



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
GENIE CIVIL
STRUCTURES

Réf. : S30

Présenté et soutenu par :
NOUICHI Yamina

Le : lundi 25 juin 2018

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation(R+10)/sous sol contreventement mixte

Jury :

Mme. Chadli Mounira	MAA	Université de Biskra	Président
M. Chabi Samia	MAA	Université de Biskra	Examineur
Dr. Taallah Bachir	MCA	Université de Biskra	Rapporteur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur en l'occurrence

Mr Taalah Bachir

Pour ses merveilleux conseils, et orientations.

Nous remercions tous nos enseignants pour l'enseignement qu'ils nous ont donné durant notre cycle universitaire.

Sans oublier les membres du jury d'avoir accepté de nous honorer par leur participation au jury.

*Ainsi nous présentons nos remerciements à l'ensemble des étudiants du département de **GENIE CIVIL**.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers aux mondes, ma mère, mon père, mon marie, mes frères et mes sœurs

*Pour mon fils Abd elraouf
et mes filles Djana-Iness*

A toute la famille Nouichi –Nedjahi sans exception

A toute les amis et les gens que je connais de près ou de loin.

A toute mes enseignants du primaire à département génie civile

A toute la promotion juin 2018

yamina



SOMMAIRE

Resumé	
Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
▶ Introduction	02
▶ Présentation de l'ouvrage	02
▶ Description architecturale	02
▶ Données du site	02
▶ Description de l'ouvrage	03
▶ Caractéristiques géométrique	04
Chapitre II : Prédimensionnement	
▶ Introduction	12
▶ Pré dimensionnement des poutres	12
▶ Pré dimensionnement des planchers	14
▶ Pré dimensionnement les voiles	15
▶ Descente des charges	16
Chapitre III : Eléments Secondaires	
▶ Les planchers	23
▶ L'acrotère	44
▶ L'escalier	51
▶ Balcon	60
▶ Cage d'ascenseur	69
Chapitre IV : Etude dynamique	
▶ Etude au vent	81
▶ Etude sismique	91
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
▶ Les combinaisons d'action	115
▶ Ferrailage des poteaux	117
▶ Ferrailage des poutres	128
▶ Ferrailage des voiles	140
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
▶ Voile périphérique	148
▶ Ferrailage des fondations	152
▶ Ferrailage des nervures	165
Conclusion	
Bibliographie	

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Fig.I.01. Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL).....	06
Fig.I.02 Diagramme Déformation - Contrainte d'acier	06

Chapitre II : pré-dimensionnement

Fig.II.01 schéma des poutrelles	14
Fig.II.02. Schéma de la dalle corps creux.....	15
Fig.II.03. Coupe de voile en élévation.	15

Chapitre II-2 : Descente des charges

Fig.II.04. descent des charges.....	17
Fig.II.05. La surface afférente par poteau intermédiaire	17

Chapitre III : Eléments secondaires

Fig.III.01. Types des nervures	25
Fig.III.02. plancher terrasse type A.....	25
Figure III-3 : Diagramme de moment ELS type A.....	29
Figure III-4: Diagramme de moment ELU type A.....	29
Figure III-5 : Diagramme de l'effort tranchant type A.....	29
Figure III-6 : plancher étage courant type B	29
Figure III-7 : plancher terrasse type C	33
Figure III-8 : Diagramme de moment ELU type C.....	36
Figure III-9: Diagramme de l'effort tranchant type C.....	36
Figure III-10: Diagramme de moment ELS type C.....	36
Figure III-11 : plancher étage courant type C.....	36
Figure III-12 : Diagramme de moment ELU type C.....	38
Figure III-13: Diagramme de l'effort tranchant type C.....	38
Figure III-14: Diagramme de moment ELS type C.....	38
Fig.III.15 : Ferrailage de nervures.....	41
Fig.III.16 : Ferrailage des planchers.....	42
Fig.III.17 : Ferrailage Ferrailage <i>La dalle mince</i>	43
Fig.III- 18: Schéma statique de l'acrotère.....	44
FigIII.19: schéma de ferrailage de l'acrotère.....	50
Fig III-20. Schéma statique les escaliers	48
Fig.III-21: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	51
FigIII-22 :Schéma statique de balcon	60
Fig III-23 :Diagramme des forces internes	61
Fig. III-24 : Ferrailage de la console	64
FigIII-25 : Schéma statique balcon terrasse	65
Fig III-26 : Diagramme des forces internes.....	65
Fig III 27 :ferrailage de la cage d'ascenseur.....	74
Fig III 28 : <i>Ferrailage la dalle terrasse de l'ascenseur</i>	80

Chapitre IV: Etude dynamique

Fig.IV-1..Premier variante des voiles.....	97
Fig. IV-2. Disposition des voiles en RDC de la structure	101

Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

Fig.V-01. section de poteau.....	124
Fig V-2 Ferrailage poteau (65x65)	127
FigV-3.-schéma descriptif.....	134
Figure V-4 : Ferrailage des poutres principales.....	139
Figure V-5: Ferrailage des poutres secondaire.....	139
Fig V-6 Ferrailage voile plein.....	147
Fig V-7-ferrailage du trumeau	147
Fig V-8-ferrailage du linteau	147

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Fig.VII.01 Ferrailage du voile	151
Fig.VII.02Ferrailage du radier.....	166
Fig.VII.03Ferrailage du nervure.....	167

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation (R+10/sous sol), implanté à la wilaya de Constantine. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les règlements de calculs et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), Cette étude contient la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher).

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel ROBOT2014, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminer le travail avec une conclusion générale.

الملخص:

بصدد إعداد مذكرة التخرج, قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة للاستخدام السكني, متكونة من طابق ارضي +عشر طوابق و التي ستنشأ في ولاية قسنطينة المصنفة ضمن المناطق المتوسطة زلزاليا حسب النظام الجزائري

RPA99.V2003. في المذكرة استعملنا القوانين مثل RPA99.V2003 و BAEL91

هذه المذكرة تحتوي على :

وصف عام للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة وبعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية. كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية والثانوية للبناية, وفي الأخير سوف نستعمل برنامج ROBOT 2014 من اجل القيام بالدراسة الزلزالية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة على البناية.

وفي آخر هذه المذكرة ننتهي بخاتمة عامة لهذا العمل.

INTRODUCTION GENERALE

Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, un ferrailage inadéquat ou une mauvaise qualité d'exécution. La conception et le dimensionnement d'une structure que ce soit un bâtiment, un ouvrage d'art ou toute autre construction ayant une fonction particulière sont l'œuvre d'une équipe pluri disciplinaire dont au moins un ingénieur Génie Civil.

L'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales. Le but de la présente étude est de proposer une structure en béton armé d'un bâtiment, comportant un RDC plus 8 étages à destination d'habitation (**R+10**)/sous sol, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, en déterminant les sections de béton et d'acier nécessaires afin que la superstructure transmette sans contraintes majeures à l'infrastructure les charges qui lui sont appliquées.

Présentation du projet

I-1. Introduction :

Le but d'un calcul d'une structure est d'assurer que son comportement demeurera compatible pendant toute la durée de sa vie.

En fait, il n'est qu'une procédure de vérification de projet conçu à partir de l'expérience accumulée de l'intuition acquise et essentiellement de l'invention de l'ingénieur.

Par ailleurs, elle n'est pas la seule méthode susceptible de garantir qu'un ouvrage offre une probabilité satisfaisante, de supporter sans dommage les charges prévues, il y va qu'une structure n'est durable que si les matériaux utilisés à leur mise en œuvre répondent aux exigences des qualités sur lesquelles sont basés les calculs.

I-2. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R+10)/sous sol à usage d'habitation, qui se présente sous forme de " Rectangle ", contre venté par un système mixte (portique + voile). Cet ouvrage sera implanté dans une région classée en Zone (II_A) (wilaya de CONSTANTINE), de moyenne sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A99 version 2003)

Le bâtiment comporte dans le RDC de deux d'appartements (F3) et les étages courants trois appartements (F3) + un appartement (F1) .

I-3. Description architecturale :

- ◆ Largeur en plan : 24,40m
- ◆ Longueur en plan : 24,50 m.
- ◆ Hauteur d'étage : 3,06 m.
- ◆ Hauteur des niveaux supérieurs : 3,06 m.
- ◆ Hauteur totale : 34.26 m.

I-4. Données du site :

- ◆ Le bâtiment est implante dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone moyenne sismicité (zone IIa) .
- ◆ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ◆ Le site est considéré comme meuble : catégorie S3.
- ◆ Contrainte admissible du sol $\sigma = 2bars$

I- 5. Description de l'ouvrage:

I-5.1. Le contreventement :

- la structure est contreventée par portique et voiles, dans les deux sens assurant une stabilité du bâtiment lors d'un séisme ou d'un vent, et présentant une résistance aux sollicitations dues aux charges verticales.

I-5.2. Les planchers:

- En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher semi préfabriqué (corps creux, poutrelles et dalle de compression) pour les raisons suivantes :
- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
- Economie dans le cout de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux)

I-5.3. Les escaliers :

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

I-5.4. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ✓ Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- ✓ Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

I-5.5. L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I-5.6. Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible

I-5.7. Ascenseur : Dans ce projet, on admet l'utilisation d'un ascenseur de 400 Kg qui est destiné pour transporter 5 personnes.

I-6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I-6.1. introduction :

On appelle « **Béton** » le matériau constitué par le mélange des proportions convenables des ciments, de granulats (**sable + gravier**) et d'eau.

Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans un béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction..

Nous allons étudier successivement chacun des constitutions du béton armé

(Béton + acier) .

I-6-2. Etude du béton :

Le béton destiné au béton armé se différencie du béton ordinaire par son dosage et par la grosseur des granulats utilisés dont le diamètre est supérieure à **5 mm (gravillon, cailloux)**

Dans la construction de cet ouvrage, le béton armé utilisé se conforme bien aux règles des conceptions, et de calcul des ouvrages au béton armé (**B.A.E.L 91**), ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie (**RPA99**)

Le béton se prépare soit sur chantier, soit en centrale à béton

1- résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton dans le cas courant est défini par sa valeur de résistance à la compression à 28 jours celle-ci est noté f_{c28} est dite valeur caractéristique requise, elle est généralement donnée à partir des essais effectués en laboratoire.

15 à 20 MPa à 28 jours \implies béton de qualité moyenne

20 à 25 MPa à 28 jours \implies béton de bonne qualité

25 à 35 MPa à 28 jours \implies béton de très bonne qualité

2- Résistance a la traction :

La Résistance à la traction à « j » jour et déduit de la résistance a la compression d'on :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)} ; \text{ pour notre : } f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = 2.1 \text{ (MPa)}$$

3-Dosage du béton :

Il est d'un dosage 350 kg /m³ de ciment portland composé (CPJ-CEM II/A) de classe 325, la construction par 01 m³ de béton sera la suivant :

- 350 kg de ciment
- 400 litres de sable
- 800 litres de gravier
- 175 litres d'eau

4- les granulats :

Les granulats comprennent les sables et le gravier, on doit connaître la plus grande dimension D_{max} des granulats utilisés.

- sable 0/5
- gravillon 5/15
- gravier 5/25

Donc : $D_{max} = 25 \text{ mm}$

La granulométrie c'est-à-dire la proportion des divers éléments (sable fin, sable moyen, gros sable et gravillon) entrant dans la composition du béton à une grande influence sur la résistance de ce dernier, en générale les granulats utilisés en béton armé ont une dimension qui varie de (25 à 30) mm

5- module de déformation longitudinale du béton :

(Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Il est fonction selon l'action des contraintes de longue ou courte durée :

- module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$
- module différé : $E_r = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$

6- coefficient de poisson : (Art A.2 1 3 BAEL91)

$\nu = 0 \quad \Rightarrow \quad \text{à E.L.U}$

$\nu = 0.2 \quad \Rightarrow \quad \text{à E.L.S}$

7- contrainte limite à E.L.U : (Art 4 –3 .41 BAEL91)

La contrainte limite de compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.15 \quad \Rightarrow \quad \text{combinaison courante}$

$\gamma_b = 1.5 \quad \Rightarrow \quad \text{combinaison accidentelle}$

8 - contrainte limite de cisaillement : (Art A – 5.1.21 BAEL91)

- fissuration non préjudiciable : $\tau_u = \text{Min} \{0.2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}\}$

- fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u = \text{Min} \{0.15 * f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA}\}$$

9- diagramme contrainte déformation de calcul :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \implies \sigma_{bc} = 0.25 f_{bc} \cdot 10^3 \varepsilon_{bc} \quad (4 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}) \text{ MPA}$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \implies \sigma_{bc} = f_{bc} \text{ (MPA)}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

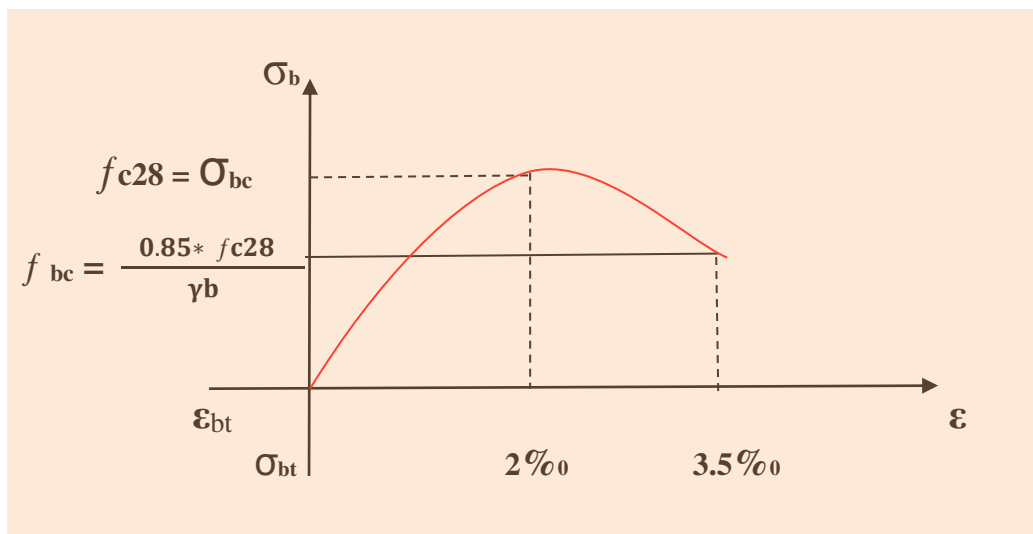


Fig.I-1 diagramme contrainte- déformation du béton

10- Etude des aciers :Définition :

Les aciers sont des alliages fer + carbone, en faible pourcentage et les aciers utilisés pour le béton armé sont ceux de :

- nuance douce (0.15 à 0.25) % de carbone.
- nuance mi – dure et dur (0.25 à 0.4) % de carbone.
- les aciers utilisés pour constituer les armatures en béton de notre construction sont :
- ronds lisses.
- acier haute adhérence (haute teneur de carbone)
- treillis soudés.

11 – caractéristique mécanique :

Parmi les caractéristiques mécanique les plus importantes est la limite d'élasticité (c'est le f_e), car en fonction de celle –ci quand détermine l'effort maximal que peut supporter une barre, ces valeurs de sont tirés à partir du diagramme (contrainte – déformation)

Le module d'élasticité longitudinale d'acier nié (E_s) est pris égale à 2.10^5 MPA

Les valeurs de fer des différentiels types d'acier sont données par le tableau suivant:

type	nuance	Fe – Mpa
Ronds lisses (R.L)	FeE 215	215
	FeE 235	235
HA	FeE 400	400
	FeE 500	500
Treillis soudés	TL 505 ($\emptyset > 6$)	505
	TL 520 ($\emptyset > 6$)	520

12- Contrainte d'acier à L'E.L.U :

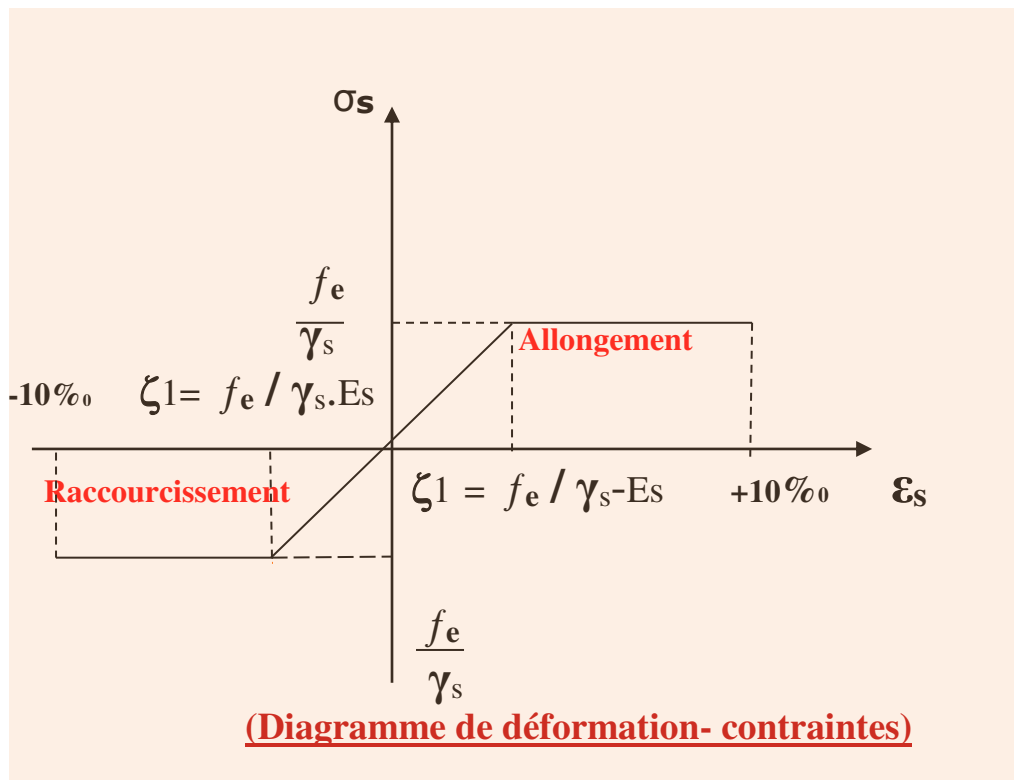
Contrainte de calcul à L'E.L.U des armatures longitudinales donné en fonction :

Définition ζ_{sc} par le diagramme de calcul suivant :

- f_e : contrainte coresponsable à la limite d'élasticité.
- ζ_{sc} : déformation correspondante à la limite d'élasticité

$$\gamma_s = 1.15 \quad \Rightarrow \quad \text{cas accidentelle}$$

$$\gamma_s = 1.5 \quad \Rightarrow \quad \text{cas générale}$$



FigI-2 Diagramme de déformation-contraintes d'acier

13- la contrainte limite de traction d'acier à L'E .L.S :

La contrainte admissible de l'acier à L'E.L.S (état limite d'ouverture des fissures) et donnée en fonction de la fissuration considérée

- fissuration peu préjudiciable : (BAEL9 /Art 4-5-32)

* Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

* les parements susceptible d'être fissurée ne sont pas visible ou ne font pas l'objet de condition spécifique concernant l'ouverture des fissures

Donc il n'y a aucune vérification à faire a pour Gs.

- fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

Les éléments en cause sont exposés aux intempéries à des condensations ;

Ou peuvent être alternativement émergés ou noyés ou non douce.

$$\bar{\sigma}_s = \bar{\zeta} = \min \{ 2/3 f_e, \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n + ftj}) \}$$

- fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

Les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (eau de mer), on doit assurer une étanchéité.

*** la contrainte de traction des armatures est limité à :**

$$\sigma_s = 0.8 \bar{\zeta}$$

n : coefficient de fissuration, il vaut :

n = 1.6 : pour les barres au fils H.A de diamètre au moins égales à 6 mm et 1.3 pour les fils des diamètres inférieure a 6 mm

n = 1 : pour les barres et fils rond lisse.

