10^3}{0.9 \times 114.9 \times 196.48} \times \frac{8.04}{90.22} = 1.12 \text{ MPa}$

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

g) Calcul de la longueur de scellement droit des barres:

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa} .$$

Les règles du (BAEL 91 .art.A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4 L_s pour les acier H.A .

Pour Ø 12 : L_s = 42.32 cm et L_a = 16.92 cm .

Pour Ø 14 : L_s = 49.39cm et L_a = 19.75 cm .

Pour Ø 16 : L_s = 56.43 cm et L_a = 22.57 cm .

Pour Ø 20 : L_s = 70.54 cm et L_a = 26.32 cm .

Pour Ø 25 : L_s = 88.18 cm et L_a = 35.27 cm

V.2.6 Calcul des armatures transversales :

•Diamètre des armatures transversales :

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par:

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(12; 15.71 ; 30) = 12\text{mm}$$

Ø₁ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

•Poutres principales , poutres secondaires et poutres planchers:

$$\phi \leq \min (12; 15.71, 30) = 12\text{mm}$$

Soit Ø = 10 mm

La section des armatures transversales :

$$\text{On choisira un cadre et un étrier. } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$$

•Calcul des espacements :

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_t\right\} = \min\{13.75 ; 12\} = 9.6$ Soit : S_t = 10cm.

Zone courante (travée) : $S'_t \leq \frac{55}{2}$ donc S'_t ≤ 27.5cm Soit : S'_t = 10 cm.

V.2.7 Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

-État limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).

-État limite de résistance du béton en compression.

-État limite de déformation.

• État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

• État limite de résistance du béton en compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible:

$$\bar{\sigma}_{bc} = \sigma_s \times k$$

Niveaux	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	P ₁	B ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Terrasse	90.1423	8.01	0.518	0.892	0.03	244.976	7.349	15	OK
11	69.3335	6.77	0.438	0.899	0.03	221.201	6.636	15	OK
10	73.3351	6.77	0.438	0.899	0.03	233.968	7.019	15	OK
9	69.6319	6.77	0.438	0.899	0.03	222.153	6.665	15	OK
8	86.8591	9.24	0.598	0.885	0.06	206.249	12.375	15	OK
7	93.818	11.39	0.737	0.876	0.04	182.579	7.303	15	OK
6	115.2301	12.05	0.780	0.873	0.04	212.695	8.508	15	OK
5	94.4418	9.24	0.598	0.885	0.06	224.255	13.455	15	OK
4	92.3269	9.24	0.598	0.885	0.06	219.233	13.154	15	OK
3	129.3944	15.27	0.988	0.862	0.06	190.881	11.453	15	OK
2	125.277	12.05	0.780	0.873	0.04	231.240	9.250	15	OK
1	108.0309	11.39	0.737	0.876	0.04	210.239	8.410	15	OK
RDC	60.5206	11.39	0.737	0.876	0.04	117.779	4.711	15	OK
1ss	105.6407	11.39	0.737	0.876	0.04	205.587	8.223	15	OK
2ss	53.85	6.77	0.438	0.899	0.03	171.803	5.154	15	OK

Tableau V.5 :Les poutres principales en travée

Niveaux	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	P_1	B_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Terrasse	53.492	6.77	0.438	0.899	0.03	170.661	5.120	15	OK
11	100.7081	12.05	0.780	0.873	0.04	185.890	7.436	15	OK
10	87.7589	15.27	0.988	0.862	0.06	129.461	7.768	15	OK
9	92.3898	15.27	0.988	0.862	0.06	136.292	8.178	15	OK
8	168.2012	18.84	1.219	0.85	0.06	203.949	12.237	15	OK
7	129.9331	24.86	1.609	0.835	0.06	121.542	7.292	15	OK
6	201.4423	24.86	1.609	0.835	0.06	188.433	11.306	15	OK
5	139.3309	28.26	1.829	0.828	0.06	115.621	6.937	15	OK
4	135.7168	28.26	1.829	0.828	0.06	112.622	6.757	15	OK
3	233.6231	28.26	1.829	0.828	0.06	193.868	11.632	15	OK
2	230.1371	28.26	1.829	0.828	0.06	190.975	11.459	15	OK
1	220.0815	28.26	1.829	0.828	0.06	182.631	10.958	15	OK
RDC	97.1351	28.26	1.829	0.828	0.06	80.606	4.836	15	OK
1ss	97.1351	15.27	0.988	0.862	0.06	143.292	8.598	15	OK
2ss	64.6243	6.77	0.438	0.899	0.03	206.177	6.185	15	OK

Tableau V.6 : Les poutres principales aux appuis

Niveaux	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	P_1	B_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Terrasse	55.71	8.01	0.643	0.882	0.06	153.117	9.187	15	OK
11	38.08	6.77	0.544	0.89	0.06	122.719	7.363	15	OK
10	15.08	6.77	0.544	0.89	0.06	48.598	2.916	15	OK
9	19.31	6.77	0.544	0.89	0.06	62.230	3.734	15	OK
8	69.46	9.24	0.742	0.876	0.06	166.629	9.998	15	OK
7	60.89	10.64	0.855	0.869	0.06	127.873	7.672	15	OK
6	112.29	15.27	1.227	0.85	0.06	167.987	10.079	15	OK
5	106.89	15.27	1.227	0.85	0.06	159.909	9.595	15	OK
4	105.72	15.27	1.227	0.85	0.06	158.158	9.489	15	OK
3	131.15	21.47	1.724	0.831	0.06	142.734	8.564	15	OK
2	131.48	21.47	1.724	0.831	0.06	143.093	8.586	15	OK
1	130.17	21.47	1.724	0.831	0.06	141.668	8.500	15	OK
RDC	138.34	21.47	1.724	0.831	0.06	150.559	9.034	15	OK
1ss	127.4	18.84	1.513	0.838	0.06	156.689	9.401	15	OK
2ss	16.05	6.77	0.544	0.89	0.06	51.724	3.103	15	OK

Tableau V.7 : Les poutres secondaires en travé

Niveaux	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	P_1	B_l	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Terrasse	71.76	9.24	0.742	0.876	0.06	172.147	10.329	15	OK
11	68.78	15.27	1.227	0.85	0.06	102.896	6.174	15	OK
10	72	15.27	1.227	0.85	0.06	107.713	6.463	15	OK
9	77.02	16.68	1.340	0.8449	0.06	106.119	6.367	15	OK
8	79.42	16.68	1.340	0.8449	0.06	109.426	6.566	15	OK
7	88.88	24.86	1.997	0.8241	0.06	84.239	5.054	15	OK
6	152.75	24.86	1.997	0.8241	0.06	144.775	8.686	15	OK
5	164.28	29.46	2.366	0.8137	0.06	133.070	7.984	15	OK
4	156.8	28.66	2.302	0.815	0.06	130.348	7.821	15	OK
3	189.16	33.57	2.696	0.8065	0.06	135.665	8.140	15	OK
2	180.92	29.46	2.366	0.8137	0.06	146.549	8.793	15	OK
1	178.62	28.26	2.270	0.8157	0.06	150.460	9.028	15	OK
RDC	174.24	24.86	1.997	0.8241	0.06	165.143	9.909	15	OK
1ss	163.07	18.84	1.513	0.838	0.06	200.559	12.034	15	OK
2ss	27.25	6.77	0.544	0.89	0.06	87.817	5.269	15	OK