*** Les contraintes de calcul de notre projet :**

A - béton :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.5 \text{ MPA}$$

- Ciment C.P.A 325 doses à 350 kg /m³

- Sable : 0/5

- gravillon : 3/8 : Dmax 25 mm

*** cas normal :**

$$\gamma_b = 1.5 \quad \Longrightarrow \quad f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$\gamma_b = 1.15 \quad \Longrightarrow \quad f_e = 400 \text{ MPA} \quad \Longrightarrow \quad \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

B – Les aciers :

- on utilisé l'acier FeE 400 pour les barres H .A

- on utilisé l'acier FeE 235 pour les cadres épingle et étriers

*** notion d'état limite et sollicitation de calcul :**

Un état limite dans lequel se trouve un structure ou un élément de structure est tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus à la fonction pour les quelles il est conçu, on distingue deux catégorie d'état limite :

- ❖ Les états limites E .L.U
- ❖ Les états limites de services E.L.S

A – Etat limite ultime :

C'est un état le dépassement esquivant a la ruine de la structure on distingue :

- Etat limite d'équilibre statique qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne la non rupture de l'ouvrage c'est-à-dire que l'ouvrage ne doit pas de rompre sous les effets des efforts qui lui sont appliqués, ceci conduira à déterminer par exemple les qualités d'armatures en acier à placer dans le volume de béton.
- Etats limite de stabilité de forme concerne les pièces élancées soumises à un effort de compression axiale ces pièces doivent résister aux risque de flambement.

B – Etat limite de service :

C'est un état qui correspond a des critères dont le non respect ne permet pas a l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaites, on distingue :

- Etat limite de service vis-à-vis la compression du béton : des désordres graves peuvent apparaître dans les éléments
- Etat limite d'ouverture des fissures : concerne la corrosion des armatures insuffisamment protégés, des fonctions d'étanchéité.

*** état limite de service de déformation :**

des déformation très importante de l'ouvrage peuvent créer des désordres fissuration des cloison ou de carrelage sur une dalle trop fléchi.

*** sollicitation de calcul :**

Les sollicitations sont les effets provoqué en chaque points et sur chaque section de la structure, pour les actions qui exercent sur elles, les sollicitations sont les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux, et les moments de torsion.

Les sollicitations sont déterminées a partir de la combinaison d'action qui suite :

1- pour les justifications aux états limite ultimes :**1-1) situation durable et transitoire :**

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + 8 Q_2 . Q_1 + \sum 1.3 . \phi Q_i Q_i$$

Avec :

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorables

G min : l'ensemble des actions permanentes favorables

Qi : l'action variable de base.

Qi : (i) les autres actions variables dites d'accompagnements

ϕQ_i : dépend de la nature des actions considérées

1-2) situation accidentelle :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \varphi_{11} Q_i + \sum 1.3.\varphi Q_{21} Q_i$$

Avec :

FA : valeur minimale de l'action accidentelle

$\varphi_{11} Q_i$: valeur fréquence d'une actions variable

$\varphi Q_{21} Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.

*** pour les justifications a l'état limites de service :**

La combinaison d'action a considérer est dite combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + \sum \varphi_{01} Q_i$$

Pré dimensionnement

II-1.PREDIMENSIONNEMENT

II-1.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**

II-1-2.Les Poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, leurs rôles est transmettre aux poteaux, les efforts dus aux charges et surcharges ramenés par les planches.

1-Les Poutres Secondaires :

Condition de portée (BAEL 91)

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \dots\dots\dots \text{avec } L_{\max} \text{ la plus grande portée.}$$

$$L_{\max} = 440 \text{ cm}$$

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 440 = (29.33 \div 44) \text{ cm}$$

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

$$b = (0.3 \div 0.4) \times h = (0.3 \div 0.4) \times 35 = (10.5 \div 14) \text{ cm}$$

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

D'après les règles de (R.P.A.2003) :

❖ * les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

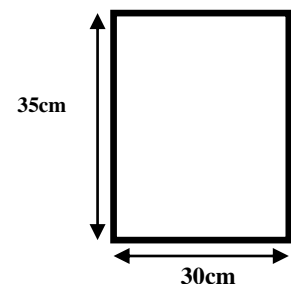
$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \rangle 20 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \rangle 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h/b \leq 4 \quad 35/30 = 1.16 < 4 \quad (\text{c.v.})$$

$$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30 \text{ cm} .$$

$$1,5 h + b_1 = 82.5 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \langle 82.5 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$



Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend la section des poutres Secondaires $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

2. Les Poutres Principales :

❖ *Condition de portée (BAEL 91) :*

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad ; \quad L_{\max} = 460 \text{ cm}$$

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 460 = (30.66 \div 46) \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$b = (0.3 \div 0.4) \times h = (0.3 \div 0.4) \times 40 = (12 \div 16) \text{ cm}$$

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

D'après les règles de (R.P.A.2003) :

❖ * les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

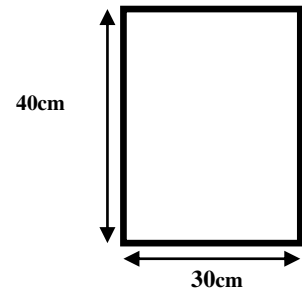
$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$h/b < 4 \quad 40/30 = 1.33 < 4 \quad (\text{c.v.})$$

$$b_{\text{Max}} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\text{Max}} = 30 \text{ cm.}$$

$$1,5 h + b_1 = 90 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 90 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$



Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend la section des poutres Principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II-1-3. Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, leurs fonctions principales sont reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations. Les prés dimensionnement seront selon les règles B.A.E.L 91 et R.P.A 99(version2003)

-Selon les règles B.A.E.L 91: Pour éviter le flambement du poteau

$$\lambda \leq 70$$

$$\lambda = 3.46 \frac{L_f}{b} \leq 70$$

$$b = h \geq 3.46 \frac{L_f}{70}$$

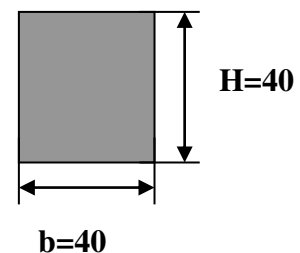
$$L_f = l_0 \times 0.70$$

$$B = h \geq 3.46 \times 0.70 \times 3.06 / 70 = 14.33 \text{ cm}$$

$$b = h \geq 14.33 \text{ cm}$$

- D'après les règles de (R.P.A.2003) :

Pour zone IIa :



- $Min(b_1, h_1) \geq 25cm$
- $Min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

On prend: $h_1 = b_1 = \mathbf{40}$ cm

$h_e = 286$ cm

-min (b_1, h_1) ≥ 25 cm

- min (b_1, h_1) $\geq h_e/20 \Rightarrow 286/20=14,3$ cm 40 cm $\geq 14,3$ cm (c.v)

- $1/4 < 1 < 4$ (c.v)

II-1-4. Les Planchers :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis creux aux corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

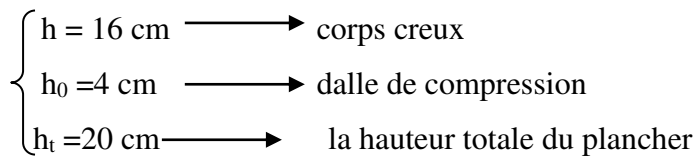
➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 440$ cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 19,55 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)



➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

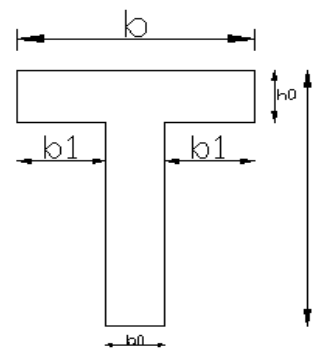


Fig .II. 1 .Schéma de poutrelle.

Soit $b = 65$ cm.

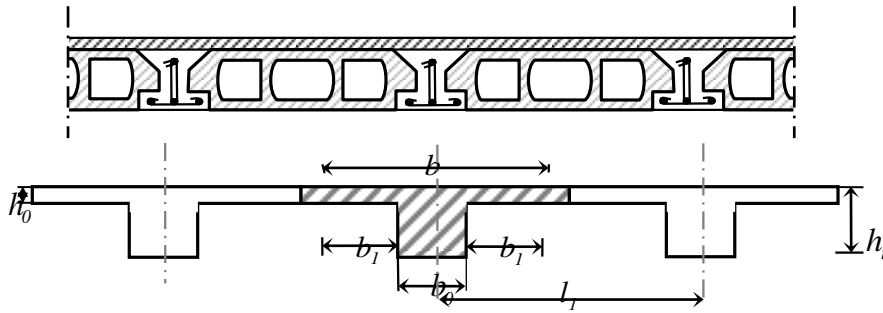


Fig II-2 . Schéma de la dalle corps creux.

II-1-5. Les Voiles :

D'après les règles de (R.P.A.2003. art 7.7.1)

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

La hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

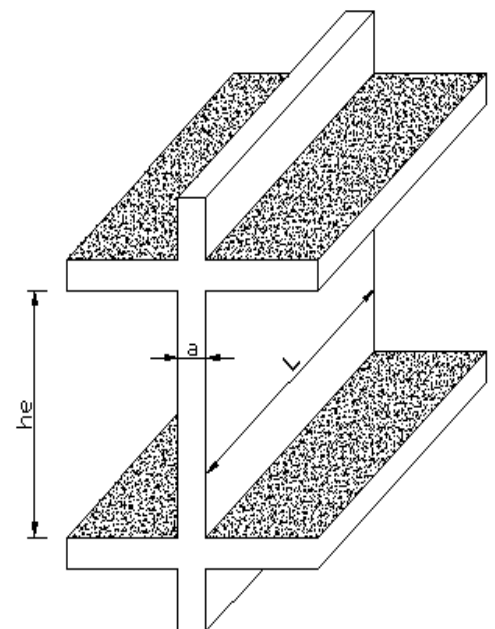
Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle

préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- étage courant +RDC ($h_e=2,66$ m)

$$e \geq \left(\frac{h_e}{20} \right) = \frac{2.66}{20} = 13. \text{ cm}$$

On prend $e=20$ cm



FigII- 3 . Coupe de voile en élévation.

II-2. Descente des charges

II-2-1. Introduction:

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

II-2-2. rôle de descente des charges:

- ✓ -Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- ✓ -Vérification de la section des éléments porteurs (voiles). (poteau)

II-2-3. descente des charges:

LOI DE DEGRESSION : DTR B.C.2.2

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

- Pour le toi ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

On étudie 3 types des poteaux :

II-2-4. charges et surcharges:

✓ Plancher :

Elément		Charge permanents	Surcharges
Plancher	terrasse	538 kg/m ²	100 kg/m ²
	Etage courant	497 kg/m ²	150 kg/m ²

✓ Mur extérieure :

Désignations	e (m)	γ (N/m ³)	Charges (N/m ²)
Enduit ciment	0.02	20 000	400
Brique creuse	0.3	14 000	4 200
Enduit plâtre	0.02	14 000	280
			G = 4 880

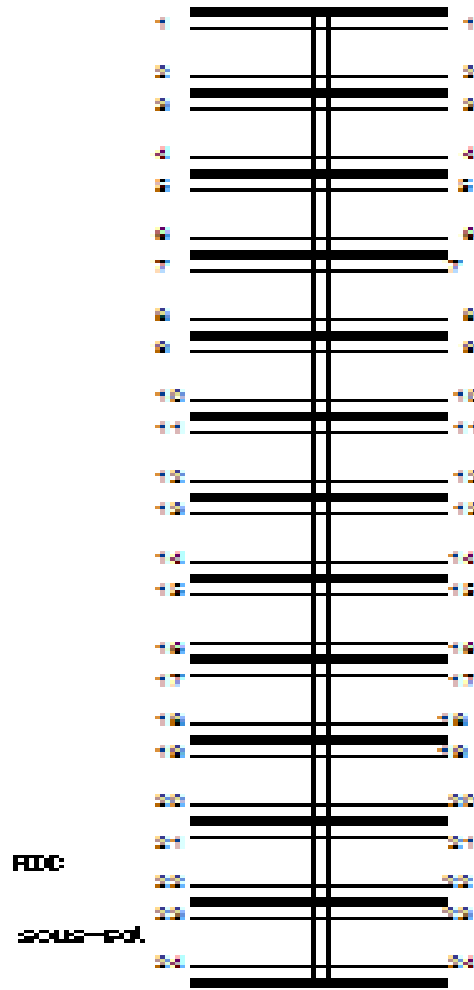


Figure. II-4 Descente des charges.

II-2-5. descente des charges sur les poteaux:

II-2-5.1. Poteau intermédiaire : B2

A- Surface afférente :

$$S_G = (2.30 + 2.175) (1,85 + 1,90)$$

$$S_G = 16,78 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2.30 + 0,4 + 2,175) (1,85 + 0,4 + 1,90)$$

$$S_Q = 20,23 \text{ m}^2$$

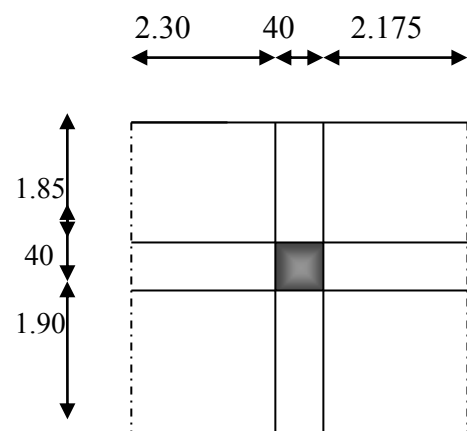


Fig.II.5. La surface afférente par poteau intermédiaire

Section	Elément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher terrasse : 538×16.78	9027.64	2023
	Poutre Principale : 300× (2.30+2.175)	1342.5	
	Poutre Secondaire : 262.5× (1.85+1.90)	984.37	
	Surcharges : 100×20,23		
2-2	Venant 1-1 :	11354.51	2023
	Poteau : 225×3.06	688.50	
3-3	Venant 2-2 :	12043.01	2023
	Plancher étage courant : 497×16.78	8349.6	3034.5
	Poutre Principale : 300× (2.30+2.175)	1342.50	
	Poutre Secondaire : 262.5× (1.85+1.90)	984.37	
	Surcharges : 150×20.23		
4-4	Venant 3-3 :	13389.48	5057.50
	Poteau : 400×3.06	1224	
5-5	Venant 4-4 :	14613.48	5057.50
	Charge permanents :	10676.47	2731.05
	Surcharges : 150×20.23× 0,9		
6-6	Venant 5-5 :	25289.95	7788.55
	Poteau : 400×3.06	1224	
7-7	Venant 6-6 :	26513.95	7788.55
	Charge permanents	10676.47	2427.60
	Surcharges : 150×20.23× 0,8		
8-8	Venant 7-7 :	37190.42	10216.15
	Poteau : 400×3,06	1224	
9-9	Venant 8-8 :	38414.42	10216.15
	Charge permanents	10676.47	2124.15
	Surcharges : 150×20.23× 0,7		
10-10	Venant 9-9 :	49090.89	12340.30
	Poteau : 400×3,06	1224	
11-11	Venant 10-10 :	50314.89	12340.30
	Charge permanents	10676.47	1820.70
	Surcharges : 150×20.23× 0,6		
12-12	Venant 11-11 :	60991.35	14161

	Poteau : 400×3,06	1224	
13-13	Venant 12-12 :	2215.35	14161
	Charge permanents Surcharges : 150×20.23× 0,5	10676.47	1517.25
14-14	Venant 13-13 :	72891.82	15678.25
	Poteau : 400×3,06	1224	
15-15	Venant 14-14 :	74115.82	15678.25
	Charge permanents Surcharges : 150×20.23× 0,5	10676.47	1517.25
16-16	Venant 15-15 :	84792.29	17195.50
	Poteau : 400×3,06	1224	
17-17	Venant 16-16 :	86016.29	17195.50
	Charge permanents Surcharges : 150×20.23× 0,5	10676.47	1517.25
18-18	Venant 17-17 :	96692.76	18712.75
	Poteau : 400×3,06	1224	
19-19	Venant 18-18 :	97916.76	18712.75
	Charge permanents Surcharges : 150×20.23× 0,5	10676.47	1517.25
20-20	Venant 19-19 :	108593.23	20230
	Poteau : 400×3,06	1224	
21-21	Venant 20-20	109817.23	21747.25
	Charge permanents Surcharges : 150×20.23× 0,5	10676.47	1517.25
22-22	Venant 21-21	120493.93	23264.5
	Poteau : 400×3,06	1224	
23-23	-Venant 22-22 :	121717.93	23264.5
	Plancher.S/sol :620×16.78 Poutre Principale : 300× (2.30+2.175) Poutre Secondaire : 262.5× (1.85+1.90) Surcharges : 150×20.23× 0,5	10403.6 1342.5 984.37	1517.25
24-24	Venant 23- 23 :	134448.4	24781.75
	Poteau : 400×3,06	1224	

Total	135672.4	24781.75
-------	----------	----------

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 220330.36 \text{ kg}$$

$$N_u = 2203303.6 \text{ N}$$

B- Vérification de la section adoptée :

On vérifie la section qu'on a adopté a base de la règle (RPA 99) avec la condition a la ELU de stabilité de forme d'une élément simplement comprimé les règle de (BAEL91 ART B.8.4, 1)

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Pour la vérification on prend le poteau la plus sollicitant.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad L_f = 0.7L_0$$

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad / \quad h = b = 40 \text{ cm}$$

$$\lambda = 18,55$$

$$\lambda = 18,55 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

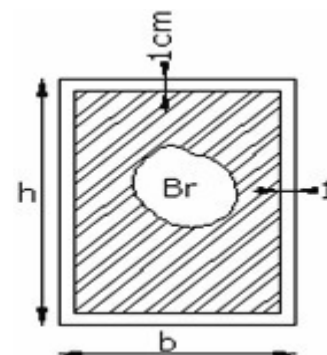
$$\Rightarrow \alpha = 0.805$$

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$B_r = (a-2)(b-2) = (400-20) \times (400-20) = 144400 \text{ mm}^2$$

- Selon les R.P.A99 version 2003 (page 48). la section de l'acier dans la zone IIa est :
 $A_{\min}(\text{RPA}) = 0.8/100 \cdot (b \times h) = 12,80 \text{ cm}^2 = 1280 \text{ mm}^2$
- Selon les règles BAEL91 (ART A.8.1, 21).....
- $A_{\min}(\text{B.A.E.L}) = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B) = \max(4 \text{ cm}^2/3,2 \text{ cm}^2) = 4 \text{ cm}^2$
- $A = \max(A_{\min}(\text{B.A.E.L}), A_{\min}(\text{RPA})) = 12,80 \text{ cm}^2 = 1280 \text{ mm}^2$
- $\tilde{N} = 0.805 [144400 \cdot 25 / 0,9 \cdot 1,5 + 1280 \cdot 400 / 1,15] = 2511029,63 \text{ N}$
- $N_u = 2203303.6 \text{ N} \leq 2511029,63 \text{ N}$ -----(C.V)
 - la vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.
 - Alors la section (40*40) cm² est vérifié.

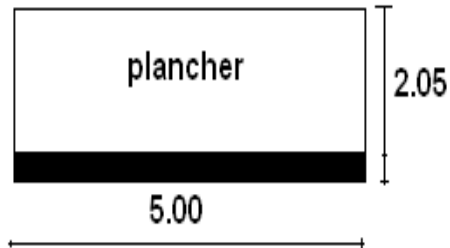


N°	N _u (N.m)	A _{min} (B.A.E.L)	A _{min} (RPA)	A(mm ²)	B _r (mm ²)	Ñ (N.m)	condition
RDC-10E	2203303.6	320	1280	1280	144400	2511029.63	V

- Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

*RDC-10étages : (40*40)cm²

II-2-5-2. Décence de charge sur le voile V₆ :



Section	Elément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Acrotère : 183.25× (5+2.05)	1291.91	
	Plancher terrasse : 538× (5×2.05)	5514.50	
	Poutre Principale : 300×5.00	15000	
	Surcharges : 100× (5×2.05)		1025
2-2	Venant 1-1 :	8306.41	1025
	Voile : 0.2×2.66×5×2500	6650	
3-3	Venant 2-2 :	14956.41	1025
	Plancher étage courant : 497×5×2.05	5094.25	
	Poutre Principale : 300×5.00	15000	
	Surcharges : 150×5×2.05		1537.50
4-4	Venant 3-3 :	35050.66	2562.50
	Voile : 0.2×2.66×5×2500	6650	
5-5	Venant 4-4 :	41700.66	2562.50
	G=26744.25×9	240698.25	
	Surcharges:(0.5+.05+0.5+0.5+0.5+0.6+0.7+0.8+0.9)×1537.50		8456.25
	Total	282398.91	11018.75

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 397766.65 \text{ Kg}$$

$$N_u = 3977666.5 \text{ N}$$

A-Vérification de la résistance des voiles à la compression :

Il faut que : $\frac{P_u}{A} \leq f_{c28}$

Tel que : $P_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

$$P_u = 3977666.5 \text{ N}$$

$$A = 200 \cdot 5000 = 1000000 \text{ mm}^2.$$

$$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{3977666.5}{1000000} = 3.97 \text{ Mpa} < f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.

Éléments secondaires

III-1 LES PLANCHERS

III-1-1. Introduction:

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et la largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- La transmission des charges et sur charges vers les éléments porteurs.
- De plate forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous- jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.

Dans notre projet on distingue un seul type de Planchers (Planchers à corps creux).

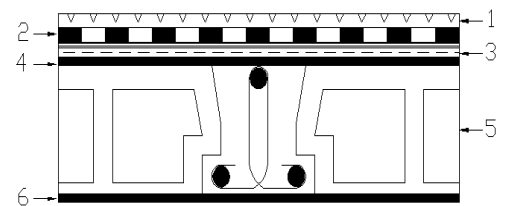
. Justification Du Choix Des Planchers A Corps Creux :

- * Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- * Plus léger que la dalle pleine.
- * Plus économique que la dalle pleine.
- * Exécution simple.
- * Nécessite peu de coffrage.
- * Bonne isolation thermique et phonique.

III-1-2 . Evaluation Des Charges :

1- Plancher terrasse :

* Les charges permanentes : D'après DTR BC 2.2 :



Les Couches	Epaisseur (m)	Poids (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1- Gravillon de protection	0,04	20 000	800
2- Etanchéité multicouche	0,02	6 000	120
3- Isolant thermique (lige)	0,04	4 000	160
4- Béton de pente	0,05	22 000	1 100
5- Corps creux +dalle de compression (20+4)	0.24	-	3 100
6- Enduit en plâtre	0,01	10 000	100
			5 380.00

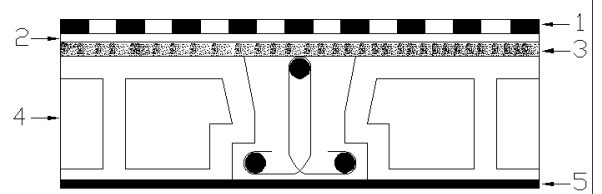
* les charges d'exploitation pour terrasse inaccessible :

$$Q = 1000 \text{ N/m}^2 \dots\dots\dots (\text{D.T.R. BC2.2})$$

2. Plancher Etage courant :

* Les charges permanentes :

D'après DTR BC 2.2 :



Les Couches	Epaisseur (m)	Poids (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1- Carrelage +mortier de pose	0,03	20 000	600
2- isolant phonique	0,02	8 500	170
3- plancher à Corps Creux	0,02	14 000	3 100
4- Enduit de plâtre	0,01	10 000	100
5- Cloison	-	-	1 000
			4 970

* les charges d'exploitation : Q = 1500 N/m² (D.T.R. BC2.2)

3. Plancher dalle pleine courant :

A.Charges permanentes :

Les Couches	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Carrelage	0,20	0,44
2- lit de sable	0,03	0,54
3- Mortier de pose	0,02	0,40
4- Dalle pleine	0,12	3
5- Enduit de platre	0,02	0,20
6-Les murs simples	0,10	1,62
Total		6.2

4. Calcul Des Planchers A Corps Creux :

➤ **Les charges appliquées :**

- **Plancher terrasse :**

$$g = G \times 0.65 = 5\,380 \times 0.65 = 3497 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1\,000 \times 0.65 = 650 \text{ N/ml}$$

- **Plancher étage courant :**

$$g = G \times 0.65 = 4\,970 \times 0.65 = 3230.5 \text{ N/ml}$$

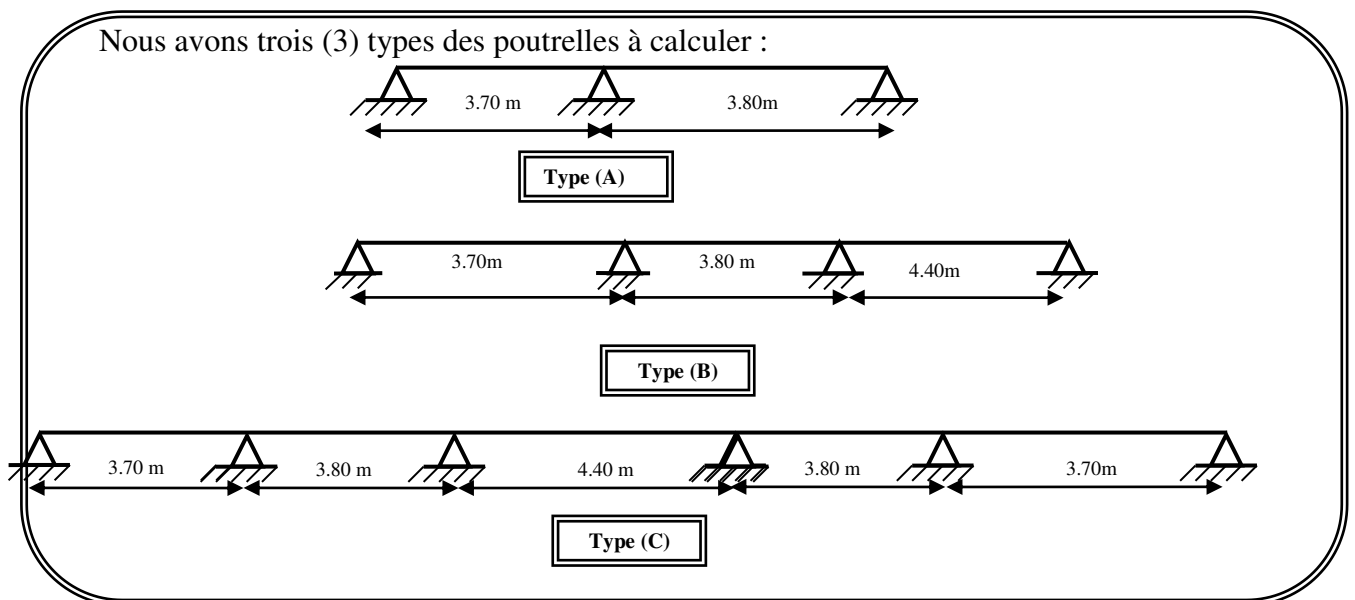
$$q = Q \times 0.65 = 1\,500 \times 0.65 = 975 \text{ N/ml}$$

- Les Combinaisons d'actions :
- E.L.U : $1.35g + 1.5q$
- E.L.S : $g + q$

	P. Terrasse (N/ml)	P. étage courant (N-ml)
E.L.U	5 695.95	5 823.67
E.L.S	4 1470.00	4 205.50

➤ *Types des nervures :*

Nous avons 3 types de poutrelles continues « A », « B » et « C » dans l'étage courant et le plancher terrasse.



FigureIII- 1 : Types des nervures

4.1. Détermination des sollicitations :

4.1.1. PLANCHER Terrasse :

❖ *Type A :*

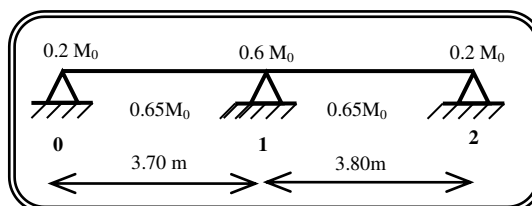


Figure III-2: Type A

La méthode de calcul qui nous choisissons c'est la méthode forfaitaire par ce que tout les conditions sont vérifiées :

❖ **les conditions d'applications:**

- 1- la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou' de 5000 N/m²
- 2- les moments d'inerties sont les même dans les différentes travées.
- 3- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- 4- la fissuration considérée est non préjudiciable.

❖ **Vérifications :**

$$\checkmark \begin{cases} Q \leq 2G \longrightarrow 1000 \leq 10760 \\ Q \leq 500Kg \longrightarrow 100 \leq 500 \end{cases} \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$$

✓ le moment d'inertie est constant dans les différentes travées **c.v**

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

$0.8 \leq \frac{3.70}{3.80} = 0.97 \leq 1.25 \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$

✓ La fissuration non préjudiciable. **c.v**

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+5380} = 0.156$

Dans le cas travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \times M_0$$

4.1.1.1. Calcul des moments en travée :

❖ **Travées 0-1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d+M_G}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t + \frac{0.2M_0+0.6M_0}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.65M_0 \\ M_t + \frac{0.2M_0+0.6M_0}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.64M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.62M_0 \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_{0-1}^t = 0.65M_0$

❖ Travées 1-2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.05M_0 \quad \longrightarrow M_t + \frac{0.6M_0 + 0.2M_0}{2} \geq 1.05M_0 \quad \longrightarrow M_t \geq 0.65M_0 \\ M_t + \frac{0.6M_0 + 0.2M_0}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \quad \longrightarrow M_t \geq 0.64M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \quad \longrightarrow M_t \geq 0.62M_0 \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 0.65M_0$

$$M_0^{0-1} = \frac{P_a \cdot l_{0-1}^2}{8} = \frac{5695.95 \times 3.7^2}{8} = 9747.19 \text{ N.m}$$

$$M_0^{1-2} = \frac{P_a \cdot l_{1-2}^2}{8} = \frac{5695.95 \times 3.8^2}{8} = 10281.18 \text{ N.m}$$

4.1.1.2. L'effort tranchant :

$$T_d = -\frac{P \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2}, \quad T_g = \frac{P \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2}$$

4.1.1.3. E. L. U :

Travée	0-1	1-2
L « m »	3.70	3.80
P_u « N/ml »	5695.95	5695.95
M_0 « N.m »	9747.19	10281.18
M_g « N.m »	1949.43	6168.70
M_d « N.m »	5848.38	2056.23
M_t « N.m »	6335.67	6682.76
T_g « N/ml »	13361.97	11368.39
T_d « N/ml »	-7713.03	-5719.45

4.1.1.4. E. L. S :

Travée	0-1	1-2
L « m »	3.70	3.80
P_s « N/ml »	4147	4147
M_0 « N.m »	7096.55	7485.33
M_g « N.m »	1419.31	4491.19
M_d « N.m »	4257.93	1497.06
M_t « N.m »	4612.75	4865.46

4.1.2. PLANCHER Etage courant :

❖ **Type A :**

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ **Vérifications :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \longrightarrow 1000 \leq 9940 \\ Q \leq 500Kg \longrightarrow 100 \leq 500 \dots\dots\dots c.v \end{array} \right.$$

✓ le moment d'inertie est constant dans les différentes travées **c.v**

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

$0.8 \leq \frac{3.70}{3.80} = 0.97 \leq 1.25 \dots\dots\dots c.v$

✓ La fissuration non préjudiciable. **c.v**

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+4970} = 0.231$

Dans le cas travée de rive :

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \times M_0$

4.1.2.1. Calcul des moments en travée :

4.1.2.3. E. L. U :

Travée	0-1	1-2
L « m »	3.70	3.80
P _u « N/ml »	5823.67	5823.67
M ₀ « N.m »	9965.75	10511.72
M _g « N.m »	1993.15	6307.03
M _d « N.m »	5979.45	2102.34
M _t « N.m »	6477.70	6832.61
T _g « N/ml »	12766.93	8962.63
T _d « N/ml »	-8780.63	-13167.31

4.1.2.4. E. L. S :

Travée	0-1	1-2
L « m »	3.70	3.80
P_s « N/ml »	4205.50	4205.50
M_0 « N.m »	7196.66	7590.92
M_g « N.m »	1439.33	4554.55
M_d « N.m »	4317.99	1518.18
M_t « N.m »	4677.82	4934.09

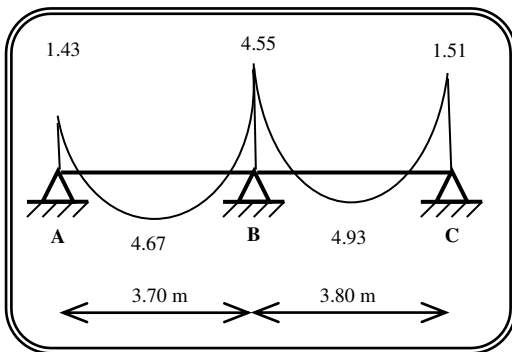


Figure III-3 : Diagramme de moment ELS

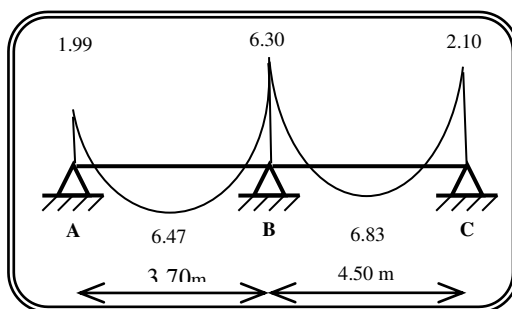


Figure III-4 : de moment ELU

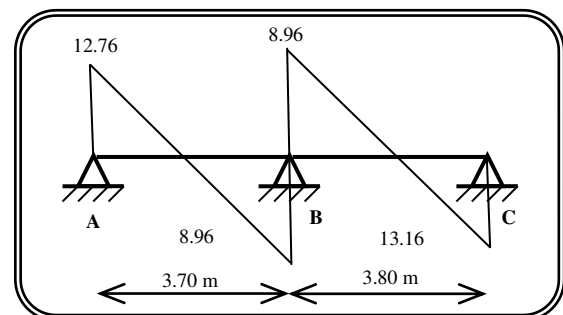


Figure III-5: Diagramme de l'effort tranchant

❖ Type B :

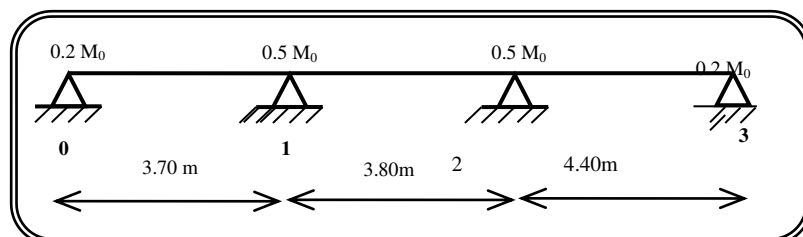


Figure III-6 : Type B

La méthode de calcul qui nous choisissons c'est la méthode forfaitaire par ce que tout les conditions sont vérifiées :

❖ **les conditions d'applications:**

- 1- la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou' de 5000 N/m²
- 2- les moments d'inerties sont les même dans les différentes travées.
- 3- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- 4- la fissuration considérée est non préjudiciable.

❖ **Vérifications :**

$$\checkmark \begin{cases} Q \leq 2G \longrightarrow 1000 \leq 10760 \\ Q \leq 500Kg \longrightarrow 100 \leq 500 \end{cases} \dots\dots\dots C.v$$

✓ le moment d'inertie est constant dans les différentes travées C.v

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

$0.8 \leq \frac{3.70}{3.80} = 0.97, \frac{3.80}{4.40} = 0.86 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.v$

✓ La fissuration non préjudiciable. C.v

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+5380} = 0.156$

Dans le cas travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \times M_0$$

Dans le cas travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \times M_0$$

5.1.1.1. Calcul des moments en travée :

❖ **Travées 0-1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d + M_G}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.7M_0 \\ M_t + \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.7M_0 \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.62M_0$$

Donc on prend : $M_{0-1}^t = 0.7M_0$

❖ **Travées 1-2 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d+M_g}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t + \frac{0.5M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.55M_0 \\ M_t + \frac{0.5M_0+0.5M_0}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.54M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.52M_0 \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_{1-2}^t = 0.55M_0$

❖ **Travées 2-3 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_d+M_g}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t + \frac{0.5M_0+0.2M_0}{2} \geq 1.05M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.7M_0 \\ M_t + \frac{0.5M_0+0.2M_0}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.7M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 0.62M_0 \end{array} \right.$$

Donc on prend : $M_{2-3}^t = 0.7M_0$

$$M_0^{0-1} = \frac{P_a \cdot l_{0-1}^2}{8} = \frac{5695.95 \times 3.70^2}{8} = 9747.19 \text{ N.m}$$

$$M_0^{1-2} = \frac{P_a \cdot l_{1-2}^2}{8} = \frac{5695.95 \times 3.80^2}{8} = 10281.18 \text{ N.m}$$

$$M_0^{2-3} = \frac{P_a \cdot l_{2-3}^2}{8} = \frac{5695.95 \times 4.40^2}{8} = 13784.19 \text{ N.m}$$

5.1.1.2. L'effort tranchant :

$$T_d = -\frac{P \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \quad , \quad T_g = \frac{P \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2}$$

5.1.1.3. E. L. U :

Travée	0-1	1-2	2-3
L « m »	3.70	3.80	4.40
P _u « N/ml »	5695.95	5695.95	5695.95
M ₀ « N.m »	9747.19	10281.18	13784.19
M _g « N.m »	1949.43	5140.59	6892.09
M _d « N.m »	4873.59	5140.59	2756.83
M _t « N.m »	6823.03	5654.64	9648.93
T _g « N/ml »	11999.58	10822.30	10463.46
T _d « N/ml »	-9075.42	-10822.30	-14598.72

5.1.1.4. E. L. S :

Travée	0-1	1-2	2-3
L « m »	3.70	3.80	4.40
P _s « N/ml »	4147	4147	4147
M ₀ « N.m »	7096.55	7485.33	10035.75
M _g « N.m »	1419.31	3742.66	5017.87
M _d « N.m »	3548.27	3742.66	2007.15
M _t « N.m »	4967.58	4116.93	7025.02

5.1.2. PLANCHER Etage courant :

❖ Type B :

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ Vérifications :

$$\checkmark \begin{cases} Q \leq 2G & \longrightarrow & 1000 \leq 9940 \\ Q \leq 500Kg & \longrightarrow & 100 \leq 500 \dots\dots\dots \mathbf{C.V} \end{cases}$$

✓ le moment d'inertie est constant dans les différentes travées **C.V**

$$\checkmark 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.70}{3.80} = 0.97, \frac{3.80}{4.40} = 0.86 \leq 1.25 \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

✓ La fissuration non préjudiciable. **C.V**

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

$$\text{On a : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+4970} = 0.231$$

Dans le cas travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \times M_0$$

Dans le cas travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \times M_0$$

5.1.2.1. Calcul des moments en travée :

5.1.2.3. E. L. U :

Travée	0-1	1-2	2-3
L « m »	3.70	3.80	4.40
P_u « N/ml »	5823.67	5823.67	5823.67
M_0 « N.m »	9965.75	10511.72	14093.28
M_g « N.m »	1993.15	5255.86	7046.64
M_d « N.m »	4982.87	5255.86	2818.65
M_t « N.m »	6976.02	5781.44	9865.29
T_g « N/ml »	12268.64	11064.97	10698.08
T_d « N/ml »	-9279.18	-11064.97	-14926.06

5.1.2.4. E. L. S :

Travée	0-1	1-2	2-3
L « m »	3.70	3.80	4.40
P_s « N/ml »	4205.50	4205.50	4205.50
M_0 « N.m »	7196.66	7590.92	10177.31
M_g « N.m »	1439.33	3795.46	5088.65
M_d « N.m »	3598.33	3795.46	2035.46
M_t « N.m »	5037.66	4175.00	7124.11

Type C :

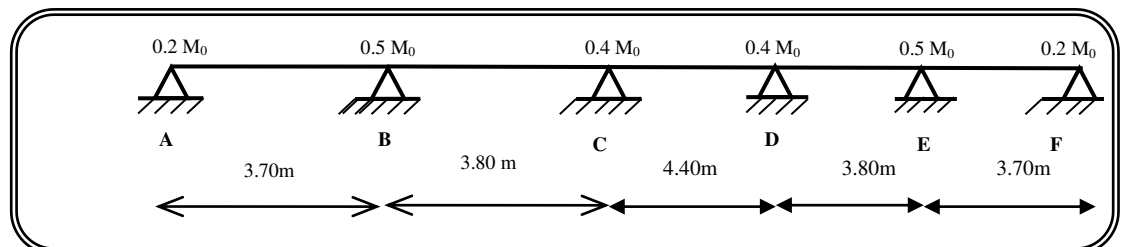


Figure III-7 : Type C

6-1-1. PLANCHER Terrasse :

La méthode de calcul qui nous choisissons c'est la méthode forfaitaire par ce que toutes les conditions sont vérifiées :

❖ **les conditions d'applications:**

- 1- la valeur nominale de la charge d'exploitation (avant application de tout coefficient de majoration) est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou de 5000 N/m²
- 2- les moments d'inerties sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- 4- la fissuration considérée est non préjudiciable.