Tableau V.8 : Les poutres secondaires aux appuis

Niveaux	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	P_1	B_l	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Terrasse	36.01	6.77	0.618	0.884	0.06	116.836	7.010	15	OK
11	35.45	6.77	0.618	0.884	0.06	115.019	6.901	15	OK
10	35.37	6.77	0.618	0.884	0.06	114.759	6.886	15	OK
9	35.74	6.77	0.618	0.884	0.06	115.960	6.958	15	OK
8	32.31	6.77	0.618	0.884	0.06	104.831	6.290	15	OK
7	14	6.77	0.618	0.884	0.06	45.423	2.725	15	OK
6	22.43	6.77	0.618	0.884	0.06	72.775	4.366	15	OK
5	23.29	6.77	0.618	0.884	0.06	75.565	4.534	15	OK
4	23.29	10.64	0.972	0.864	0.06	49.193	2.952	15	OK
3	29.36	6.77	0.618	0.884	0.06	95.259	5.716	15	OK
2	50.82	8.01	0.732	0.876	0.06	140.634	8.438	15	OK
1	48.74	8.01	0.732	0.876	0.06	134.878	8.093	15	OK
RDC	58.04	10.64	0.972	0.864	0.06	122.593	7.356	15	OK
1ss	41.26	6.77	0.618	0.884	0.06	133.869	8.032	15	OK

Tableau V.9 : Les poutres plancher en travée

Niveaux	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	P_1	B_l	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	964.21	88.4	1.897	0.826	0.06	113.348	6.801	15	OK
Appuis	1151.4	80.17	1.720	0.827	0.06	149.067	8.944	15	OK

Tableau V.10 :La poutre parking en travée et aux appuis.

Niveaux	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	P ₁	B ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Terrasse	68.31	12.05	1.100	0.856	0.06	128.593	7.716	15	OK
11	82.51	12.05	1.100	0.856	0.06	155.324	9.319	15	OK
10	80.16	11.39	1.040	0.859	0.06	159.087	9.545	15	OK
9	78.91	12.05	1.100	0.856	0.06	148.547	8.913	15	OK
8	73.58	12.05	1.100	0.856	0.06	138.513	8.311	15	OK
7	57.62	12.05	1.100	0.856	0.06	108.469	6.508	15	OK
6	56.7	12.05	1.100	0.856	0.06	106.737	6.404	15	OK
5	40.47	12.05	1.100	0.856	0.06	76.184	4.571	15	OK
4	40.04	11.39	1.040	0.864	0.06	79.004	4.740	15	OK
3	98.7	15.27	1.395	0.842	0.06	149.059	8.944	15	OK
2	111.84	18.08	1.651	0.834	0.06	144.021	8.641	15	OK
1	109.82	21.47	1.961	0.824	0.06	118.522	7.111	15	OK
RDC	127.85	16.68	1.523	0.838	0.06	177.604	10.656	15	OK
1ss	123.66	16.68	1.523	0.838	0.06	171.784	10.307	15	OK

Tableau V.11 :Les poutres plancher aux appuis

•Etat limite de déformation :

- Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres principales et secondaires car elles sont pré-dimensionnées .

- Poutre parking : $f = 0.28\text{cm}$ (tirer de logiciel etabs) $< \bar{f} = \frac{L}{500} + 0.5 = 2.3\text{cm}$.
- Poutres planchers : $f = 0.55\text{ cm}$ (tirer de logiciel etabs) $< \bar{f} = \frac{L}{500} + 0.5 = 1.7\text{cm}$

•Disposition constructive :

Conformément au (CBA 93annexe E₃), concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\left(\frac{1}{5}\right)$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- A $\left(\frac{1}{4}\right)$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\left(\frac{1}{10}\right)$ de la portée.

V.3 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}). Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \longrightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q+E \longrightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \longrightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et moment correspondant.
- effort normal minimal et moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

V.3.1 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

a. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0.9\% \times \frac{\pi D^2}{4}$ (en zone III)
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times \frac{\pi D^2}{4}$
- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times \frac{\pi D^2}{4}$

D	A min (cm ²)	A max recouvrement (cm ²)	A max zone courante (cm ²)
35.00	8.66	57.73	38.48
40.00	11.31	75.40	50.27
45.00	14.31	95.43	63.62
50.00	17.67	117.81	78.54
55.00	21.38	142.55	95.03
60.00	25.45	169.65	113.10
65.00	29.86	199.10	132.73

Tableau V.12 : Armatures longitudinales .

- Le diamètre minimal est de 12mm
- La longueur maximale de recouvrement $L_R=50\phi_L^{\min}$ en zone III
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 20cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

V.3.2 Ferrailages des poteaux :

V.3.2.1 Les armatures longitudinales :

Zone	Story	Poteau	Efforts		$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	$A_{total}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$	Choix des barres
			P (t)	$M_3(t.m)$						
I	TERR	C52	-18.37	8.739	9.483	0	9.483	8.66	10.68	4HA14+4HA12
	NIV11	C52	-34.84	8.236	7.682	0	7.682			
II	NIV10	C52	-52.71	13.356	10.342	1.424	11.766	11.31	12.32	8HA14
	NIV9	C52	-71.97	12.039	6.22	2.83	9.05			
III	NIV8	C52	-90.72	17.368	8.154	3.38	11.534	14.31	16.07	8HA16
	NIV7	C52	-	4.452	3.094	0	3.094			
IV	NIV6	C52	-	6.252	2.107	0	2.107	17.64	20.09	10HA16
	NIV5	C52	247.76	4.931	6.151	0	6.151			
V	NIV4	C52	-	5.415	3.685	0	3.685	21.38	24.61	4HA20+6HA16
	NIV3	C52	325.82	3.85	9.76	4.39	14.15			
VI	NIV2	C52	-	2.924	7.37	3.68	11.05	25.45	44.76	4HA25+8HA20
	NIV1	C52	431.45	2.939	14.94	11.24	26.18			
	RDC	C52	484.05	0.905	21.67	20.53	42.2			
VII	1SSOL	C52	-	-1.704	19.61	17.65	37.26	29.86	51.84	8HA25+4HA20
	2SSOL	C52	539.77	-0.613	25.95	25.25	51.2			

Tableau V.13 :Ferrailages des poteaux

V.3.2.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Et ils sont calculés à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots (7.1) \quad (\text{RPA version 2003 art 7.4.2.2 Avec :}$$

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

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

$\rho_1 = 2,5$ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

$\rho_1 = 3,75$ dans le cas contraire.

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{a} \right)$

L'élancement des poteaux (D = 65) : $\lambda_g = 8.00$

L'élancement des poteaux (D = 60) : $\lambda_g = 7.00$

L'élancement des poteaux (D = 55) : $\lambda_g = 6.22$

L'élancement des poteaux (D = 50) : $\lambda_g = 5.60$

L'élancement des poteaux (D = 45) : $\lambda_g = 5.09$

L'élancement des poteaux (D = 40) : $\lambda_g = 4.67$

L'élancement des poteaux (D = 35) : $\lambda_g = 4.31$

V.3.3Diamètre des armatures transversales :D'après les règles du BAEL.91-modifié99,

Le diamètre des armatures transversales " ϕ_t " est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm.} \quad \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cerces de section HA8.

V.3.4 Espacement des armatures : (RPA version 2003 art 7.4.2.2)

St : espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule ci-dessous, par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement "St" des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale : $St \leq 10 \text{ cm} \longrightarrow St = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $St \leq \text{Min}(b1 / 2, h1 / 2, 15\Phi l) \longrightarrow St = 15 \text{ cm}.$

Avec : $\Phi l = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Longueur de recouvrement :

$$L = 50\phi_l^{max} = 50 \times 25 = 125 \text{ cm}$$

a) Délimitation de la zone nodale :

Poteaux de RDC et les étages courants :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; D; h'; 60\right)$$

D : diamètre du poteau

h_e : hauteur entre nu des poutres

$$h' = \max(65; 50; 55; 60) = 65 \text{ cm}$$

$$\max(74; 65; 55; 60) = 80 \text{ cm}$$

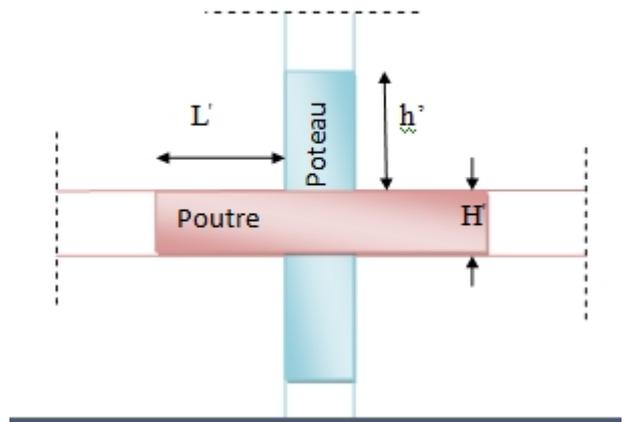


Figure V.3 : Délimitation de la zone nodale

b) Longueur d'ancrage :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \quad ; \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA25 : $L_s = \frac{0.025 \times 400}{4 \times 2.835} \approx 90 \text{ cm} ;$

HA20 = 70 cm ; HA16 = 60 cm ;

HA14 = 50 cm ; HA12 = 45 cm ;

V.3.5 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \times \frac{e-0.445d}{e-0.185d} \times b.d$$

Zone	P (t)	Mu (t.m)	E (cm)	Amin (cm ²)	OBS
I	-71.15	3.411	-0.048	2.390	OK
II	-106.29	5.398	-0.051	3.176	OK
II	-211.71	4.452	-0.021	4.080	OK
IV	-247.76	6.252	-0.025	5.085	OK
V	-325.82	5.415	-0.017	6.212	OK
VI	-539.77	0.905	-0.002	7.442	OK
VII	-479.62	-3.09	0.006	8.806	OK

Tableau V.14 : Vérification de la condition de non fragilité.

V.3.6 Vérification des poteaux a l'ELS :

1. Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2. Contrainte dans le béton : Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$.

a) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_t + A_c)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance XG au dessus du centre de gravité géométrique : $X_G = 15 \times \frac{A_c (0.5 \times h \times c') - (d - 0.5h)}{bh + 15(A_t + A_c)}$
- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15 [A_c (0.5h - c' - X_G)^2 + A_t (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s (e_s - X_G)}{I} \quad ; \quad \sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s (e_s + X_G)}{I} .$$

Finalement on vérifie : $\max (\sigma_{\text{sup}} , \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

b) Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y1 = y2 + I_c$
Avec :

y1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

$L_c = (\frac{h}{2} - e_s)$: la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée

y2: est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0 .$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90A_c}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A_c}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta > 0$ alors il faut calculer $T = 0.5(\sqrt[2]{\Delta} - q)$; $u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0$ on calcul alors: $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = 2\sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right).$$

On retiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + I_c < h ; \text{ Donc : } y_1 = y_2 + I_c .$$

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + 15[A_s(d - y_1)^2 + A_s(y_1 - d)^2] .$$

Enfinement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Story	P (t)	M ₃ (t.m)	e _s (m)	h/6(m)	OBS	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS
TERR	27.87	2.779	0.100	0.051	SPC	9	0	15	OK
NIV11	51.97	2.478	0.048	0.051	SEC	10.9	0	15	OK
NIV10	77.37	3.921	0.051	0.058	SEC	11.7	0	15	OK
NIV9	103.44	3.064	0.030	0.058	SEC	11.9	3.6	15	OK
NIV8	128.13	3.996	0.031	0.066	SEC	11.5	3.7	15	OK
NIV7	153.64	3.243	0.021	0.066	SEC	13.4	6	15	OK
NIV6	179.75	4.55	0.025	0.073	SEC	12.6	5.7	15	OK
NIV5	208.03	3.595	0.017	0.073	SEC	13.8	7	15	OK
NIV4	236.31	3.937	0.017	0.080	SEC	12.7	7.5	15	OK
NIV3	273.62	2.798	0.010	0.080	SEC	13	8.9	15	OK
NIV2	311.37	2.138	0.007	0.088	SEC	11.7	9.3	15	OK
NIV1	348.76	2.123	0.006	0.088	SEC	12	9.8	15	OK
RDC	388.36	0.63	0.002	0.088	SEC	11.6	11	15	OK
1SSOL	423.96	- 1.228	- 0.003	0.095	SEC	11.6	10.7	15	OK
2SSOL	454.99	0.78	0.002	0.095	SEC	11.6	11.1	15	OK

Tableau V.15 : Tableau récapitulatif des contraintes

V.4 Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Le rôle des voiles est de :

- reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- participer au contreventement de la construction (vent et séisme)
- servir de cloisons de séparation entre locaux.

V.4.1 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- $1.35G + 1.5Q$ (BAEL).
- $G + Q \pm E$ (RPA99 révisé 2003).
- $0.8G \pm E$ (RPA99 révisé 2003).

V.4.2 Exposé de la méthode de calcul:

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour des bandes verticales de largeur « **d** » :

$$d \leq \min (he / 2 ; 2l/3)$$

l : longueur de la zone comprimé.

he : hauteur libre de l'étage.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- ✓ Section entièrement comprimé (SEC)
- ✓ Section partiellement comprimé (SPC)
- ✓ Section entièrement tendue (SET)

a. Ferrailage section entièrement comprimée :

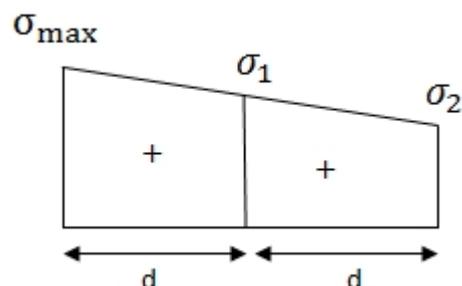
$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d . e$$

e : épaisseur du voile

σ_{max} : contrainte maximale de compression

σ_1, σ_2 : contraintes moyennes de compression



La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

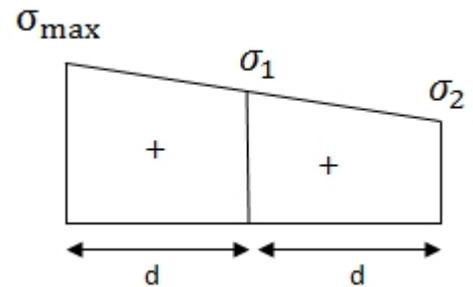
$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

a. Ferrailage section entièrement tendue :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

b. Ferrailage section partiellement comprimé :

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

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \cdot \sigma_{min}}{L_t}$$

Avec $L_t = L - L_c$

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

N.B :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle du sens de l'action sismique.

V.4.3 Section d'armatures minimales :

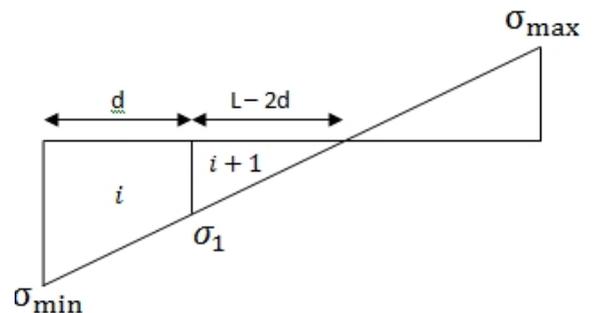
• Compression simple (RPA 99) :

La section d'armature longitudinale doit être ou moins égale à :

$A_{min} \geq 4\text{cm}^2$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

Avec $0,20\% B \leq A_{min} \leq B$;

B :Section du béton tendu



• **Traction simple (BAEL91) :**

$$A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)} \quad B : \text{ section du béton tendu.}$$

V.4.4 Exigence de (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1):

Le pourcentage minimum des armatures verticales dans la zone tendue doivent rester au moins égal à 0,2% de la section horizontale du béton tendu : $A_{\min} \geq 0,2\% \cdot B$.