❖ **Vérifications :**

$$\checkmark \begin{cases} Q \leq 2G & \longrightarrow & 1000 \leq 10760 \\ Q \leq 500Kg & \longrightarrow & 100 \leq 500 \dots\dots\dots \mathbf{c.v} \end{cases}$$

✓ le moment d'inertie est constant dans les différentes travées **c.v**

$$\checkmark 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.70}{3.80} = 0.97, \frac{3.80}{4.40} = 0.86, \frac{4.40}{3.80} = 1.15, \frac{3.80}{3.70} = 1.02 \leq 1.25 \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$$

✓ La fissuration non préjudiciable. **c.v**

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

$$\text{On a : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+5380} = 0.156$$

Dans le cas travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \times M_0$$

Dans le cas travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \times M_0$$

- Calcul des moments en travée :

❖ **Travées 0-1 :**

$$M_{0-1}^t = 0.7 M_0$$

❖ **Travées 1-2 :**

$$M_{1-2}^t = 0.6 M_0$$

❖ **Travées 2-3 :**

$$M_{2-3}^t = 0.65 M_0$$

❖ **Travées 3-4 :**

$$M_{3-4}^t = 0.6 M_0$$

❖ **Travées 4-5 :**

$$M_{4-5}^t = 0.7 M_0$$

- $M_0 = \frac{P_a \cdot l^2}{8}$

-L'effort tranchant :

$$T_d = -\frac{P \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2} \quad ; \quad T_g = \frac{P \cdot l}{2} + \frac{M_d - M_g}{2}$$

- E. L. U :

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
L « m »	3.70	3.80	4.40	3.80	3.70
P _u « N/ml »	5695.95	5695.95	5695.95	5695.95	5695.95
M ₀ « N.m »	9747.19	10281.18	13784.19	10281.18	9747.19
M _g « N.m »	1949.43	5140.59	5513.65	4112.47	4873.59
M _d « N.m »	4873.59	4112.47	5513.65	5140.59	1949.43
M _t « N.m »	6823.03	6168.70	8959.72	6168.70	6823.03
T _g « N/ml »	11999.58	10308.24	12530.1	11336.36	9075.42
T _d « N/ml »	-9075.42	-11336.36	-12530.1	-10308.24	-11999.58

- E. L. S :

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
L « m »	3.70	3.80	4.40	3.80	3.70
P _s « N/ml »	4147	4147	4147	4147	4147
M ₀ « N.m »	7096.55	7485.33	10035.75	7485.33	7096.55
M _g « N.m »	1419.31	3742.66	4014.5	2994.13	3548.27
M _d « N.m »	3548.27	2994.13	4014.5	3742.66	1419.31
M _t « N.m »	4967.58	4419.19	6523.23	4419.19	4967.58

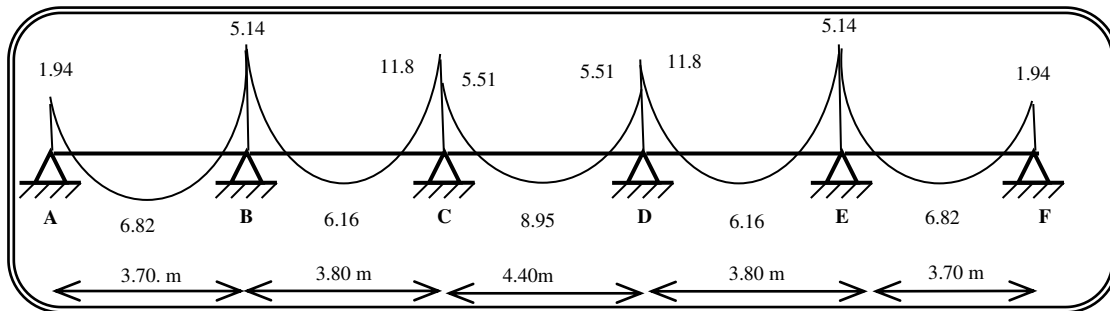


Figure III-8: Diagramme de moment ELU

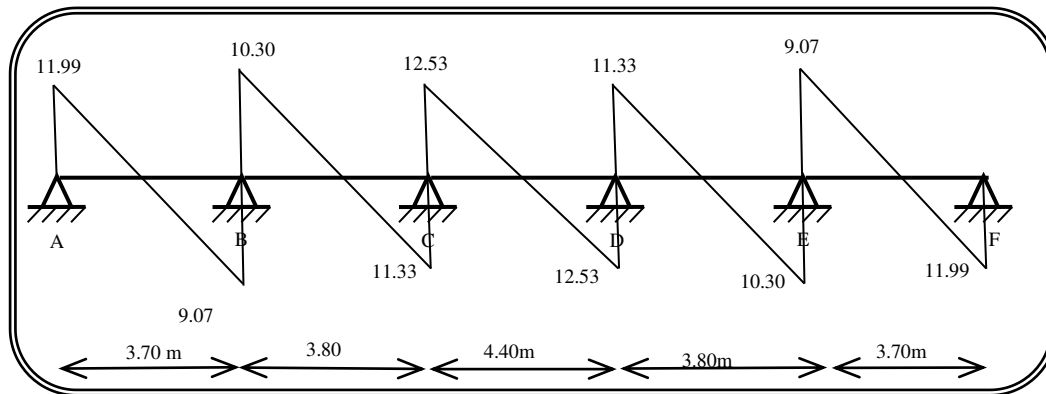


Figure III-9: Diagramme de l'effort tranchant

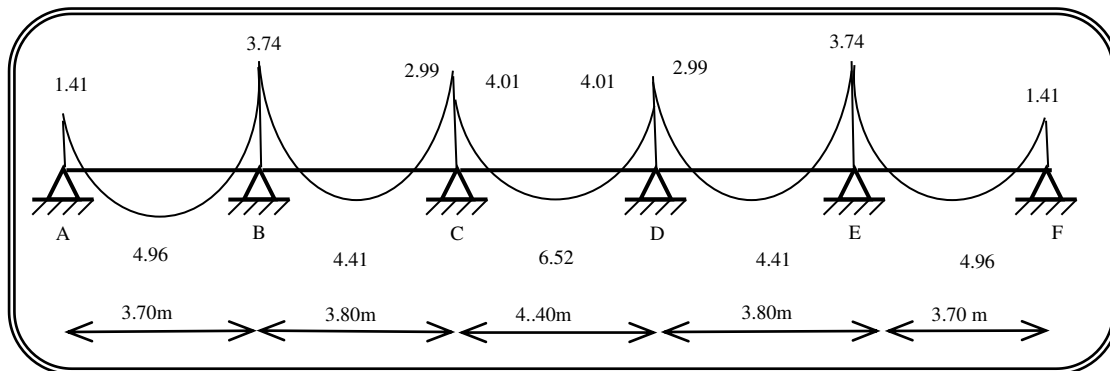


Figure III-10: Diagramme de moment ELS

6.1.2. PLANCHER Etage courant :

❖ Type C :

On utilise la méthode forfaitaire :

❖ **Vérifications :**

$$\checkmark \begin{cases} Q \leq 2G \longrightarrow 1000 \leq 9940 \\ Q \leq 500Kg \longrightarrow 100 \leq 500 \end{cases} \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$$

✓ le moment d'inertie est constant dans les différentes travées **c.v**

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

$0.8 \leq \frac{3.70}{3.80} = 0.97, \frac{3.80}{4.40} = 0.86, \frac{4.40}{3.80} = 1.15, \frac{3.80}{3.70} = 1.02 \leq 1.25 \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$

✓ La fissuration non préjudiciable. **c.v**

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable.

On a : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1000}{1000+4970} = 0.231$

Dans le cas travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \times M_0$$

Dans le cas travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \times M_0$$

6.1.2.1. Calcul des moments en travée :

6.1.2.3. E. L. U :

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
L « m »	3.70	3.80	4.40	3.80	3.70
P _u « N/ml »	5823.67	5823.67	5823.67	5823.67	5823.67
M ₀ « N.m »	9965.75	10511.72	14093.28	10511.72	9965.75
M _g « N.m »	1993.15	5255.86	5637.31	4204.68	4982.87
M _d « N.m »	4982.87	4204.68	5637.31	5255.86	1993.15
M _t « N.m »	6976.02	6307.03	9160.63	6307.03	6976.02
T _g « N/ml »	12268.64	10539.38	12812.07	11590.56	9279.18
T _d « N/ml »	-9279.18	-11590.56	-12812.07	-10539.38	-12268.64

6.1.2.4. E. L. S :

Travée	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
L « m »	3.70	3.80	4.40	3.80	3.70
P _s « N/ml »	4205.50	4205.50	4205.50	4205.50	4205.50

$M_0 \ll N.m \gg$	7196.66	7590.92	10177.31	7590.92	7196.66
$M_g \ll N.m \gg$	1439.33	3795.46	4070.92	3036.36	3598.33
$M_d \ll N.m \gg$	3598.33	3036.36	4070.92	3795.46	1439.33
$M_t \ll N.m \gg$	5037.66	4554.55	6615.25	4554.55	5037.66

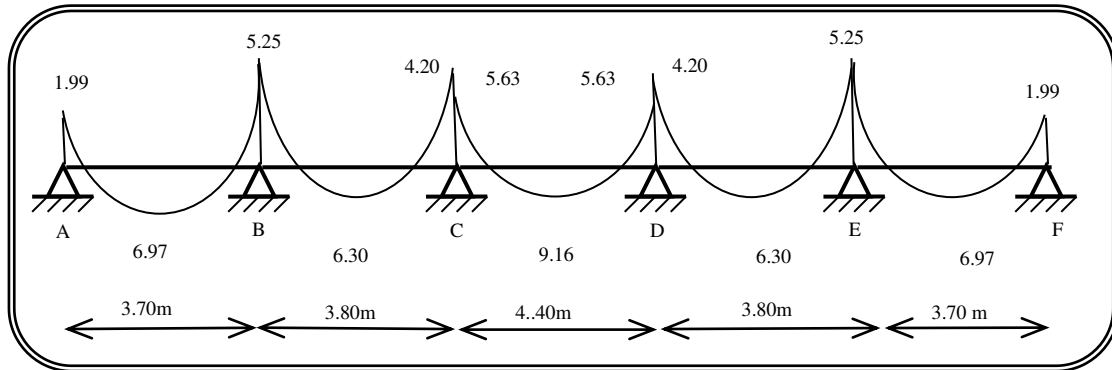


Figure III-12: Diagramme de moment ELU

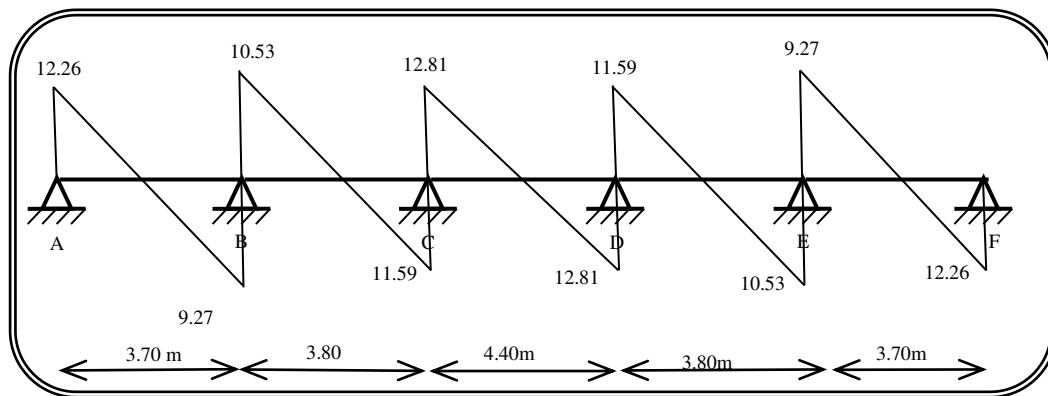


Figure III-13: Diagramme de l'effort

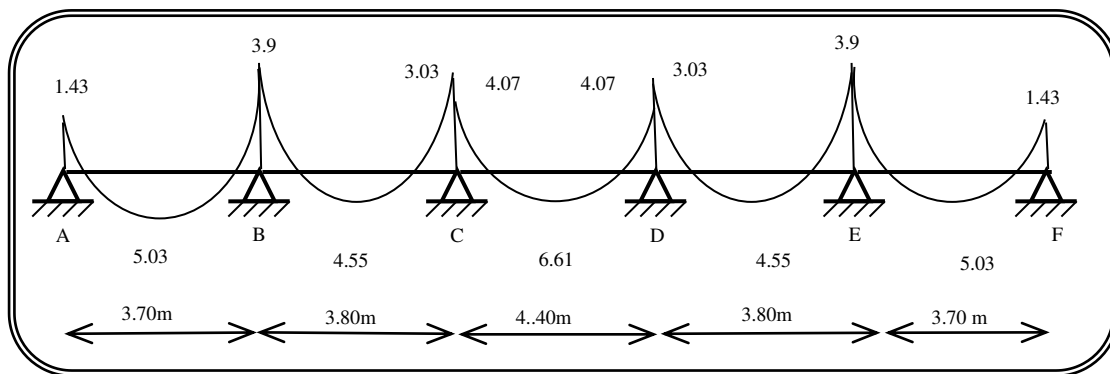


Figure III-14: Diagramme de moment ELS

10. Calcul du ferrailage :

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

$b = 65 \text{ cm} , b_0 = 10 \text{ cm}$

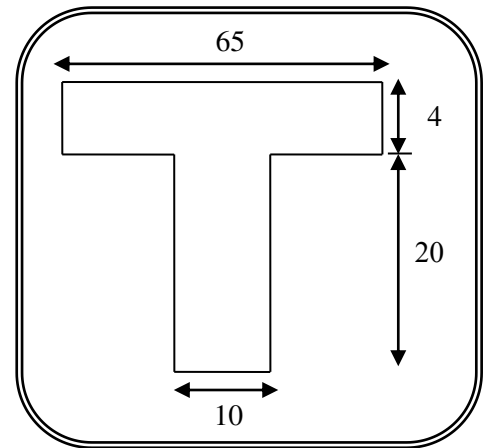
$h = 24 \text{ cm} , h_0 = 4 \text{ cm}$

$d = 22 \text{ cm}$

Plancher Terrasse et Etage courant :

- Les moment max dans les types :

		Travée	Appuis
ELU	M_u	9865.29	7046.64
	$T_u \text{ (N)}$	0	14598.72
ELS	M_{ser}	7124.11	5088.65



- E.L.U :

a- En Travée:

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \left(22 - \frac{4}{2} \right) \rightarrow M_0 = 73840 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 9865.29 \text{ N.m} < M_0 = 73840 \text{ N.m}$$

Donc un Porte seulement de table est comprimé, et la section en T sera calculé come une section rectangulaire de largeur b.

$M_t \text{ (N.m)}$	μ	μ_1	α	β	A (cm ²)
9865.29	0.022	0.392	0.0279	0.989	1.30

b-Sur appuis :

$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_1	α	β	A (cm ²)
7046.64	0.016	0.392	0.0201	0.992	0.92

- E.L.S :d'après le B.A.E.L 83

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	α	$M_u \text{ (N.m)}$	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	γ	F_{c28}	$\bar{\alpha}$	condition
En Travée	0.0279	9865.29	7124.11	1.384	25	0.442	V
Sur appuis	0.0126	7046.64	5088.65	1.384	25	0.442	V

10.1. Condition De Non Fragilité : [BAEL91 (A.4.2,1)]

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

* **En Travée :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.726 \text{ cm}^2$$

* **Sur Appuis :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

10.2. Pourcentage Minimal : [BAEL91 (B.6.4)]

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{En travée})$$

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Sur appuis})$$

10.3. Tableau récapitulatif de ferrailage :

élément	A _{cal}	A _{min}	A' _{min}	A _{max}	A _{adop}
Travée	1.30	1.726	1.56	1.726	2HA12=2.26
Appuis	0.92	0.26	0.24	1.07	1HA12=1.13

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14598.72}{100 \times 220} = 0.663 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = \min\{3.25 ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.663 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Diamètre minimal : BAEL91 (art. A.7.2.2)**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \Phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

 Φ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{240}{35} ; 10 ; \frac{100}{10} \right\} \longrightarrow \Phi_t \leq \min\{6.85 ; 10 ; 10\}$$

Soit $\Phi_t = 7 \text{ mm}$ Fe 235

$$A_s = 2 \Phi 6 = 0.77 \text{ mm}^2$$

➤ **L'espacement S_t : BAEL91 (art. A.5.1.2. 2)**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4b_0} = \frac{0.77 \times 235}{0.4 \times 10} = 45.23 \text{ cm}$$

$K = 1$ en flexion simple.

$$S_t \leq \frac{0.8A_t F_e}{b_0(\tau_u - 0.3Kf_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.77 \times 235}{10(0.635 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}$$

$$S_t \leq 289.52 \text{ cm (B.A.E.L91(A.5.1.23))}$$

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

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{24}{440} = 0.05 > \frac{9865.29}{15 \times 14093.28} = 0.0466 \dots \dots \dots C.V$$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{24}{480} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots C.V$

- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.60}{F_e} \rightarrow \frac{2.26}{65 \times 22} = 0.00158 < \frac{3.60}{400} = 0.009 \dots \dots \dots C.V$

Les 3 conditions est vérifiées ,donc le calcul de la flèche ne simpose pas.