V.4.5 Armatures horizontales :

V.4.5.1 Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003)

La contrainte de cisaillement est $\tau_b = 1.4 \frac{V_u \text{ calcul}}{b_0 d}$

Avec :

V_u : Effort tranchant à la base du voile

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\overline{\tau_b} \leq \tau_b$

V.4.5.2 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij} k}{0.8 f_e}$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'après le RPA99 : $A_h = \max \{ AV/4 ; 15\% \cdot b \cdot h \}$

V.4.6 Armature transversales:

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des murs de refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ces aciers sont en générale des épingles, leurs rôles est :

- D'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action de l'effort de compression.
- D'assurer un espacement constant entre les lits d'armature.

D'après le RPA99, les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carrés.

V.4.7 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 T_v, A_{vj} = \frac{1.54 T_v}{f_e}$$

T : Effort tranchant majoré à la base du voile.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction due au moment de renversement.

V.4.8 Le potelet :

Les potelets des armatures de traction concentrées à l'extrémité du voile. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent d'au moins 4HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

V.4.9 Dispositions constructives :

V.4.9.1 Espacements : (RPA99 corrigé Art/7.7.4.3)

Verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_T \leq 1.5 e$$

$$S_T \leq 30 \text{ cm}$$

Avec: e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être inférieur ou égale à 15 cm (art 7.7.4.1 RPA 99).

V.4.9.2 Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons de charges possibles.

V.4.10 Vérification des contraintes :

a) Contraintes de cisaillement :

$$\begin{aligned} \tau_u &\leq \tau_b = 0.20 f_{c28} \\ \tau_u &= \frac{T_U}{b_0 d} = \frac{1.4 T}{b_0 d} \dots\dots\dots [1] \end{aligned}$$

b_0 = Epaisseur du voile.

$d = 0.9h$: hauteur utile.

h = Hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d} \leq \tau = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91)}$$

b) Vérification à l'ELS : On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 A} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

- NS = G + Q
- B = section du béton comprimé
- A = section d'armatures adoptées

V.4.11 Ferrailages des voiles :

❖ **Exemple de calcul** : Soit à Ferrailer le voile longitudinal VL3 :

Zone I :

- **Caractéristiques géométriques** : $L = 6.55 \text{ m}$, $e_p = 25 \text{ cm}$.
- **Sollicitation** : les cas les plus défavorables : $M = 450.63 \text{ t.m}$, $N = -150.28 \text{ t}$.

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= 3.43 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} &= -1.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

On voit que la section est partiellement comprimée (SPC) :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right\}$$

L_c : longueur comprimée.

L_t : Longueur tendue.

Par la relation des triangles semblables

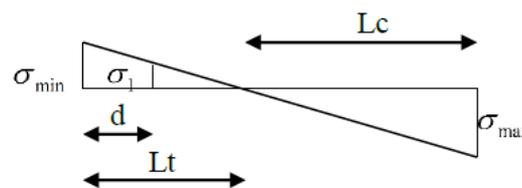
$$L_c = \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \right) \times L = \frac{3.43}{1.6 + 3.43} \times 6.55 = 4.47 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2.08 \text{ m} \quad \text{donc } d = 2$$

$$\sigma_1 = \frac{|\sigma_{\min}|(L_t - d)}{L_t} = \frac{|1.6|(2.08 - 2)10^3}{2.08} = 61.54 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 415.37 \text{ KN.}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e = 15.38 \text{ KN.}$$



• **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{415.37}{34.8} = 11.93 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{v2} = \frac{N_{u2}}{\sigma_{st}} = \frac{15.38}{34.8} = 0.44 \text{ cm}^2 .$$

• **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\min} \geq \max (4 \text{ cm}^2 , 0.2\% B) \geq \max (4, \frac{200 \times 25 \times 0.2}{100})$$

Donc $A_{\min} = 10 \text{ cm}^2$.

La section adoptée :

Zone d'extrémité : $A_{\text{adpt}} = 28\text{HA}10 + 16\text{HA}10 = 34.54 \text{ cm}^2$. avec $St = 10\text{cm}$.

Zone médiane : $A_{\text{adpt}} = 12\text{HA}12 = 13.55 \text{ cm}^2$. avec $St = 20\text{cm}$.

• **Armatures horizontales :**

a. Condition de cisaillement (RPA99):

$$\tau_u = \frac{1.4 V_u}{b_0 d} = \frac{1.4 \times 7.3 \times 10^4}{250 \times 200} = 2.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$S_t \leq \min (1.5 e; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$A_h \geq \frac{2.44 \times 0.25 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 3.81 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{nappe} .$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{\min1} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml} / \text{nappe} .$$

$$A_{\min2} = A_{vt}/4 = 11.56 \text{ cm}^2/\text{ml} / \text{nappe} .$$

$$\text{Donc } A_h = 11.56 \text{ cm}^2 .$$

Remarque :

Suite à la délimitation de la zone nodale dans les poteaux on prend :

➤ *La zone d'about : $h' = 80 \text{ cm}$.*

➤ *La zone courante : $h'' = 240 \text{ cm}$.*

La section adoptée :

En zone d'about : soit 16HA10 = 12.56cm² avec (St = 10cm)

En zone courante : soit 24 HA10 = 18.24cm² avec (St = 20cm)

• **Armatures transversales [RPA99] Art7.74.3 :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles.

Diamètre maximal : $\emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm.}$

Espacement : $St \leq \min (1.5e , 30) = 30\text{cm} .$

On prend : 5 épingles de Ø10/m².

V.4.12 Vérifications :

V.4.12.1 Condition de cisaillement (RPA99):

$$\tau_u = \frac{1.4 T_u}{b_0 d} = \frac{1.4 \times 7.3 \times 10^4}{250 \times 200} = 2.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

V.4.12.2 Vérification à l'ELS : On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 A} = \frac{45.39 \times 10^4}{787.5 \times 10^3 + 15 \times 4809} = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- Zone I : 1^{er} sous-sol, 2^{eme} sous-sol et RDC .
- Zone II : Du 1^{er} étage au 3^{eme} étage .
- Zone III : Du 4^{eme} au 7^{eme} étage.
- Zone IV : Du 8^{eme} au terrasse.

NB: Les résultats pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L(m)	6.55	6.55	6.55	6.55
	e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
	B(m ²)	0.41	0.41	0.41	0.256
	d(m)	1.637	1.637	1.637	1.026
	L0(m)	1.64	1.64	1.64	1.03
	Lc(m)	0	0	0	1.54
	Lt(m)	6.55	6.55	6.55	5.01
	Observation	SET	SET	SET	SPC
Ferrailage en zone d'extrémité	A _{v1} (cm ²)	186.46	154.35	92.09	26.04
	A _{v1adpt} (cm ²)	186.58	158.26	101.24	29.83
	Choix des barres	22HA25+16HA25	22HA25+16HA20	22HA25+16HA20	22HA10+16HA10
	St (cm)	10	10	10	10
Ferrailage en zone médiane	A _{v2} (cm ²)	166.94	135.08	86.41	26.69
	A _{v2adpt} (cm ²)	34HA25	18HA20+16HA25	18HA16+16HA20	34HA10
	Choix des barres	20	20	20	20
	st(cm)	540.10	451.6	288.89	86.35
Armatures verticales totales	A _{v adpt} (cm ²)	10.31	8.61	5.51	3.67
Armatures horizontales totales	A _h (cm ²)/ml/nappe	166.94	135.08	86.41	26.69
	Section d'about(cm ²)	12.56	12.56	12.56	12.56
	Choix des barres	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
	St (cm ²)	10	10	10	10
	Section courante(cm ²)	12.56	12.56	12.56	12.56
	Choix des barres	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
	S _t (cm)	30	30	30	30
Vérification des contraintes	N _s (KN)	5743.2	5702	3951.4	1750.7
	σ _b (MPa)	6.11 < 15	6.71 < 15	5.73 < 15	5.13 < 15
	τ _b (MPa)	0.011 < 5	0.005 < 5	0.006 < 5	0.002 < 5
	τ _u (MPa)	0.008 < 2.5	0.004 < 2.5	0.004 < 2.5	0.001 < 2.5

Tableau V.16 : Voiles longitudinaux

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L(m)	6.55	6.55	6.55	6.55
	e(m)	0.25	0.25	0.25	0.25
	B(m ²)	0.395	0.37	0.34	0.33
	d(m)	1.58	1.48	1.37	1.32
	L0(m)	1.57	1.48	1.37	1.33
	Lc(m)	2.37	2.22	2.06	1.99
	Lt(m)	4.18	4.33	4.48	4.33
	Observation	SPC	SPC	SPC	SPC
Ferrailage en zone d'extrémité	A _{v1} (cm ²)	317.23	236.94	136.56	58.93
	A _{v1adpt} (cm ²)	321.60	273.36	157.12	64.3
	Choix des barres	16HA32+24HA32	16HA32+18HA32	16HA25+1HA25	16HA16+16HA16
	St (cm)	10	10	10	10
Ferrailage en zone médiane	A _{v2} (cm ²)	169.63	139.29	86.9	38.83
	A _{v2adpt} (cm ²)	186.58	147.63	94.46	42.94
	Choix des barres	38HA25	16HA25+22HA20	16HA20+22HA16	38HA12
	st(cm)	20	20	20	20
Armatures verticales totales	A _{vadpt} (cm ²)	829.78	694.35	408.7	171.54
Armatures horizontales totales	A _h (cm ²)/ml/nappe	15.83	13.25	7.79	3.27
	Section d'about(cm ²)	18.07	18.07	12.56	12.56
	Choix des barres	16HA12	16HA12	16HA10	16HA10
	S _t (cm)	10	10	10	10
	Section courante(cm ²)	18.07	18.07	12.56	12.56
	Choix des barres	16HA12	16HA12	16HA10	16HA10
	St (cm)	30	30	30	30
Vérification des contraintes	N _s (KN)	7798.9	6798.1	4644.3	2986.5
	σ _b (MPa)	6.74 < 15	6.51 < 15	6.40 < 15	3.08 < 15
	τ _b (MPa)	0.029 < 5	0.026 < 5	0.069 < 5	0.062 < 5
	τ _u (MPa)	0.019 < 2.5	0.018 < 2.5	0.049 < 2.5	0.045 < 2.5

Tableau V.17 :Voiles transversaux

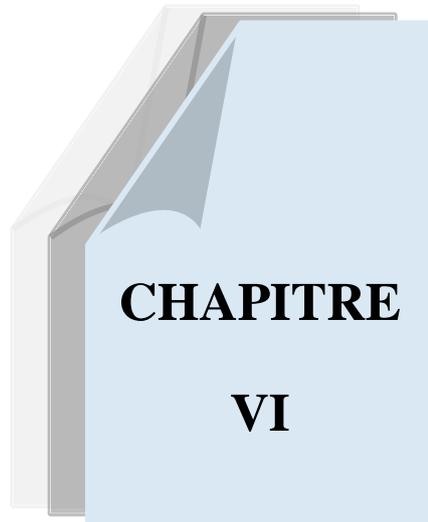
V.4.13 : Ferrailage des voiles de la salle machine :

V.4.13.1 Ferrailage des voiles :

Pour les voiles longitudinaux et transversaux on optera le ferrailage des exemples précédents VL5 etVT4 respectivement.

Voile avec ouvertures		
Caractéristiques géométriques	L(m)	2.5
	e(m)	0.25
	B(m ²)	0.18
	d(m)	0.722
	L0(m)	0.722
	Lc(m)	1.083
	Lt(m)	1.417
	Observation	SPC
Armatures verticales totales	A _{v1} (cm ²)	100.22
	A _{v1adpt} (cm ²)	100.49
	Choix des barres	50HA16
	St (cm)	10
Armatures horizontales totales	A _h (cm ²)	5.03
	A _{hadpt} (cm ²)	25.12
	Choix des barres	16HA10+16HA10
	S _t (cm)	30
Vérification des contraintes	N _s (KN)	159.07
	σ _b (MPa)	4.82 < 15
	τ _b (MPa)	0.027 < 5
	τ _u (MPa)	0.039 < 2.5

Tableau V. 18 : Ferrailage de voile avec ouvertures



ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Étude du voile périphérique :**VI.1.1 Calcul du voile périphérique sous l'effet des poussées des terres :****VI.1.1.1 Dimensionnement:**

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

On adopte une épaisseur $e = 25$ cm.

La hauteur du voile périphérique = 9 m.

VI.1.1.2 Détermination des sollicitations:

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

$$K_0 : \text{Coefficient de poussée } K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} .$$

$$h : \text{la hauteur totale du voile. } h = 9 \text{ m.}$$

$$\gamma_d : \text{Poids spécifique du remblai } \gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^3 .$$

$$\varphi : \text{Angle de frottement de remblai } \varphi = 35^\circ .$$

$$K_0 = 0.52$$

à l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0 (1.35 \gamma h + 1.5 q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 0.52 (1.35 \times 1.83 \times 0 + 1.5 \times 1) = 0.78 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 0.52 (1.35 \times 1.83 \times 3 + 1.5 \times 1) = 4.63 \text{ t/m}^2$$

$$h = 6 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 0.52 (1.35 \times 1.83 \times 6 + 1.5 \times 1) = 8.5 \text{ t/m}^2$$

$$h = 9 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 0.52 (1.35 \times 1.83 \times 9 + 1.5 \times 1) = 12.34 \text{ t/m}^2$$

à l'ELS :

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0 (\gamma h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 0.52 (1.83 \times 0 + 1) = 0.52 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 0.52 (1.83 \times 3 + 1) = 3.37 \text{ t/m}^2$$

$$h = 6 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 0.52 (1.83 \times 6 + 1) = 6.23 \text{ t/m}^2$$

$$h = 9 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 0.52 (1.83 \times 9 + 1) = 9.08 \text{ t/m}^2$$

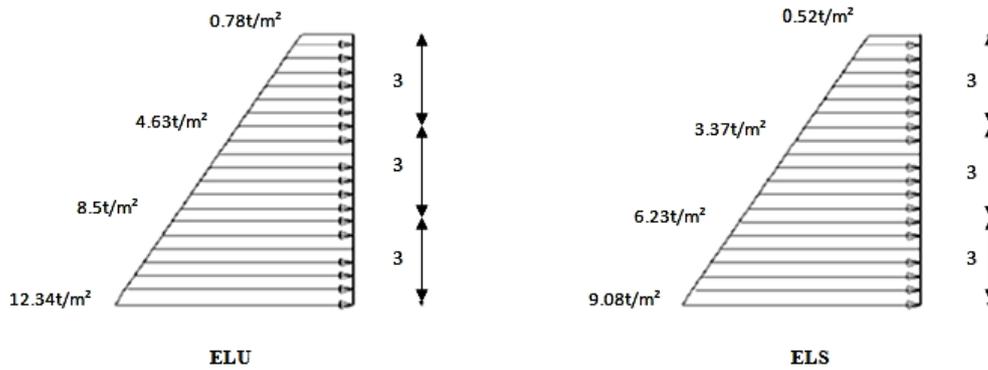


Figure VI.1 : Diagramme des contraintes en (t/m²)

• Calcul des pressions des terres :

$$P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1m$$

❖ Le tableau suivant résume les résultats :

	P _{u1} (t)	P _{u2} (t)	P _{u3} (t)
ELU	3.67	7.53	11.38
ELS	2.66	5.51	8.36

Tableau VI.1 :Pressions des terres

VI.1.1.3 Ferrailage du voile périphérique :

a) Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continuesencastrées sur 4 cotés au niveau des poutres et des voiles.