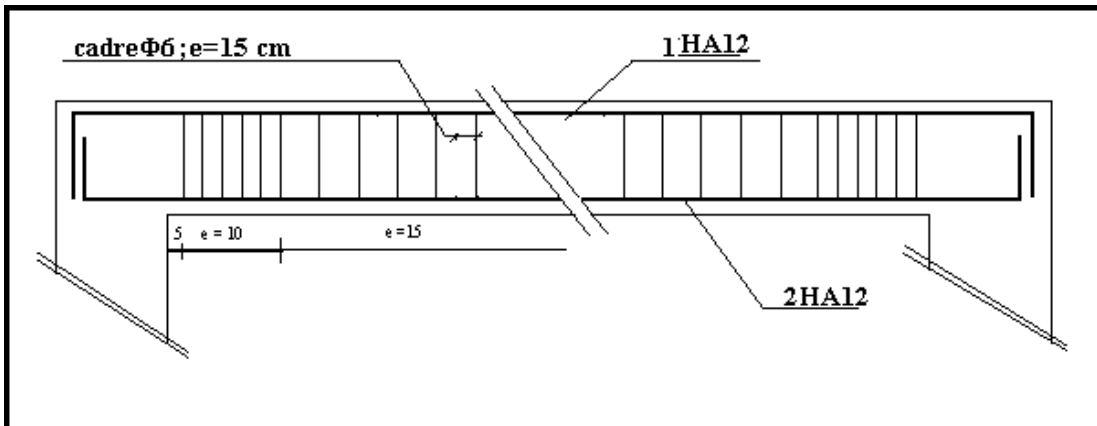


Fig.III.15 Ferrailage de nervures

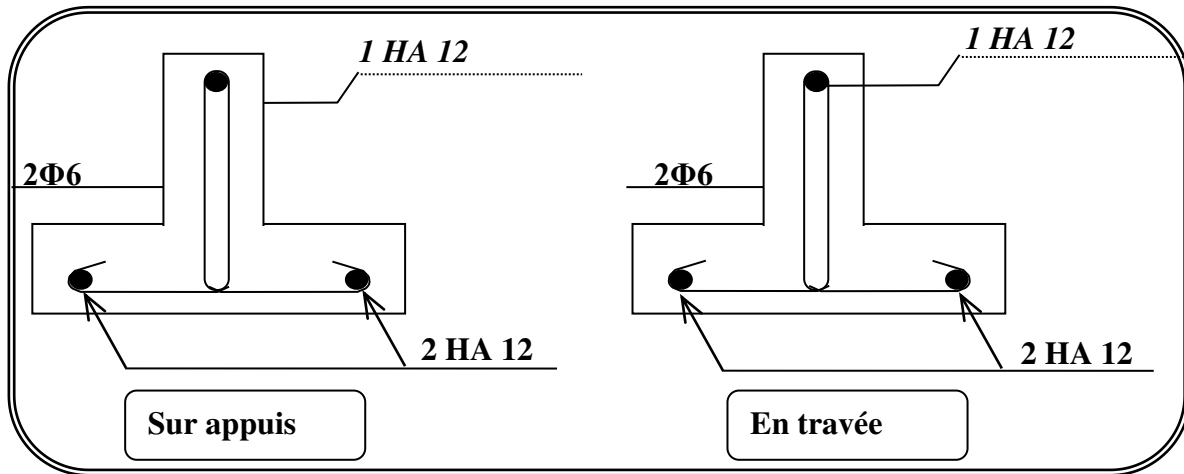


Fig.III.16.Ferrailage des planchers.

La dalle mince (table de compression)

1 - La dalle mince (Table de compression) : [BAEL91 (B.6.8, 423)]

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm .

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

* Treillis Soudé Fe E23 → $f_e = 235$ MPa

- ***Les sections des armatures perpendiculaires aux nervures doivent satisfaire à la condition suivante :***

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

$$L_n = 65\text{cm}$$

$$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235}$$

$$A_{\perp} = 1.106 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{\perp} = 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

*Espacement :

n : nombres des barres

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Pour Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \longrightarrow A_{//} = \frac{1.106}{2} = 0.55 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{//} = 3\phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

*Espacement :

$$S_t = \frac{100}{n} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (200×300) mm

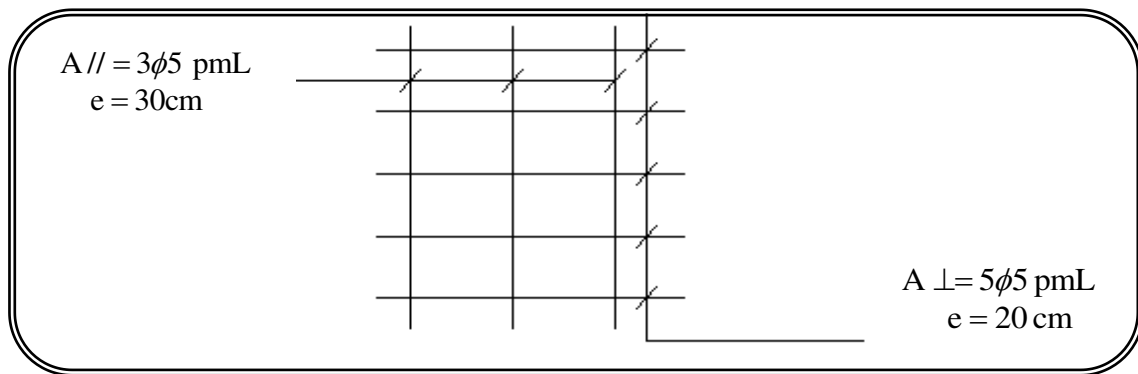


Fig.III.17 : Ferrailage *La dalle mince*

III-2-L'acrotère

III-2-1.Introduction :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance

III-2-2.Mode de travail :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

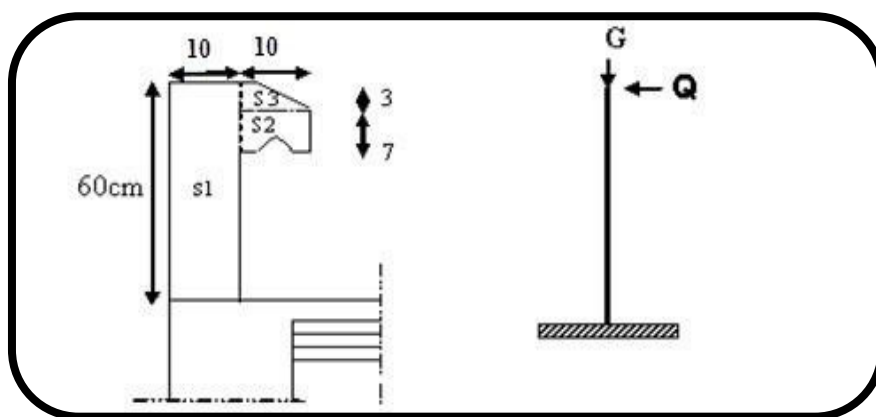


Fig.III- 18: Schéma statique de l'acrotère.

III-2-3. Evaluation des charge et sur charges :**1- Evaluation des charges :**

$$W_P = G_1 + G_2$$

G_1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G_2 : poids du mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = (0,1 * 0,6 + 0,07 * 0,1 + 0,1 * 0,03 * 0,5) \cdot 2500 = 1712,5 \text{ N/ml}$$

$$G_2 = 0,01 * 0,6 * 2000 = 120 \text{ N/ml}$$

$$\text{Alors, } W_P = G_1 + G_2 = 171,25 + 120 = 1832,5 \text{ N/ml}$$

$$\text{Donc, } W_P = 1832,5 \text{ N/ml}$$

2- Évaluation des surcharges :**-D'après D.T.R BC 2.2 :**

$Q = 1000 \text{ N/ml}$ (plancher terrasse inaccessible).

-D'après RPA99 : (Article 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule ; $F_P = 4 A C_P W_P$

A : coefficient d'accélération de zone ; $A = 0,15$ (groupe 2, zone IIa , Tableau 4.1)

C_P : facteur de force horizontale; $C_P = 0,80$ (élément en console, Tableau 6.1)

$$\text{Donc : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1832,5 \implies F_P = 879,6 \text{ N/ml}$$

D'où : $F_P < Q$

$$F = \max (Q, F_P) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ kg/ml}$$

3-Sollicitation :

-Poids propre de l'acrotère : $G = 1832,5 \text{ N/ml}$

-Surcharge : $Q = 1000 \text{ N/ml}$

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$N = G = 1832,5 \text{ N/ml}$$

$$M = Q \times h = 1000 \times 0,6 = 600 \text{ N.m}$$

$$T = Q = 1000 \text{ N/ml}$$

4-Combinaison d'action :**E.L.U :**

$N_u = 1.G = 1832,5 \text{ N/ml}$, on le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable

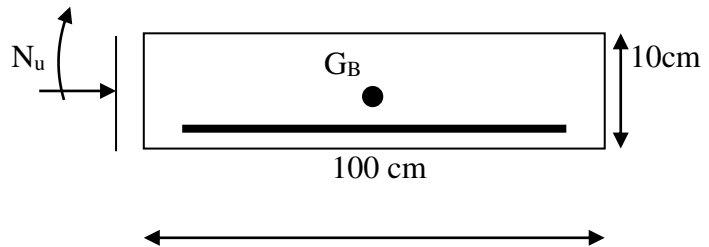
$$M_u = 1,5 M = 1,5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1,5 T = 1,5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml} \quad M_u$$

E.L.S :

$$N_s = 1N = 1832,5 \text{ N/ml}$$

$$M_s = 1M = 1000 \text{ N.m}$$

**5- CALCUL DE FERRAILLAGE:**

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

5-1Diamètre des barres :

Les diamètres employés sont $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10 \text{ mm}$ (B.A.E.L91 A.7.2.1)

On prend : $\Phi_l = 8 \text{ mm}$ et on prend : $\Phi_l = 6 \text{ mm} \leq \Phi_l$ (B.A.E.L91 A.7.2.2)

5-2Protection des armatures :

L'acrotère est élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit

$C = 3 \text{ cm}$ à partir de l'axe de l'armature (B.A.E.L91 A.7.1)

5-3- Armatures Longitudinales :**.Ferrailage de la section à ELU :**

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832,5} = 0,491 \text{ m} \\ e_1 &= \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_0 = 0,491 \text{ m} > e_1 = 0,05 \text{ m}$$

\Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; Par conséquent sera calculée en flexion simple et soumise à un moment M_A égale au moment par rapport aux CDG (centre de gravité) armatures tendues.

$$M_A = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1832,5 (0,05 - 0,03) = 936,65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936,65}{14,2 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,0135 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A'_f = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

Tableau 1.1 : Calcul de la section des armatures.

$$\text{Soit : } A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

M_A (N/ml)	μ	α	β (m)	A_f (cm ²)	A (cm ²)
936,65	0.0135	0.017	0.993	0,387	0,334

6. Vérification:

6.1. Vérification à L'E.L.U :

.Condition De Non Fragilité :(BAEL91 A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_0 - 0,455d}{e_0 - 0,185d} \right] ; \quad (f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{Mpa}).$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \left[\frac{49,1 - 0,455 \times 7}{49,1 - 0,185 \times 7} \right] \Rightarrow A_{\min} \geq 0,81 \text{ cm}^2$$

.Pourcentage minimal d'armature longitudinale :

Art (B.5.3.1)BAEL91

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

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_L) = \max(0,334; 0,84; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$

6.2. Vérifications à L'E.L.S :

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

.La contrainte de traction des armatures :

$$\text{Fissurations préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ (BAEL91A.4.5,32)}$$

Où : η : coefficient de fissuration = 1,6 pour les barres «HA»

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266,67; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

6.3. La contrainte de compression de béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 0,6.25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

- Détermination de centre de pression (N : effort de compression)

$$G_B C = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{183,25} = 0,3274\text{m}$$

Alors, le point « C » se trouve à l'extérieur de la section

$$c = G_B C - \frac{h}{2} = 32,74 - \frac{10}{2} = 27,74\text{cm}$$

Soit : compte tenu des conventions de signes : $c = -27,74\text{ cm}$

Donc les contraintes σ_s et σ_b peuvent être déterminées par l'application des formules

(77) de (BAEL 83– exercices) Page 89

$$c = -27,74\text{ cm}$$

$$d = 7\text{ cm}$$

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

$$A' = 0$$

$$A = 5 \phi 8 = 2,51\text{ cm}^2$$

Nous obtenons :

$$P = -3.c^2 - \frac{90.A'}{b}(C - C') + \frac{90.A}{b}.(d - c)$$

$$P = -3(-27,74)^2 - 0 + \frac{90.2,51}{100}[7 - (-27,74)] = -2230,045$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90.A'}{b}.(C - C')^2 - \frac{90.A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2(-27,74)^3 - 0 - \frac{90.2,51}{100}.[7 - (-27,74)]^2 = 39965,97$$

y_2 : racine de l'équation cubique : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

$$\Rightarrow y_2^3 - 2230,045 y_2 + 39965,97 = 0$$

D'où les racines de cette équation sont : $y_{2.1} = 29,858\text{ cm}$

$$y_{2.2} = -54,446\text{ cm}$$

$$y_{2.3} = 24,585\text{ cm}$$

On adopte la racine qui a un sens physique, on retiendra pour y_2 une valeur positive telle que :

$$0 < y_1 = y_2 + c < h \quad \text{avec} \quad c < 0$$

Alors, on prend $y_2 = 29,858$ tel que : $0 < y_1 = y_2 - 27,74 < 10 \Rightarrow y_1 = 2,118$

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15 \cdot [A' \cdot (y_1 - c') - A(d - y_1)] = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot (2,118)^2 + 15 \cdot [0 - 2,51 \cdot (7 - 2,118)]$$

$$S = 40,66$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{183,25}{100 \cdot 40,66} \Rightarrow K = 0,451$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,451 \cdot 2,118 = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,451 \cdot (7 - 2,118) \Rightarrow \sigma_s = 32,99 \text{ MPa}$$

Alors : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \text{condition vérifiée}$$

Comme les deux conditions sont vérifiées donc les aciers adoptés à l'ELU restent convenables pour l'ELS.

7. Armatures de répartition : (BAEL91 A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

8. L'espacement des armatures : (BAEL91 B.5.3.3)

$$e_L \leq \min\{2,5h; 25\text{cm}\} \Rightarrow e_L \leq 25\text{cm} \quad \text{Soit : } e_L = 20 \text{ cm}$$

Pour l'espacement des armatures de répartition, on prend $e_r = 25 \text{ cm}$

9. Vérification De L'effort Tranchant : (BAEL91 A.5.1, 1)

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

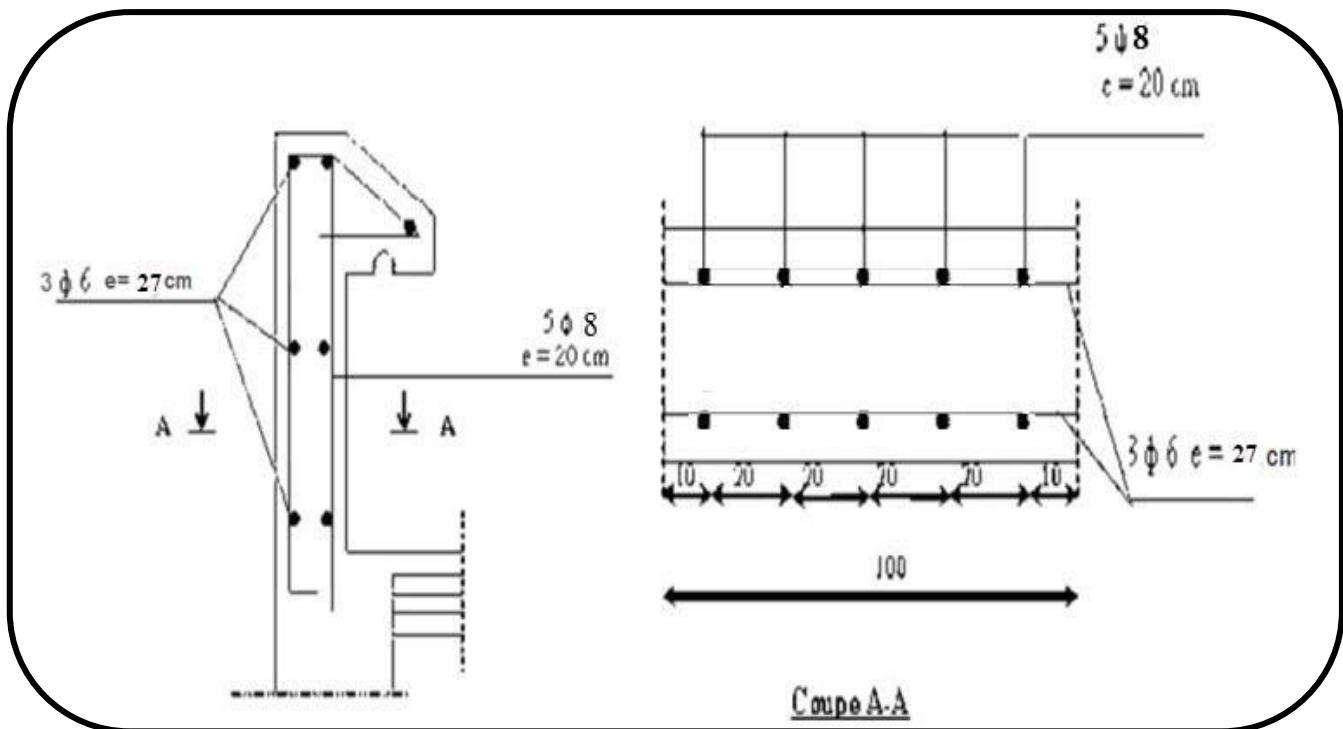
La fissuration est préjudiciable, alors :

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

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

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

10. PRESENTATION DU FERRAILLAGE:



FigIII.19: schéma de ferraillage de l'acrotère

III-3 L'ESCALIER

III-3-1. Définition :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins, et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

L'escalier de notre bâtiment est en béton armé coulé sur place.