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneauxencastrés sur 4 appuis.Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 0,3appui de rive
 0,5 autre appui .

c) Identification des panneaux :

$l_x = 6 \text{ m}, l_y = 9 \text{ m} \rightarrow \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens.

➤ ELU :

$$\alpha = 0.66 \Rightarrow u_x = 0.0745 \quad u_y = 0.369$$

- **Sens x-x** : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0745 \times 11.38 \times 6^2 = 30.52 \text{ t.m}$
- **Sens y-y** : $M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.369 \times 30.52 = 11.26 \text{ t.m}$

❖ Le tableau suivant résume les résultats de ferrailage à l'ELU:

	Dans le sens (x x)		Dans le sens (y y)	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (t.m)	15.26	25.94	5.63	9.54
A_s (cm ² /ml)	21.55	41.71	7.32	12.8
A_s RPA (cm ² /ml)	2.5	2.5	2.5	2.5
Choix des barres	20HA12	22HA16	10HA10	10HA14
$A_{s \text{ odpt}}$ (cm ² /ml)	22.6	44.22	7.85	15.4
Espacement (cm)	10	10	20	20

Tableau VI.2 : Ferrailage en travées et aux appuis à l'ELU.

➤ Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$\bullet A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles /m² de HA8.

➤ ELS :

$$\alpha = 0.66 \Rightarrow u_x = 0.0801 \quad u_y = 0.530$$

- **Sens x-x** : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0801 \times 8.36 \times 6^2 = 24.1 \text{ t.m}$
- **Sens y-y** : $M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.530 \times 30.52 = 12.77 \text{ t.m}$

❖ Le tableau suivant résume les résultats de ferrailage à l'ELS:

	Dans le sens (x x)		Dans le sens (y y)	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_s (t.m)	12.05	20.50	6.38	10.86
A_s (cm ² /ml)	16.52	30.64	8.35	14.73
A_s RPA (cm ² /ml)	2.5	2.5	2.5	2.5
Choix des barres	12HA14	10HA20	10HA12	10HA14
$A_{s\text{ odpt}}$ (cm ² /ml)	18.48	31.4	11.3	15.4
Espacement (cm)	15	10	10	10

Tableau VI.3 : Ferrailage en travées et aux appuis à l'ELS.

❖ Le tableau suivant résume le choix de ferrailage adoptés :

	Dans le sens (x x)		Dans le sens (y y)	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Choix des barres	20HA12	22HA16	10HA12	10HA14

Tableau VI.4 : Ferrailage adopté en travées et aux appuis .

VI.1.2 Calcul du voile périphérique sous chargement sismique :

Le ferrailage du voile périphérique est fait dans le chapitre précédent (chapitre VI.3) Ferrailage des voiles) qui se fait pour une bande de largeur (d).

N.B : Exposé de la méthode :(voir chapitre VI. Ferrailage des voiles).

❖ Les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau suivant :

Sens Longitudinal		
Ferrailage des voiles périphériques V3		
Caractéristiques géométriques	L(m)	6.55
	e(m)	0.25
	B(m ²)	0.41
	d(m)	1.64
	L0(m)	1.64
	Lc(m)	0
	Lt(m)	6.55
	Observation	SET
Ferrailage en zone d'extrémité	A _{v1} (cm ²)	278.3
	A _{v1adpt} (cm ²)	289.44
	Choix des barres	20HA32+16HA32
	St (cm)	10
Ferrailage en zone médiane	A _{v2} (cm ²)	203.15
	A _{v2adpt} (cm ²)	206.22
	Choix des barres	42HA25
	st(cm)	15
Armatures verticales totales	A _{vadpt} (cm ²)	785.1
Armatures horizontales totales	AA _h (cm ²)/ml/nappe	14.98
	SSection d'about(cm ²)	18.07
	Choix des barres	16HA12
	S _t (cm)	10
	Section courante(cm ²)	18.84
	Choix des barres	24HA10
	S _t (cm)	20
Vérification des Contraintes	N _s (KN)	2529.59
	σ _b (MPa)	2.1 < 15
	τ _b (MPa)	2.8 < 5
	τ _u (MPa)	2.0 < 2.5

Tableau VI.5 : Ferrailage de voile sous chargement sismique.

VI.2. Étude des fondations :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.

VI.2.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%).$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q = 23572.34 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{23572.34}{20} = 1178.617 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{1186.77}{1807.04} = 65.22 \% > 50 \%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.2.2. Pré dimensionnement du radier :

■ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm.

- Selon la condition forfaitaire :

Sous voile : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$ $L_{\max} \rightarrow 545 \text{ m}$; $68.125 \leq h \leq 109$,
on prend $h = 90 \text{ cm}$.

- ##### - La dalle :
- la dalle de radier doit satisfaire à la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$
Avec une hauteur minimale de 25 cm, $h_d \geq \frac{545}{20} = 27.5$ On prend : $e_d = 50 \text{ cm}$.

■ Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

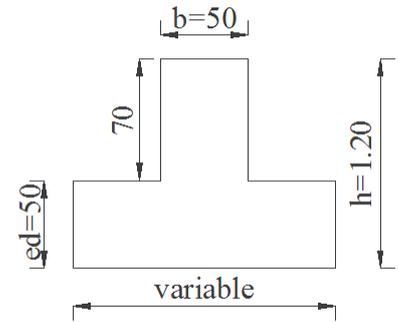
L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.45\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.17 \text{ m} \quad \text{Soit : } h = 120 \text{ cm}.$$

Conclusion: D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

h = 120cm Hauteur de la Nervure
 $e_d = 50$ cm épaisseur de la dalle
 b = 50 cm Largeur de la nervure



■ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

superstructure : À l'ELU : $N_u = 32749.73$ Ton.

À l'ELS : $N_s = 23572.34$ Ton.

$$\text{À l'ELU : } S_{\text{radier}} = \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{32749.69}{1.33 \times 20} = 1231.20 \text{ m}^2.$$

$$\text{À l'ELU : } S_{\text{radier}} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{23572.37}{20} = 1178.62 \text{ m}^2.$$

$$\rightarrow S_{\text{bat}} = 1807.04 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{ELU}}, S_{\text{ELS}}) = 1231.20 \text{ m}^2.$$

Remarque:

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_{\text{ner}}}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) = 60 \text{ cm}.$$

On ajoute au radier un débord de 100 cm dans les quatre sens ; on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} \rightarrow S_{\text{rad}} = 1976.36 \text{ m}^2$

■ **Calcul des sollicitations a la base du radier:**

1) **Charges permanentes :**

- Poids du bâtiment : **G bat** = 17392.16 Ton.
- Poids du radier : **G rad** = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante = $((1976.36 \times 0.5 \times 2.5) + (0.7 \times 483.86 \times 2.5) + (1423.88 \times 0.55 \times 1.7) + (1423.88 \times 0.15 \times 2.5)) = 5182.50$ Ton

2) **Charges permanentes :**

- Surcharge du bâtiment : **Q bat** = 6180.21 Ton.
- Surcharge du radier : **Q rad** = $(1976.36 \times 0.5) = 988.18$ Ton.

■ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

Centre de gravité du radier :

$$\mathbf{XG} = 26.48\text{m} ; \mathbf{YG} = 20.16\text{m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$\mathbf{I_{xx}} = 1051402.50\text{m}^4; \mathbf{I_{yy}} = 1810956.42\text{m}^4.$$

VI.2.3. Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier:

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) rapporté à la base du radier tel que :

$$M = M_0 + T_0 \times h \text{ Avec :}$$

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

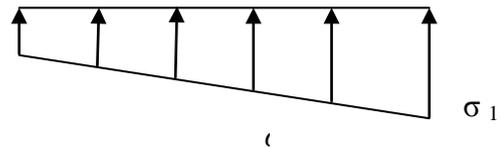


Figure VI.2 : Diagramme des contraintes du sol

On doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{SOL} ; \text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Cas accidentels : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{SOL} \quad \text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

		N(Ton)	M(Ton.m)	Surface rad(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	σ_1 (Ton/m ²)	σ_2 (Ton/m ²)	σ_m (Ton/m ²)
sens x-x	ELU	32749.73	708388.35	1976.36	1810956.42	26.48	26.93	6.21	21.75
	ELS	23572.37	510637.79	1976.36	1810956.42	26.48	19.39	4.46	15.66
	G+Q ± E	23572.37	593358.24	1976.36	1810956.42	26.48	20.60	3.25	16.27
	0.8G ± E	13913.73	389751.55	1976.36	1810956.42	26.48	12.74	1.34	9.89
sens y-y	ELU	32749.73	1006740.51	1976.36	1051402.50	20.16	35.87	-2.73	26.22
	ELS	23572.37	724951.86	1976.36	1051402.50	20.16	25.83	-1.97	18.88
	G+Q ± E	23572.37	830842.95	1976.36	1051402.50	20.16	27.86	-4.00	19.89
	0.8G ± E	13913.73	536223.26	1976.36	1051402.50	20.16	17.32	-3.24	12.18

Tableau VI.6:Vérification des contraintes.

- **Conclusion :**

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

VI.2.4. Vérification au renversement :

Sous l'effet des forces horizontales, la structure aura tendance à se renverser.

Pour cela on doit vérifier la condition suivante : $\frac{M_S}{M_R} > 1,5$

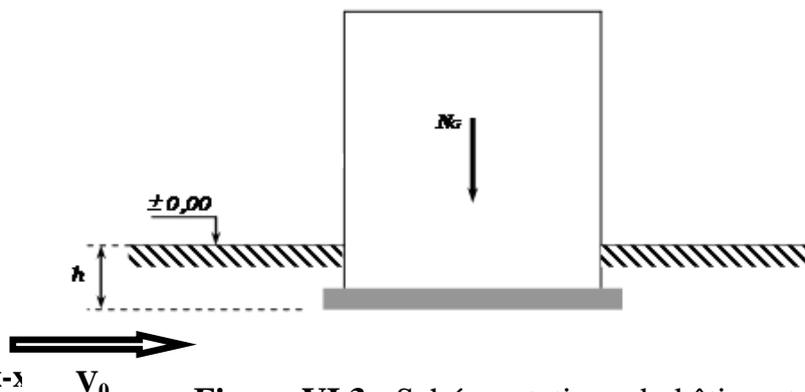
Avec : M_S : Moment stabilisant sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement sous l'effet des forces sismiques.

h : Profondeur d'ancrage.

V_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

M_0 : Moment à la base de la structure.



• **Sens x-x** V_0 **Figure VI.3 :** Schéma statique du bâtiment.

$M_0 = 78458.823$ Ton.m

$V_0 = 3551.36$ Ton; $h = 9$ m.

$$M_R = M_0 + V_0 \cdot h \Rightarrow M_R = 110421.063 \text{ Ton.m.}$$

$$M_S = N_G \cdot e_x = 383788.867 \text{ Ton.m.}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{383788.867}{110421.063} = 3.47 > 1.5.$$

- **Sens y-y :**

$$M_R = 131029.628 \text{ Ton.m.}$$

$$M_S = 537915.214 \text{ Ton.m.}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{537915.214}{131029.628} = 4.10 > 1.5.$$

VI.2.5. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{32749.73 \times 1}{1976.36} \times \frac{5.45}{2} = 45.15 \text{ Ton.}$$

$$\tau_u = \frac{164.608 \times 10^4}{1000 \times 270} = 1.67 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \quad \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.2.6 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

VI.2.6.1 Ferrailage de la dalle

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considère le panneau le plus sollicité, et on généralise le ferrailage pour le reste des panneaux. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 26.22 - \frac{5182.50}{1976.36} = 23.60 \text{ Ton/m}^2.$$

$$q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 18.88 - \frac{5182.50}{1976.36} = 16.25 \text{ Ton/m}^2.$$

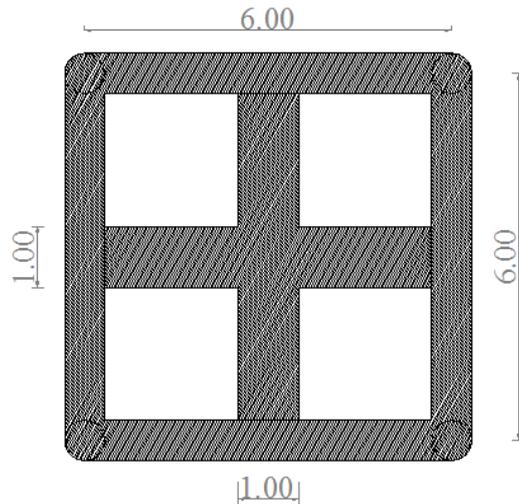


Figure VI.4 : Dimensions du panneau de dalle

Le tableau suivant résume le ferrailage de la dalle pleine :

		Mt (Ton.m)	At (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Ma (Ton.m)	At (cm ²)	Aadopté (cm ²)	es (cm)
ELU	sens x-x	23.58	15.74	8 HA 16 = 16.07	15.72	10.33	8 HA 14 = 12.32	13
	sens y-y	23.58	15.74	8 HA 16 = 16.07	15.72	10.33	8 HA 14 = 12.32	13
ELS	sens x-x	16.32	10.74	8 HA 14 = 12.32	10.82	7.04	8HA 12 = 9.03	13
	sens y-y	16.32	10.74	8 HA 14 = 12.32	10.82	7.04	8HA 12 = 9.03	13

Tableau VI.7:Ferrailage de la dalle pleine.

Remarque:

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

VI.2.6.1.1 Vérification à l’ELU:

a) Condition de Non Fragilité : (Art.B.7.4/BAEL91)

➤ **Sens x-x:**

$$A_s = \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0.0008 \times 100 \times \frac{30}{2} \times \left(3 - \frac{6}{6} \right) = 4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{OK.}$$

➤ **Sens y-y:**

$$A_s = \rho_0 \times b \times h_t = 0.0008 \times 100 \times 50 = 4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{OK.}$$

Avec: $\rho_0 \rightarrow 0.0008 \rightarrow$ Taux d'armatures dans chaque direction.

b) Vérification de l’effort tranchant :

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3.33, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$P = q_u \times l_x \times L_y = 23.60 \times 6 \times 6 = 849.6 \text{ Ton}$$

$$V_u = \frac{P}{3L} = 47.20 \text{ Ton} ; \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{47.20 \times 10^4}{1000 \times 450} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_\mu \dots\dots\dots \text{ok.}$$

c) Écartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL99)

$$S_t^{\max} = \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

On a

$$S_t = 13\text{cm} < S_t^{\max} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_\mu = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} (\Psi_s = 1.5 \text{ pour les hautes adhérences) .}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{47.20 \times 10^4}{0.9 \times 2500 \times 220} = 0.95 \text{ MPa.}$$

Avec U_i : périmètre utile de la barre

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_\mu \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

VI.2.6.1.2 vérification à l'ELS:

Sens xx (ou sens yy) :

c) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

• **Aux appuis :**

$$M_a = 10.82 \text{ Ton.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = k_1 \times \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} ;$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 12.32}{100 \times 25} = 0.4928 \quad k_1 = 32.25 \text{ et } \beta = 0.8942$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.82 \times 10^7}{0.8942 \times 450 \times 12.32 \times 10^2} = 218.26 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{218.26}{32.52} = 6.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travées :**