III-3-2. Pré dimensionnement :

Pour dimensionner les marches on utilise la formule de « BLONDEL » : $60 \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$

- Les marches : $g = 30\text{cm} \rightarrow 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$
- Les contremarches : $h = 17\text{cm} \rightarrow 14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
- $g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm} \dots \dots \dots (\text{c.v})$
- Nombre des contremarches : $n = H/h = 306/17 = 18$ contremarches
- Nombre des marches = Nombre des contremarches - 1 = 18 marches
- Longueur des marches et des paliers on prend 100cm

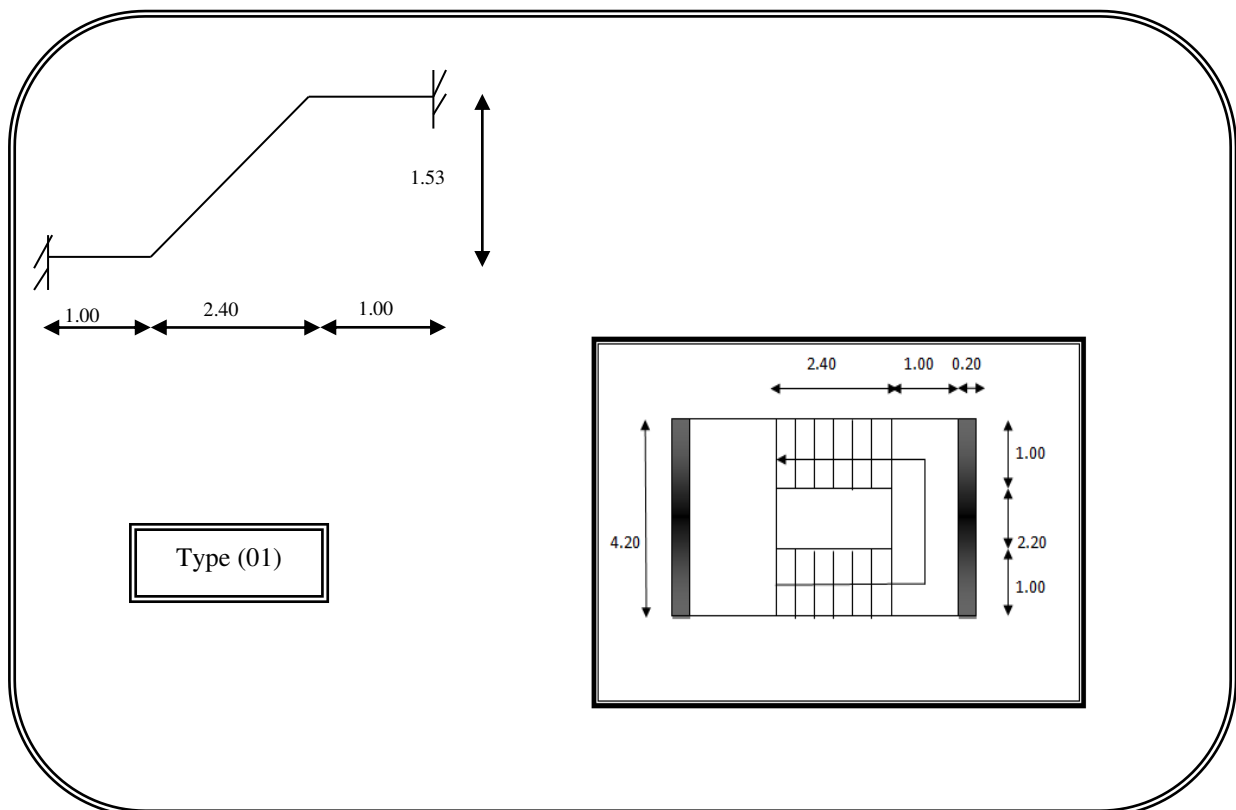


Fig III-20. Schéma statique les escaliers

-Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{\hat{H}}{h}$$

$$\hat{H} = \frac{H}{2} = 1.53 \longrightarrow n = \frac{1.53}{0.17} = 9$$

-Déterminations de l'épaisseur de la paillasse :

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) l_{max}$$

$$l = l' + l_{palier\ de\ repos}$$

$$l' = \sqrt{L^2 + H'^2} = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 2.85m$$

$$l = l' + l_{palier\ de\ repos} = 2.85 + 2 = 4.85m$$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) l_{max} = (0.161 \div 0.242)$$

On prend $e=20cm$

-Methode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

1. Les charges appliquées :**1-1 Charges permanentes :****a. Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25000 \times 0.20}{\cos \alpha} \times 1 = 5916,63 N / ml$
- Poids propre des marches : $\frac{22000 \times 0.17}{2} \times 1 = 1870 N / ml$
- Poids propre du mortier : $20000 \times 0.02 \times 1 = 400 N / ml$
- Poids propre des carrelages : $22000 \times 0.02 \times 1 = 440 N / ml$
- poids propre de l'enduit : $10000 \times 0.01 \times 1 = 100 N / ml$
- garde corps (métal léger) : $100 N / ml$

$$g = \underline{8726,63 N / ml.}$$

b. Palier :

- Poids propre du palier : $25000 \times 0,20 \times 1 = 5000 N / ml$
- Poids propre du mortier : $20000 \times 0.02 \times 1 = 400 N / ml$
- Poids propre des carrelages : $22000 \times 0.02 \times 1 = 440 N / ml$

- poids propre de l'enduit : $10000 \times 0.01 \times 1 = 100 \text{ N/ml}$

$$g = 5940 \text{ N/ml.}$$

1-2. Surcharges d'exploitation :

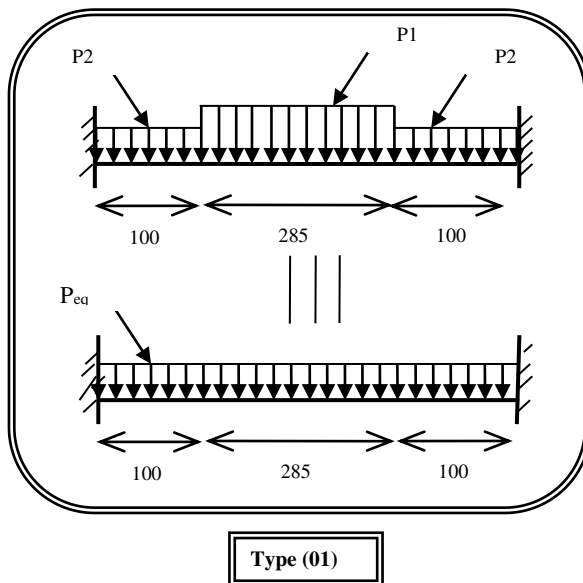
$$q = Q \times 1\text{m} = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml.}$$

III-3-3. Combinaisons d'action :

- E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$
- E.L.S : $P_{ser} = g + q$

	Paillasse (N/ml)	Palier (N/ml)
ELU	15530.95	11769
ELS	11226.63	8440

.Détermination des sollicitations :



- La charge équivalente :
$$P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2 + P_1 L_1}{L_1 + L_2 + L_1}$$

- Le moment isostatique :
$$M_A = M_B = P_{eq} \frac{L^2}{12}$$

$$M_t = M_{max} = \frac{P_{eq} L^2}{24}$$

- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \frac{L}{2}$

	Peq (N/mℓ)	M _A (N.m)	M _B (Nm)	M _t (Nm)	T _{u1} (N)	T _{u2} (N)
ELU	13979.63	27402.98	27402.98	13701.49	33900.60	33900.60
ELS	10077.50	19744.19	19744.19	9875.95		

III-3-4. CALCUL DE FERRAILLAGE:

A- Armatures longitudinales :

- E.L.U :

$$f_c = 400 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$d = h - c \Rightarrow d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} , \quad \mu < \mu_\ell \Rightarrow \lambda = 0$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d}$$

	M _u (N.m)	μ	α	β	A ^{cal} (cm ²)
Travée	13979.63	0.030	0.0381	0.985	2.62
Appuis	27402.98	0.060	0.0774	0.969	4.51

E.L.S :

-La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

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

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.0381	13979.63	10077.50	1,38	25	0,44	V
Sur appuis	0.0774	27402.98	19744.19	1,38	25	0,44	V

. Conditions de non fragilité :

- Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1).

$$A_s \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$A_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A_{\min} ; A_s)$.

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2.62	2	2,17	2.62	4HA10 = 3.14
Appuis	4.51	2	2,17	4.51	4HA12 = 4.52

. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL 91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{33900.60}{1000 \times 180} = 0,19 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

B. Les armatures de répartition :

$$A_t = A_L / 4$$

	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	0.78	3HA6 = 0.847
Appuis	1.13	3HA8 = 1.507

. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 42)

- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_L \leq 33 \text{ cm.}$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

- Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (80 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm.}$$

On prend $S_t = 33 \text{ cm}$ on travée et 33 cm on appuis

- Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 2)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{0.85M_0}{10M_0} \rightarrow \frac{20}{385} = 0.052 < 0.085 \dots\dots\dots C.N.V$$

$$1) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots C.V$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{20}{385} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots C.N.V$$

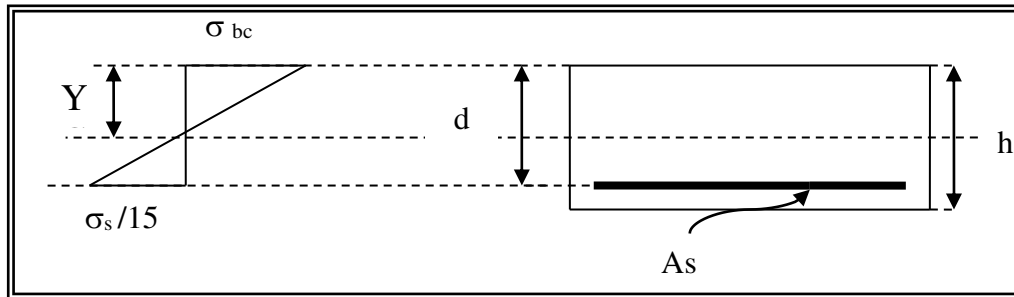
Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

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

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)

- Calcul de la flèche: BAEL 91 (art B.6.5, 2)

1) Calcul du centre de gravité de la section homogène :



$$Y_{Gh} = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b.h.\frac{h}{2} + \eta.A_s.d}{b.h + \eta.A_s} \quad \text{Avec : } n = E_s / E_b = 15 \text{ coefficient d'équivalence}$$

$$\Rightarrow Y_{Gh} = \frac{100 \times 20 \times 10 + 15 \times 4.52 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4.52} = 10.26 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y'_G = h - Y_G = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm.}$$

$$\delta = d - Y_G = 18 - 9.74 = 8.26 \text{ cm}$$

.Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_G^3 + Y_G'^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,26^3 + 9,74^3) + 15 \times 4,52 \times 8.26^2 = 71427.69 \text{ cm}^4$$

.Evaluation des flèches: (BAEL 91.art B.6.5.2)

On peut admettre que : $I_f = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$

- **Déformations instantanées** (Pour les déformations instantanées $b=b_0, f_{t28}= 2.1\text{MPa}$)

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad ; \text{ Avec: } \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,00251$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 1) \times 0,00251} = 8.366$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \quad \Rightarrow \lambda_v = 3,36$$

- **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{G_1 L_1 + G_2 L_2 + G_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \frac{5940 \times 1 + 8726.63 \times 2.85 + 5940 \times 1}{1 + 2.85 + 1} = 7577.50 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{5000 \times 1 + 7786.63 \times 2.85 + 5000 \times 1}{1 + 2.85 + 1} = 6637.50 \text{ N/ml}$$

$$P = g + q = 7577.50 + 2500 = 10077.5 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser}^g = g \cdot \frac{l^2}{8} = 7577.50 \times \frac{4,85^2}{8} = 22280.21 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^j = j \cdot \frac{l^2}{8} = 6637.50 \times \frac{4,85^2}{8} = 19516.32 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^p = p \cdot \frac{l^2}{8} = (10077.5) \frac{4,85^2}{8} = 29630.99 \text{ N.m}$$

▪ **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \quad (\text{Tableau BAEL 83})$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{22280,21}{0,920 \times 4,52 \times 18} = 297,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{19516,32}{0,920 \times 4,52 \times 18} = 260,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{ser}^p}{\beta_1 A_s d} = \frac{29630,99}{0,920 \times 4,52 \times 18} = 395,86 \text{ MPa}$$

▪ **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad (A=0 \text{ si } \mu=0)$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00251 \times 297,66 + 2,1} = 0,28$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00251 \times 260,73 + 2,1} = 0,221$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00251 \times 395,86 + 2,1} = 0,395$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.21})$$

$$E_{vj} = \frac{E_t}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.22})$$

D'autre part :

$$I_{Fv}^g = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1,1 \times \frac{71427,69}{1 + 3,36 \times 0,28} = 40483,54 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1,1 \times \frac{71427,69}{1 + 8,366 \times 0,28} = 23506,63 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1,1 \times \frac{71427,69}{1 + 8,366 \times 0,221} = 27579,36 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^p = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 1,1 \times \frac{71427,69}{1 + 8,366 \times 0,395} = 18252,80 \text{ cm}^4$$

.Calcul de la flèche:

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g l^2}{10 E_{ij} I_{Fi}^g} = \frac{22280,21 \times 485^2}{10 \times 32164,2 \times 23506,63} = 0,69 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j l^2}{10E_{ij}I_{FI}^j} = \frac{19516.32 \times 485^2}{10 \times 32164.2 \times 27579.36} = 0.52 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p l^2}{10E_{ij}I_{FI}^p} = \frac{29630.99 \times 485^2}{10 \times 32164.2 \times 18252.80} = 0.85 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g l^2}{10E_{iv}I_{Fv}^g} = \frac{22280.21 \times 485^2}{10 \times 10818.86 \times 40483.54} = 1.20 \text{ cm}$$

Donc :

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

$$\Delta f_t = 1.20 - 0.52 + 0.85 - 0.69 = 0.84 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L < 5 \text{ m}$ on a :

$$\overline{f_{adm}} = \frac{l}{500} = \frac{485}{500} = 0.97 \geq \Delta f_t = 0.84 \text{ cm} \quad \text{cv}$$

Donc la condition de la flèche vérifiée

PRESENTATION DU FERRAILLAGE:

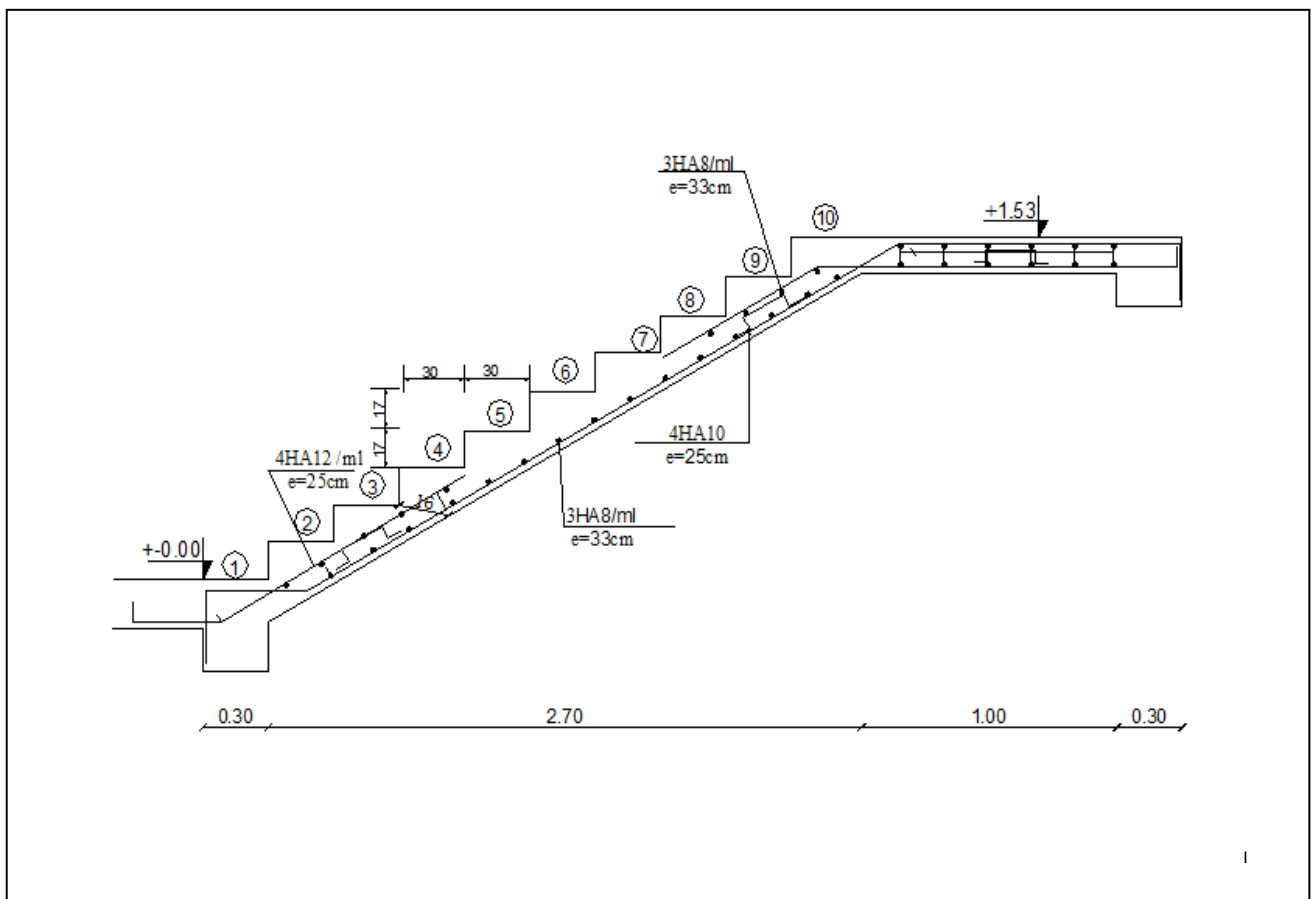


Fig.III-21: Schéma de ferrailage de l'escalier

III-4 BALCON

III-4-1.Introduction :

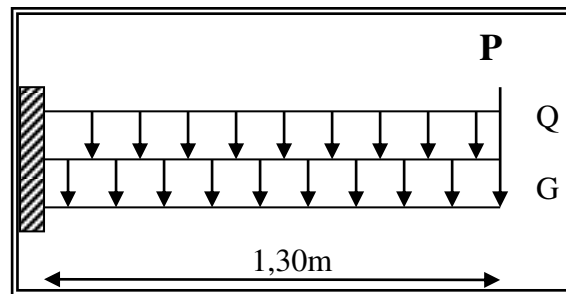
Le balcon est une dalle pleine en B.A, encastrée dans la poutre de rive.

Dans le calcul on prend une bande de 1 mètre.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant

Comme une console soumise à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.



FigIII-22 :Schéma statique de balcon

1-Balcon étage courant : l'épaisseur : $e=14\text{ cm}$, $L=1,3\text{ m}$

1-1Les charges permanentes :

Les Couches	Epaisseur (m)	Poids (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1- Carrelage	0,02	22000	440
2- Mortier de pose	0,02	20000	400
4- Dalle pleine	0.14	25000	3500
5- Enduit en plâtre	0,01	10000	100
			4440.00

- $G = 4440\text{N/m}^2$

- Les charges d'exploitations : $Q = 3500\text{N/m}^2$ [(D.T.R. BC2.2)]

$$P = \gamma \times h \times e = 25000 \times \left((0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1+0.07}{2} \times 0.1 \right) \right) = 1712.5\text{N} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

*En prend la charge du mur extérieur une charge concentré.

P : poids du mur extérieur (D.T.R. BC2.2)

Paroi 10 $\rightarrow 0.9\text{kn/m}^2$

Paroi 15 $\rightarrow 1.3\text{kn/m}^2$

$$P = 2200 \times 2.92 \times 1 = 6424\text{N}$$

1.2. Calcul Des Sollicitations :

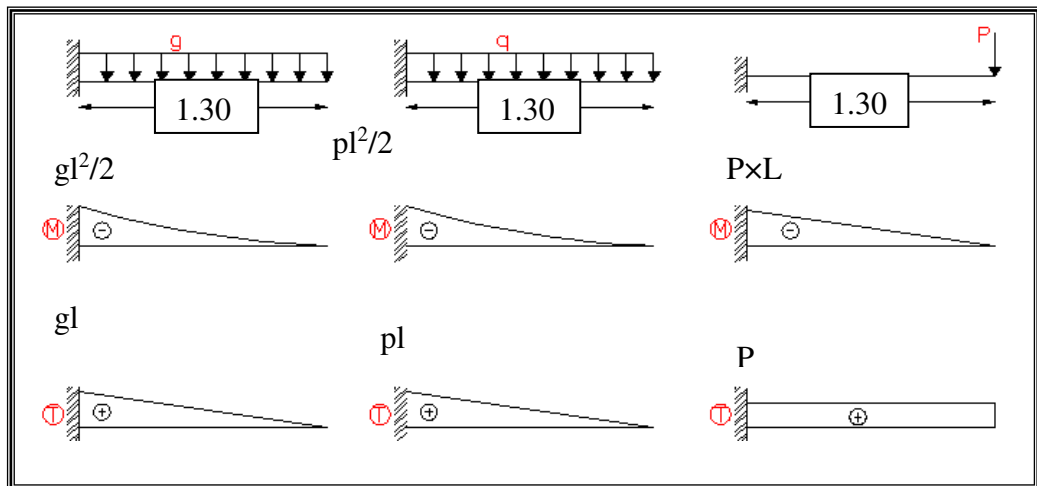


Fig III-23 :Diagramme des forces internes *

E. L. U :

$$M_g = g \cdot \ell^2 / 2.$$

$$T_g = g \cdot \ell$$

$$M_q = q \cdot \ell^2 / 2$$

$$T_q = q \cdot \ell$$

$$M_p = P \cdot \ell$$

$$T_p = P$$

.Tableau récapitulatif :

M _g (N.m)	M _q (N.m)	M _p (N.m)	T _g (N)	T _q (N)	T _p (N)
-3751,8	-2957.5	-8351.2	5772	4550	6424

• 1-3 Combinaison d'action :

• E.L.U :

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

• E.L.S :

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

$$T_{ser} = T_g + T_p + T_q$$

.Tableau récapitulatif :

ELU	M _u (N.m)	-20775.3
	T _u (N)	23289.6
ELS	M _{ser} (N.m)	-15060.5
	T _{ser} (N)	16746

1.3. Calcul du ferrailage

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant, et on adopte le même ferrailage les autres balcons.

E.L.U :

$$M_u = 20775,3 \text{ N.m}$$

$$T_u = 23289,6 \text{ N}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s b d^2} = \frac{20775,3}{14,2 \times 100 \times 12^2} \rightarrow \mu = 0,102$$

$$\mu = 0,102 \leq \mu_\ell = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,102 \Rightarrow \alpha = 0,1348, \quad \beta = 0,946$$

$$A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \beta d} = \frac{20775,3}{348 \times 0,946 \times 12} = 5,22 \text{ cm}^2$$

E.L.S : D'après le BAEL83 exercices

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

-Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

.Tableau récapitulatif :

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
-20775.3	-15060.5	1.37	0,1348	0,44	V

.Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2$$

.Condition de non fragilité : [BAEL91 (A.4.2.1)]

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

.Tableau récapitulatif :

$$A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
5.22	1,449	1,4	5.22	5T12 =5,65

• **1-4Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)**

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{23289.6}{1000 \times 120} = 0.19 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19 \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Les Armatures De Répartition : [BAEL91 (A.8.2,41)]**

$$A_r = A_{adp}/4 = 5,65/4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

• **Espacement Entre Les Armatures : [BAEL91 (A.8.2,42)]**

1. Les armatures longitudinales :

$$\text{On prend: } S_l = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

2. Les armatures transversales :

$$\text{On prend: } S_t = 25 \text{ cm}$$

.Vérification de Espacement:

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_l' = 15 \leq \min(3h;33) = \min(42;33) \quad S=20 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$S_t' = 25 \leq \min(4h;45) = \min(56;45) \quad S=25 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

1-5-Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5. 2).

• $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{130} = 0,1076 > 0,0625 = \frac{1}{16} \dots\dots\dots (cv)$

• $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,1076 \geq \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,1 \dots\dots\dots (cv)$

$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105000 \dots\dots\dots (cv)$

. PRESENTATION DU FERRAILLAGE:

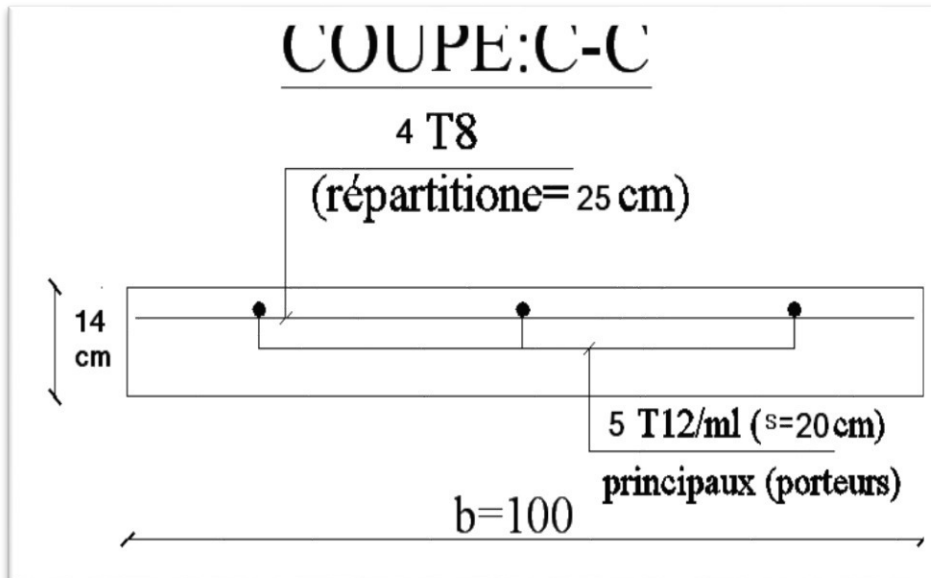
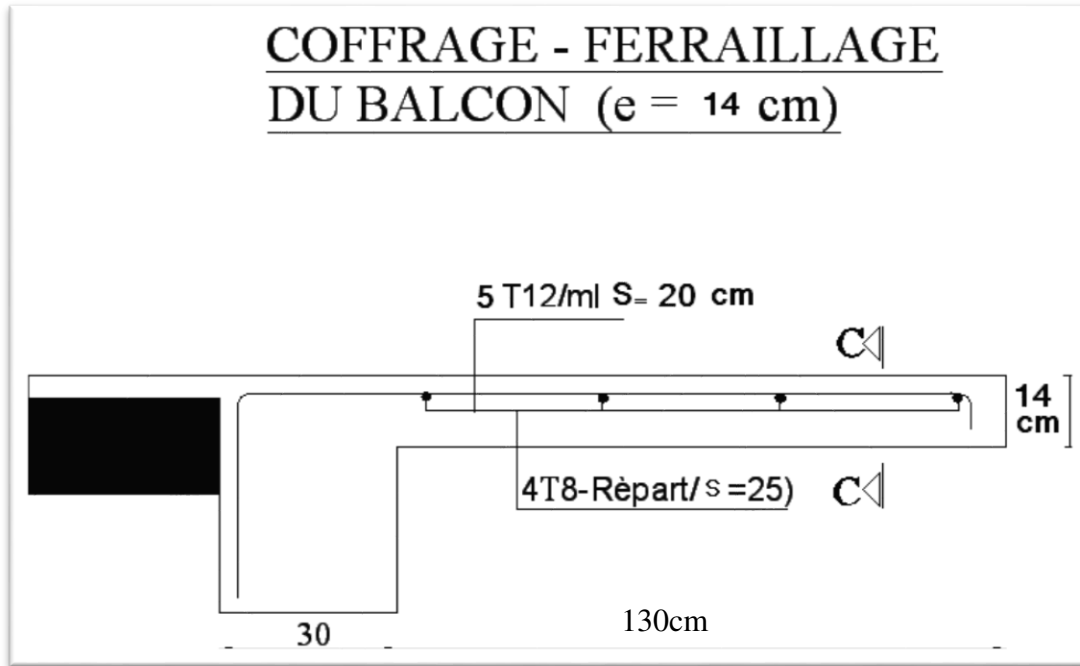


Fig. III-24 : Ferrailage de la console

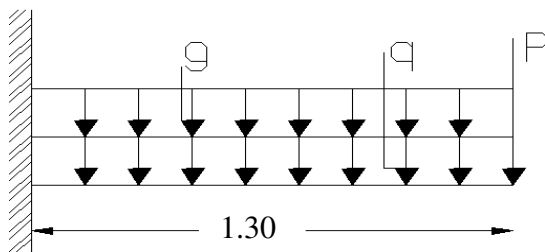
2. Balcon Terrasse : l'épaisseur : $e=14\text{ cm}$, $L=1,3\text{ m}$

2.1. Les charges permanentes :

Les Couches	Epaisseur (m)	Poids (N/m ³)	Charges (N/m ²)
1- Gravillon de protection	0,05	17000	850
2- Étanchéité multicouche	0,02	6000	120
3- Forme de pente	0,10	22000	2200
4- Dalle pleine	0.14	25000	3500
5- Enduit en plâtre	0,01	10000	100
			6770.00

- $G = 6770\text{N/m}^2$.

- Les charges d'exploitations : $Q = 1000\text{N/m}^2$ (D.T.R. BC2.2).



FigIII-25 : Schéma statique balcon terrasse

*En prend la charge de l'acrotère une charge concentré.

$P = 1712,5\text{N/ml}$

2.2. Calcul Des Sollicitations :

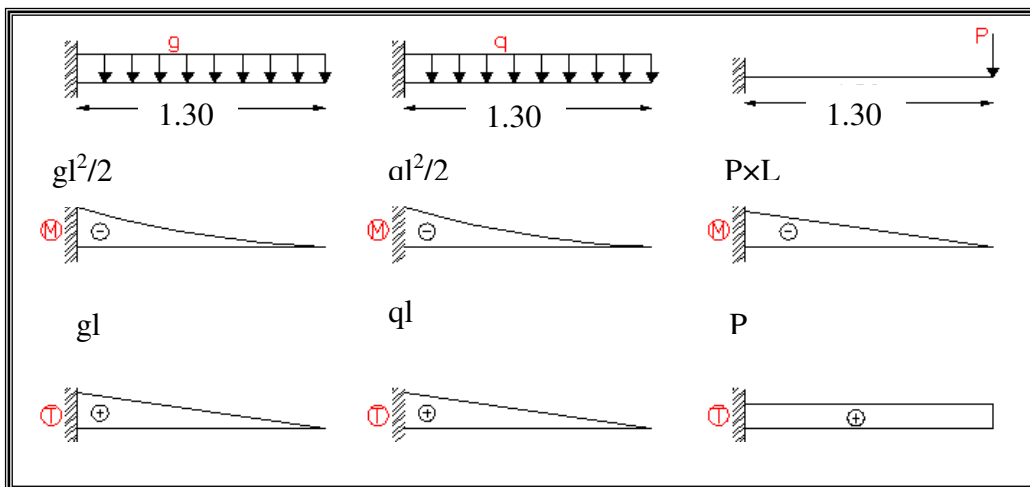


Fig III26 : Diagramme des forces internes

$$M_g = g \cdot \ell^2 / 2.$$

$$T_g = g \cdot \ell$$

$$M_q = q \cdot \ell^2 / 2$$

$$T_q = q \cdot \ell$$

$$M_p = P \cdot l$$

$$T_p = P$$

.Tableau récapitulatif :

M _g (N.m)	M _q (N.m)	M _p (N.m)	T _g (N)	T _q (N)	T _p (N)
-5720.65	-845	-2226.25	8801	1300	1712.5

• **E.L.U :**

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

• **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q$$

$$T_{ser} = T_g + T_p + T_q$$

.Tableau récapitulatif :

		Terrasse
ELU	M _u (N.m)	-11995.81
	T _u (N)	16143.22
ELS	M _{ser} (N.m)	-8791.9
	T _{ser} (N)	11813.5

2.3. Calcul Du Ferrailage A L'E. L. U :

.Les Armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$[M(\text{N.m}) ; \ll b \gg \text{ et } \ll d \gg (\text{cm}) ; \bar{\sigma}_b \text{ et } \bar{\sigma}_s (\text{MPa}) ; A(\text{cm}^2)]$$

$$\text{On a : } \bar{\sigma}_b = 14.20 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

.Tableau récapitulatif :

M _u (N.m)	μ	μ _l	α	β	A _{calcul} (cm ²)
11995.81	0,058	0.392	0.0747	0.970	2,96

2.4. Vérification :

2.4.1. Condition De Non Fragilité :

➤ [BAEL91 (A.4.2,21)]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,45 \text{ cm}^2$$

➤ [BAEL91 (A.5.3.1)]

$$A_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h \Rightarrow A_{\min} \geq 3,5 \text{ cm}^2$$

2.4.2. Pourcentage Minimal : [BAEL91 (B.6.4)]

$$A_{\min}' \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 14 = 1.40 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calcu}} ; A_{\min} ; A_{\min}')$

$$\text{Soit : } A = 3,5 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

2.4.3. Espacement Des Armatures : [BAEL91 (A.8.2,42)]

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

2.4.4. Vérification De La Contrainte De Cisaillement : [BAEL91 (A.5.1, 211)]

Pour les armatures de cisaillement droites $\alpha = 90^\circ$ On a :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \tau_u = \frac{16143.22}{120000} = 0,134 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable .}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = \min (2.50 ; 4 \text{ MPA}) = 2.50 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2.5. Calcul Des Armatures De Répartition : [BAEL91 (A.8.2,41)]

$$A_t = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

2.6. Vérification A E.L.S : D'après le BAEL83 exercices

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeF400.

La vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

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

$$\gamma = M_u / M_{\text{ser}} = 11995.81 / 8791.9 \Rightarrow \gamma = 1,36$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

$$\alpha = 0,0747 < \bar{\alpha} = 0,43 \rightarrow \dots\dots\dots(C.V)$$

- Comme la condition est vérifiée alors la vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire.

Donc pas de vérification à E.L.S.

2.7. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{16143,22}{1000 \times 120} = 0,134 \text{ MPa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,134 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

Donc aucune armature transversale n'est nécessaire

2.8. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 42).

a- Armatures longitudinales :

$$S_L \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (42 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_L \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend } S_l = 20 \text{ cm}$$

b- Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (56 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

2.9. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 2).

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{130} = 0,1076 \geq 0,0625 = \frac{1}{16} \dots\dots\dots(C.V)$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,1076 \geq \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,1 \dots\dots\dots(C.NV)$$

$$3) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,003275 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots(C.V)$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc le calcul des flèches ne s'impose pas.

III-5 LA CAGE D'ASCENSEUR

III-5-1. Introduction:

Les bâtiments à plusieurs étages doivent être équipés par des installations mécaniques de transport des personnes et des marchandises, l'un de ces installations c'est l'ascenseur. Dans ce projet, on admet l'utilisation d'un ascenseur de 400 Kg qui est destiné pour transporter 5 personnes.

Remarque : On se base sur l'étude de la dalle d'ascenseur, car on ignore les détails en ce qui concerne les accessoires (machinerie)

III-5- 2. Etude de la dalle D'ASCENSEUR:

La dalle de l'ascenseur est soumise à un chargement plus important que celui des planchers, elle supporte son poids propre, poids des machines, surcharges . . . etc.

La dalle est un panneau carrée de dimensions : $\ell_x = 2,00\text{m}$ $\ell_y = 2,20\text{ m}$.

1--Méthode de calcul :

La dalle de l'ascenseur est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple

La dalle d'ascenseur repose sur quatre cotés, celle-ci étudié par la même méthode simplifiée.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur dans les deux directions.

2- Evaluations des charges :

D'après les recommandations techniques de fabrication de l'ascenseur la somme des charges appliquées sur cette dalle est :

$$P = \sum P_i = 100000\text{N} \quad \text{Le poids propre des machines}$$

$$\text{Le poids propre de la dalle : } 0,25 \times 25000 = 6250\text{N/m}^2$$

.Donc :

$$\text{La charge : } G = \frac{P_{\text{machine}}}{\text{Surface}(\text{m}^2)} + P_{\text{dalle}} = \frac{100000}{2 \times 2,20} + 6250 = 28977,27\text{N/m}^2$$

$$\text{Surcharge : } Q = 1000\text{ N/ml}$$

Pour une bande de 1m de largeur, on a :

$$g = G \times 1\text{m} = 28977,27\text{ N/ml.}$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1000\text{ N/ml.}$$

3- Combinaisons des charges :

- E.L.U: $P_u = 1,35 g + 1,5 q = 40619.31 \text{ N/ml}$.
- E.L.S: $P_{ser} = g + q = 29977.27 \text{ N/ml}$.

4- Détermination des sollicitations :

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2,20} = 0,91$

$M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$; $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$M_{tx} = 0.85M_{0x}$; $M_{ty} = 0.85M_{0y}$

$M_{ax} = 0.3M_{0x}$; $M_{ay} = 0.3M_{0y}$

$T_{max} = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_x + l_y}$

		μ	$M_0 \llcorner \text{N.m} \llcorner$	$M_a \llcorner \text{N.m} \llcorner$	$M_t \llcorner \text{N.m} \llcorner$	$T \llcorner \text{N} \llcorner$
E.L.U	Sens X	0.0448	7278.98	2183.69	6187.13	28826.61
	Sens Y	0.798	5808.62	1742.58	4937.33	
E.L.S	Sens X	0.0519	6223.28	1866.98	5289.78	
	Sens Y	0.861	5358.24	1607.47	4554.50	

5. Calcul du ferrailage longitudinal à L.E.U :

5.1. Suivant xx:

Pour le ferrailage, on utilise des barres FeE400.

Cette dalle n'est pas exposée aux intempéries, donc on prend un enrobage de 2 cm,

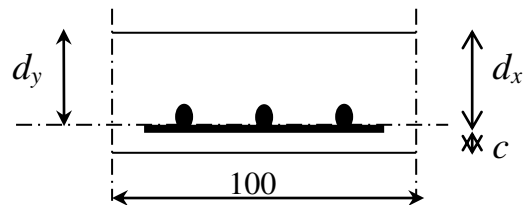
et le diamètre des armatures est limité à : $h/10 = 2,5 \text{ cm}$, on utilise des barres de $\phi_{x,y} = \phi 10$

$d_x = h - c = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$

$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 23 - 1 = 22 \text{ cm}$

$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$

$\mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0$; $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot d \cdot \beta}$



*en travée :

Moment	M _u (N.m)	b	d	μ	α	β	σ _s (MPa)	A (cm ²)
M _{tx} (N.m)	6187.13	100	23	0.008	0.0100	0.996	348	0.77
M _{ty} (N.m)	4937.33	100	22	0.007	0.0100	0.966	348	0.65

*Sur appuis :

Moment	M _u (N.m)	b	d	μ	α	β	σ _s (MPa)	A (cm ²)
M _{tx} (N.m)	2183.69	100	23	0.003	0.0050	0.998	348	0.27
M _{ty} (N.m)	1742.58	100	22	0.003	0.0050	0.998	348	0.23

. Vérification:

.Condition De Non Fragilité : BAEL91 (art A.4.2, 1)

$$A_{\min}^x \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 100 * 23 * 2,1 / 400 = 2,77 \Rightarrow A_{\min} \geq 2,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^y \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 100 * 22 * 2,1 / 400 = 2,65 \Rightarrow A_{\min} \geq 2,65 \text{ cm}^2$$

.Pourcentage Minimal : BAEL91 (art B.7.4) P181-183

$$A_l \geq 0.0008 \left(\frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \right) b \cdot h = 0.0008 \left(\frac{3 - \frac{2}{2.20}}{2} \right) \times 100 \times 25 = 2.10$$

$$A_l \geq 2.10 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots A_{\text{totale}} = \max(A_u ; A_{\min} ; A_{\text{cal}}^u)$$

*en travée :

Moment	b	d	A _{min} (cm ²)	A _l (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
M _{tx} (N.m)	100	23	2.77	2.10	0.77	2.77	4Φ10 =3.14
M _{ty} (N.m)	100	22	2.65	2.10	0.65	2.65	4Φ10 =3.14

*Sur appuis :

Moment	b	d	A _{min} (cm ²)	A _l (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
M _{tx} (N.m)	100	23	2.77	2.10	0.27	2.77	4Φ10 =3.14
M _{ty} (N.m)	100	22	2.65	2.10	0.23	2.65	4Φ10 =3.14

.Espacement Des Armatures : [BAEL91 (A.8.2,42)

Suivant x : $e \leq \min(3h;33) = (75;33) \text{ cm}$

Soit : $e \leq 33\text{cm} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$

-Vérification de la contrainte de cisaillement: [BAEL91 (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \dots\dots\dots (A.5.1,1) \text{ p51}$$

$$V_u = T = 28826.61 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{28826.61}{1000 \times 230} \longrightarrow \tau_u = 0.125 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

\Rightarrow La condition est vérifiée, on n'a pas besoin des armatures transversales.