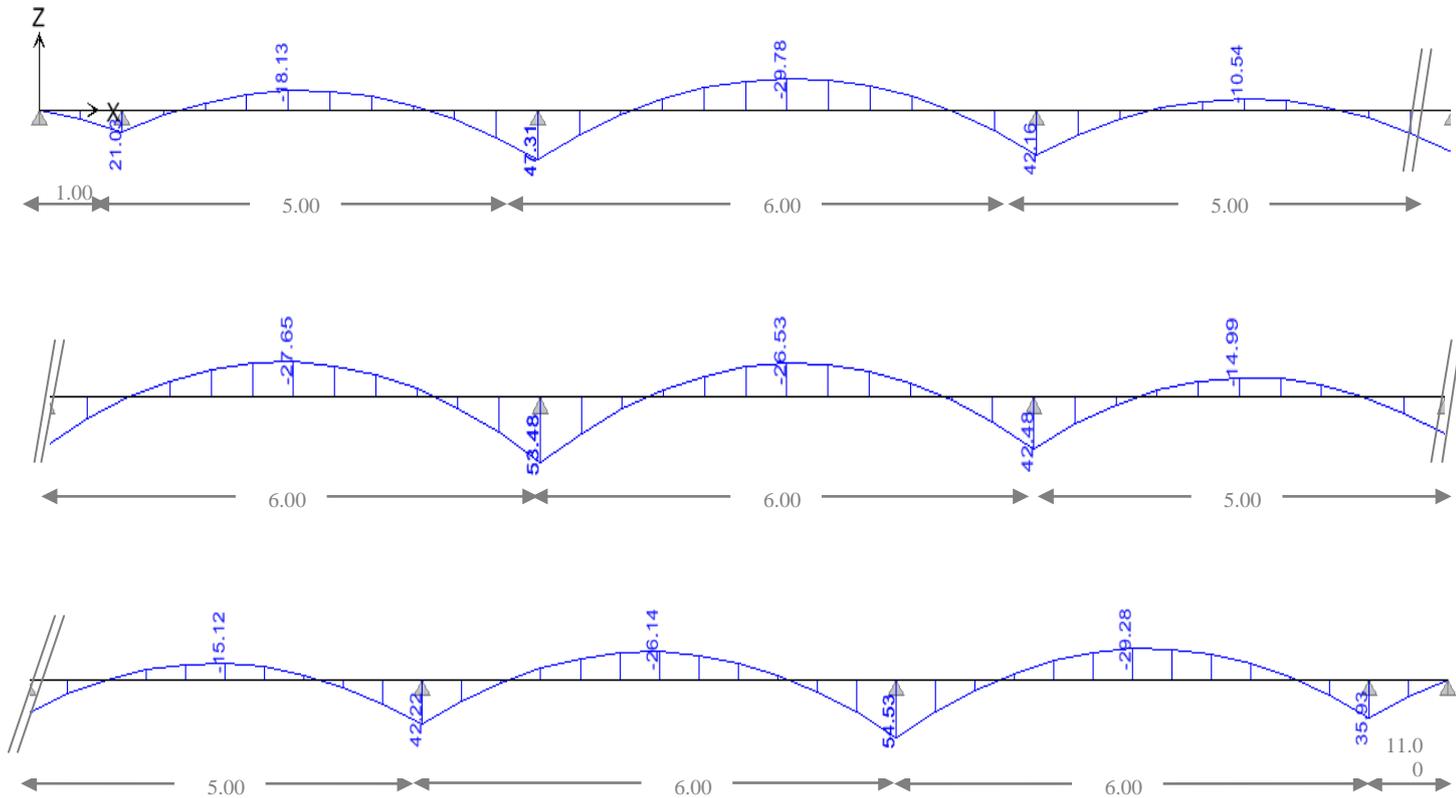
$$M_t = 16.32 \text{ Ton.m}$$

$$\rho_1 = 0.6428 \quad k_1 = 27.39 \quad \beta = 0.882$$

$\sigma_s = 255.87 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 9.34 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

VI.2.6.2 Ferrailage de la nervure:

VI.2.6.2.1 Diagrammes des moments (Ton.m):



❖ Le tableau suivant résume le ferrailage de la nervure :

	M_{max} (Ton.m)	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Choix des barres
Aux appuis	54.53	15.03	16.07	8HA16
En travées	29.78	8.076	9.03	8HA12

Tableau VI.7: Ferrailage de la nervure.

VI.2.6.2 Vérification à l'ELU:

a) Condition de Non Fragilité:

$$A_t = \frac{0.23b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 108 \times 2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2.$$

- En travée : $A_s = 9.03 \text{ cm}^2 > 6.52 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.
- Aux appuis : $A_s = 16.07 \text{ cm}^2 > 6.52 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

d) Vérification à l'effort tranchant : $V_u^{\max} = 527.8 \text{ KN}$.

Les fissurations étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3.33, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{bd} = \frac{527.8 \times 10^3}{500 \times 1080} = 0.97 \text{ MPa}.$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau}_\mu \text{ Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_\mu = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} . (\Psi_s = 1.5 \text{ pour les hautes adhérences}) .$$

$$\tau_{se} = \frac{V_\mu}{0.9d \sum U_i} = \frac{527.8 \times 10^3}{0.9 \times 1080 \times 352} = 1.54 \text{ MPa}.$$

Avec U_i : périmètre utile des barres

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_\mu \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.2.6.2.3 Calcul des armatures transversales :

• Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12, 34.28, 50 \right\} = 12 \text{ mm}.$$

Les armatures transversales sont réalisées par double cadres de $\phi 8$.

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 .$$

• Calcul des espacements des barres transversales :

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui, la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})}{0.9 f_e} \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.14 f_{cj}^{1/2})} \leq \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{50 \times 1.15 (0.97 - 0.14 \times 5)} \\ S_t \leq 46.6 \text{ cm}.$$

- **Espacement max des armatures transversales :**

$$S_{tmax} \leq \min (0.9d ,40) = (97.2 ,40) = 40 \text{ cm.}$$

- **En zone nodale** : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} = \min\{30 ; 19.2\} = 19.2 \text{ cm}$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}$; soit: $s_t = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales minimales :**

- **En zone nodale** : $A_{tmin} = 0.003S_t b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$

- **En zone courante** : $A_{tmin} = 0.003S_t b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$

VI.2.6.2.4 Vérification à l'ELS :

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée : $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

- **Aux appuis:**

$$u = 0.066 \rightarrow \alpha = 0.085.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{545.3}{617.5} = 0.88.$$

$$\alpha = 0.085 < \frac{0.88-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.2.$$

- **En travée :**

$$u = 0.036 \rightarrow \alpha = 0.046 .$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{297.8}{337.2} = 0.88 .$$

$$\alpha = 0.085 < \frac{0.88-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.2.$$

Conclusion:

La condition est vérifiée en travée et aux appuis donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude

que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes et règlements en vigueur.

On a aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ETABS que nous avons utilisé durant l'étude de projet tout en tenant compte des préconisations du RPA.

Les résultats technique et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Actuellement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique, mais le comportement dynamique d'une structure en vibration, ne peut être approché de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçue que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

On espère, par le biais de ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

- REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE-

Règlements :

Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003

Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.

Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

technique règlementaire DTR B.C.2.2.

Règles de

Règles de

Document

Ouvrages :

- Calcul pratiques des tours en béton armé
Marius DIVERS, DULOD (Paris 1972).

- Formulaire du béton armé
Victor Davidovici

- Calcul des ouvrages en béton armé
Mohamed Bellazougui

- Cours de béton armé
U.J.F Grenoble I

- Cours de béton armé aux états limites
Pierre charon

- Ouvrages en béton armé
H.Renaud

- Aide-mémoire RDM
Edition Dunod

Cours et TD des années de spécialité.

Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.