6- Vérification à l'E.L.S :

***en travée :**

-Selon X :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu_1 = 0.00028 ; \beta_1 = 0.970 ; K_1 = 151.70$$

$$\sigma_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5289.78}{3.14 \times 0.970 \times 23} = 75.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{75.51}{151.70} = 0.49 \text{ MPa}$$

-Selon Y :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu_1 = 0.00028 ; \beta_1 = 0.970 ; K_1 = 151.70$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ty}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4554.50}{3.14 \times 0.970 \times 22} = 67.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{67.96}{151.70} = 0.45 \text{ MPa}$$

***Vérification :**

-Selon X :

$$\sigma_s = 75.51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_b = 0.49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

-Selon Y :

$$\sigma_s = 67.96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_b = 0.45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

***Sur appuis :**

-Selon X :

$$\mu_1 = \frac{M_a^{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu_1 = 0.0001; \quad \beta_1 = 0.982 \quad ; \quad K_1 = 262.80$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ax}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1866.98}{3.14 \times 0.982 \times 23} = 26.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{26.32}{262.80} = 0.10 \text{ MPa}$$

-Selon Y :

$$\mu_1 = \frac{M_a^{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu_1 = 0.00009; \quad \beta_1 = 0.983 \quad ; \quad K_1 = 279.10$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ay}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1607.47}{3.14 \times 0.983 \times 22} = 23.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{23.67}{279.10} = 0.08 \text{ MPa}$$

***Vérification :**

-Selon X :

$$\sigma_s = 26.32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_b = 0.10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

-Selon Y :

$$\sigma_s = 23.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_b = 0.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

- Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.7.5)page 183

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) cotés on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x} \longrightarrow \frac{25}{200} = 0.125 \geq \frac{0.85M_x}{20M_x} = 0.0425 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \qquad \frac{3.14}{100 \times 23} = 0.0013 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots C.V$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Présentation du ferrailage:

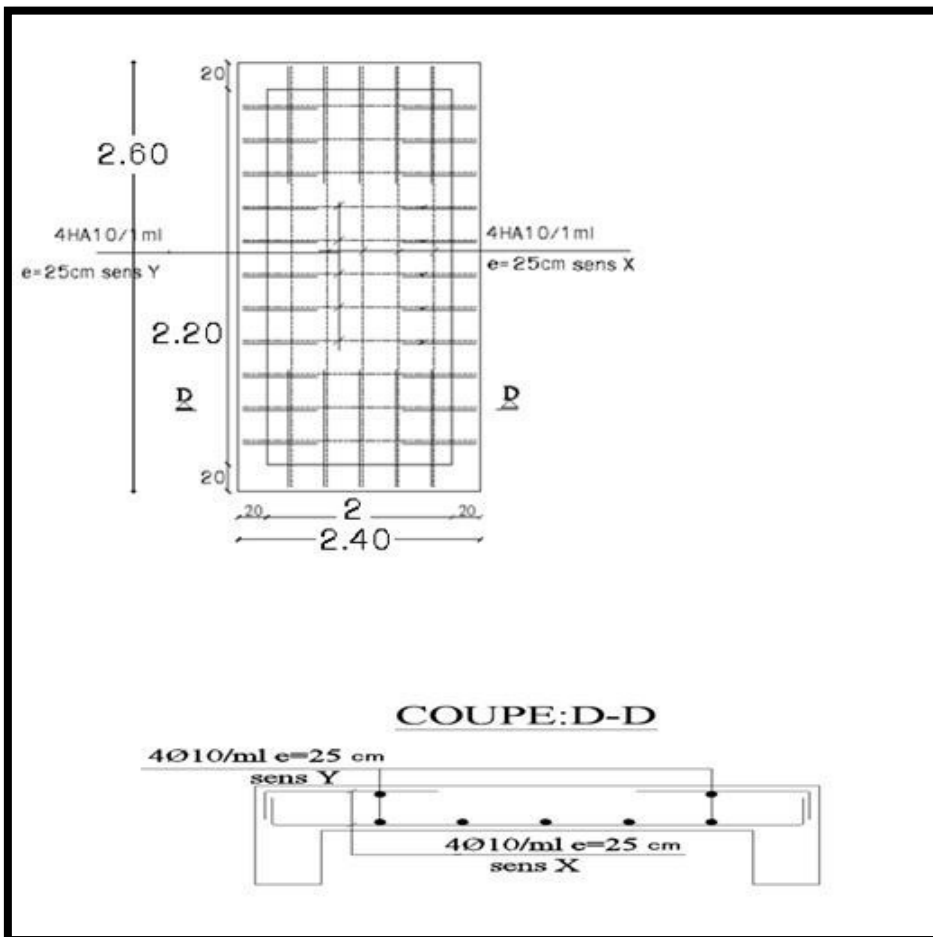


Fig III 27 :ferrailage de la cage d'ascenseur

3. Calcul de la dalle terrasse de l'ascenseur : (qui couvre la machine de machinerie)

3-1-Méthode de calcul :

La dalle terrasse de l'ascenseur est constituée par un panneau rectangulaire.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.00}{2.20} = 0.91 > 0.4 \text{ La dalle repose sur 4 cotés « même principe que la dalle d'ascenseur »}$$

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur dans les deux directions.

3-2- Evaluations des charges :

*charge permanente : d'après DTR BC2.2.

Désignations	e « m »	γ « N/m ³ »	Charges« N/m ² »
Gravillon de protection	0.04	20 000	800
Étanchéité multicouches	0.02	6 000	120
Isolation thermique	0.04	4 000	160
Béton de pente	0.05	22 000	1 100
Plancher dalle plane	0.12	25 000	3 000
En duit en plâtre	0.01	10 000	100
			G = 5 280

*Sur charge d'exploitation :

$$Q = 1\,000 \text{ N/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur on a :

$$g = G \times 1\text{m} = 5280 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N/ml}$$

3-3- Combinaisons d'action :

- E.L.U.: $P_u = 1,35 g + 1,5 q = 8628 \text{ N/ml}$.
- E.L.S.: $P_{ser} = g + q = 6280 \text{ N/ml}$.

3-4- Détermination des sollicitations :

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2,20} = 0,91$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2 \quad ; \quad M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} \quad ; \quad M_{ty} = 0.85M_{0y}$$

$$M_{ax} = 0.3M_{0x} \quad ; \quad M_{ay} = 0.3M_{0y}$$

$$T_{max} = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_x + l_y}$$

		μ	$M_0 \ll \text{N.m} \gg$	$M_a \ll \text{N.m} \gg$	$M_t \ll \text{N.m} \gg$	$T \ll \text{N} \gg$
E.L.U	Sens X	0.0448	1546.13	463.84	1314.21	6123.09
	Sens Y	0.798	1233.81	370.14	1048.73	
E.L.S	Sens X	0.0519	1303.72	391.11	1108.16	
	Sens Y	0.861	1122.51	336.75	954.13	

3.5. Calcul du ferrailage :

***E.L.U :** on utilise des barres Fe400, nous prendrons :

$C = 2\text{cm}$ d'où :

$d_x = 10\text{ cm}$, et supposons qu'on va utiliser des barres $\Phi_x = \Phi_y = 10\text{mm}$ d'où :

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 10 - 1 = 9\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s = 348\text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 14.2\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0 \quad A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

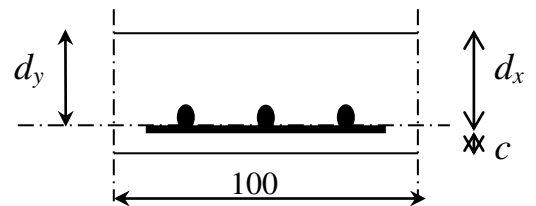


Tableau récapitulatif :

***en travée :**

Moment	$M_u(\text{N.m})$	b	d	μ	α	β	$\sigma_s(\text{MPa})$	A (cm ²)
Mtx(N.m)	1314.21	100	10	0.0093	0.0126	0.995	348	0.38
Mty(N.m)	1048.73	100	9	0.009	0.0126	0.995	348	0.34

***Sur appuis :**

Moment	$M_u(\text{N.m})$	b	d	μ	α	β	$\sigma_s(\text{MPa})$	A (cm ²)
Mtx(N.m)	463.84	100	10	0.0033	0.005	0.998	348	0.13
Mty(N.m)	370.14	100	9	0.0032	0.005	0.998	348	0.12

. Vérification:

.Condition De Non Fragilité : BAEL91 (art A.4.2, 1)

$$A_{min}^x \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times 2,1/400 = 1,207 \Rightarrow A_{min} \geq 1,207 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 9 \times 2,1/400 = 1,086 \Rightarrow A_{min} \geq 1,086 \text{ cm}^2$$

.Pourcentage Minimal : BAEL91 (art B.7.4) P181-183

$$A_l \geq 0.0008 \left(\frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \right) b \cdot h = 0.0008 \left(\frac{3 - \frac{2}{2.20}}{2} \right) \times 100 \times 12 = 1.00$$

$$A_l \geq 1.00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots A_{totale} = \max(A_u ; A_{min} ; A_{cal}^u)$$

***en travée :**

Moment	b	d	Amin(cm ²)	Al(cm ²)	Acal(cm ²)	Amax(cm ²)	Aadop (cm ²)
Mtx(N.m)	100	10	1.207	1.00	0.38	1.207	4Φ10 =3.14
Mty(N.m)	100	9	1.086	1.00	0.34	1.086	4Φ10 =3.14

***Sur appuis :**

Moment	b	d	Amin(cm ²)	Al(cm ²)	Acal(cm ²)	Amax(cm ²)	Aadop (cm ²)
Mtx(N.m)	100	10	1.207	1.00	0.13	1.207	4Φ10 =3.14
Mty(N.m)	100	9	1.086	1.00	0.12	1.086	4Φ10 =3.14

.Espacement Des Armatures : [BAEL91 (A.8.2,42)

Suivant x : $e \leq \min(3h;33) = (36;33) \text{ cm}$

Soit : $e \leq 33\text{cm} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$

3.6.Vérification de la contrainte de cisaillement: [BAEL91 (A.5.1,21)

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \dots \dots \dots (A.5.1,1)$$

$$V_u = T = 6123.09 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{6123.09}{1000 \times 100} \longrightarrow \tau_u = 0.061 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.061 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

⇒ La condition est vérifiée, on n'a pas besoin des armatures transversales.

3.7. Vérification à l'E.L.S :

***en travée :**

-Selon X :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu_1 = 0.00032 ; \beta_1 = 0.968 ; K_1 = 141.30$$

$$\sigma_s = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1108.16}{3.14 \times 0.968 \times 10} = 36.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{36.46}{141.30} = 0.26 \text{ MPa}$$

-Selon Y :

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu_1 = 0.00034 ; \beta_1 = 0.967 ; K_1 = 136.50$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{954.13}{3.14 \times 0.967 \times 9} = 34.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{34.91}{136.50} = 0.25 \text{ MPa}$$

***Vérification :**

-Selon X :

$$\sigma_s = 36.46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\sigma_b = 0.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

-Selon Y :

$$\sigma_s = 34.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\sigma_b = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

***Sur appuis :**

-Selon X :

$$\mu_1 = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu_1 = 0.00011 ; \beta_1 = 0.981 ; K_1 = 248.20$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ax}^{\text{ser}}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{391.11}{3.14 \times 0.981 \times 10} = 12.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{12.70}{248.20} = 0.051 \text{ MPa}$$

-Selon Y :

$$\mu_1 = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu_1 = 0.00012 ; \beta_1 = 0.980 ; K_1 = 235.00$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ax}^{\text{ser}}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{336.75}{3.14 \times 0.980 \times 9} = 12.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{12.16}{235} = 0.52 \text{ MPa}$$

***Vérification :**

-Selon X :

$$\sigma_s = 12.70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_b = 0.051 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

-Selon Y :

$$\sigma_s = 12.16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_b = 0.052 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

3.8. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.7.5)

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) cotés on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_x} \longrightarrow \frac{12}{200} = 0.06 \geq \frac{0.85 M_x}{20 M_x} = 0.0425 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \frac{3.14}{100 \times 10} = 0.00314 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots C.V$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.9. Présentation du ferrailage:

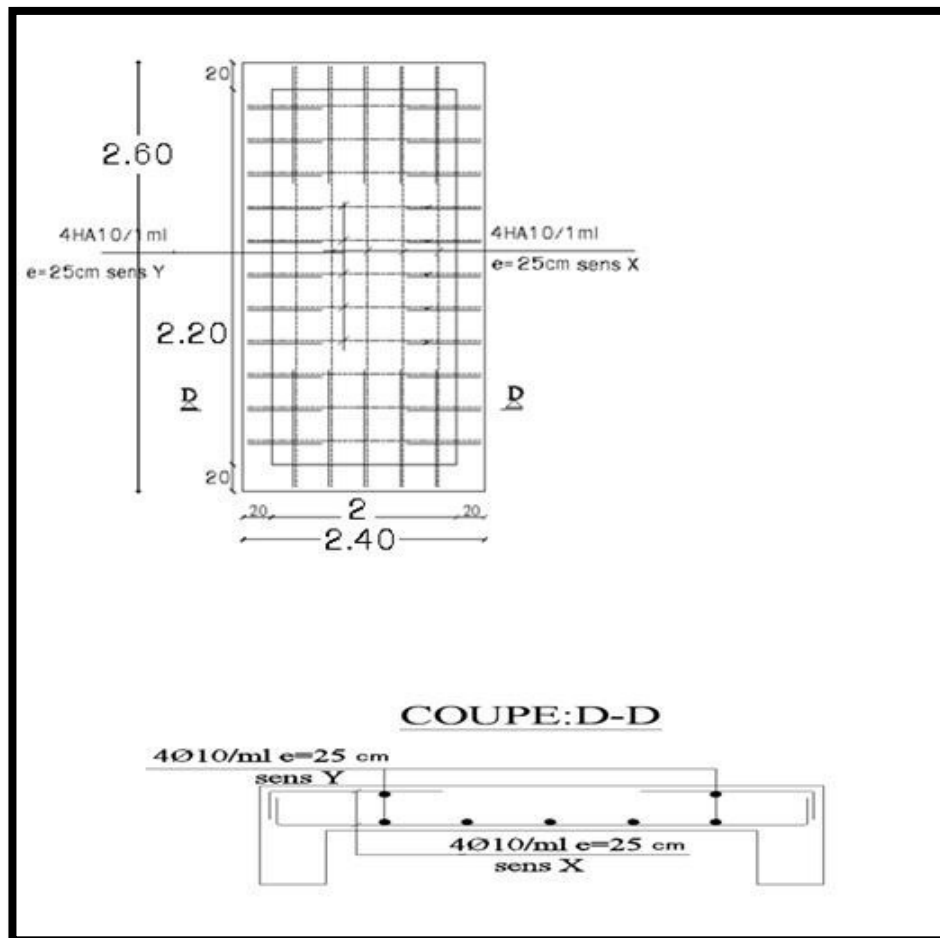


Fig III 28 : Ferrailage la dalle terrasse de l'ascenseur

Etude dynamique

IV-1 ETUDE AU VENT**IV-1-1 Introduction**

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction

Supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

IV-1-2 Application des RNV 99 :

- **La vérification de la stabilité d'ensemble:**

Les RNV 99 imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire. Notre construction appartient à la catégorie I (art 1.1.3 RNV99)

IV-1-3 L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :**1) détermination du coefficient dynamique C_d :**

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque (2.1.2 ; P51):

Sens V1 du vent:

$h = 33.66$; $b = 24.50$ m.

Après l'interpolation : $C_d = 0,93$

Sens V2 du vent:

$h = 33.66$ m; $b = 24.40$ m.

Après l'interpolation : $C_d = 0,93$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

2) détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des Éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article.3.1.1 des RNV 99.

La procédure qui convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur sont supérieures à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la Construction.

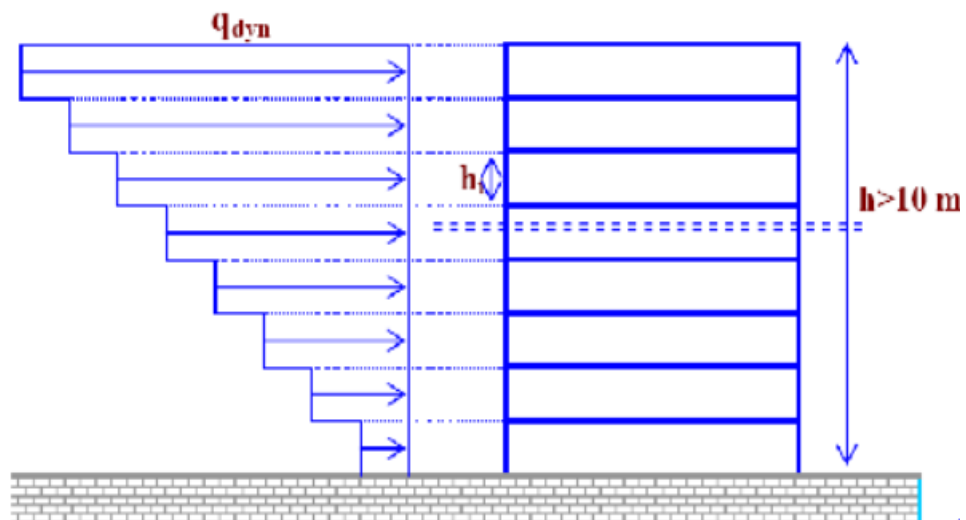


Figure V.1 Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dny}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est

Donnée par La formule RNV 99 (Art.3.2).

Structure permanente $\rightarrow q_{dny}(z_j) = q_{ref}(z_j) \times C_e(z_j)$.

(z_j) : Distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : Donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone II $\rightarrow q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule : RNV 99 (Art.3.3.2)

$$C_e(Z) = C_T(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_T(Z)} \right]$$

C_T : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 RNV 99).

Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$.

Cr: Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ Pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m.}$$

KT : Facteur de terrain.

Z0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min}: Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

- D'après le tableau (2.4 RNV 99) on a :

$$K_T = 0,24.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m.}$$

$$Z_{\min} = 16 \text{ m.}$$

Z	K _T	Z ₀	Z _{min}	C _r	C _T	C _e	q _{ref}	q _{dyn}
1.53	0.24	1	16	0,102064	1	0,181883	470	85.49
4.59	0.24	1	16	0,365731	1	0,748186	470	351.65
7.65	0.24	1	16	0,488329	1	1,058856	470	497.66
10.71	0.24	1	16	0,569082	1	1,279910	470	601.55
13.77	0.24	1	16	0,629398	1	1,453527	470	683.16
16.83	0.24	1	16	0,677559	1	1,597384	470	750.77
19.89	0.24	1	16	0,717652	1	1,720675	470	802.17
22.95	0.24	1	16	0,751996	1	1,828848	470	859.56
26.01	0.24	1	16	0,782035	1	1,925395	470	904.93
29.07	0.24	1	16	0,808729	1	2,012707	470	945.97
32.13	0.24	1	16	0,832749	1	2,092489	470	983.47

3) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe} \cdot 1 \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe} \cdot 1 + (C_{pe, 10} + C_{pe} - 1) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe} \cdot 10 \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :

$S=24.40 \times 24.50=597.8 \rightarrow S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe} \cdot 10$

a-Parois verticales :

Sens x : $h = 33.66 \text{ m}$; $b = 24.50\text{m}$. $d=24.40\text{m}$.

$e = \text{Min} (b, 2h)$.

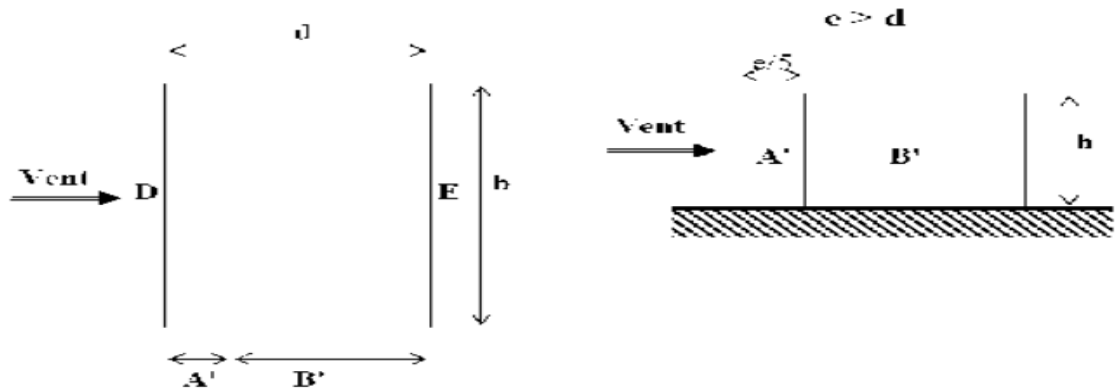
$\Rightarrow e = \text{Min} (24.50 , 2 \times 33.66)$.

$e = 24.50 \text{ m}$.

Donc $e > d = 24.40\text{m} \Rightarrow$ 2 zone A, B, pour les parois parallèles.

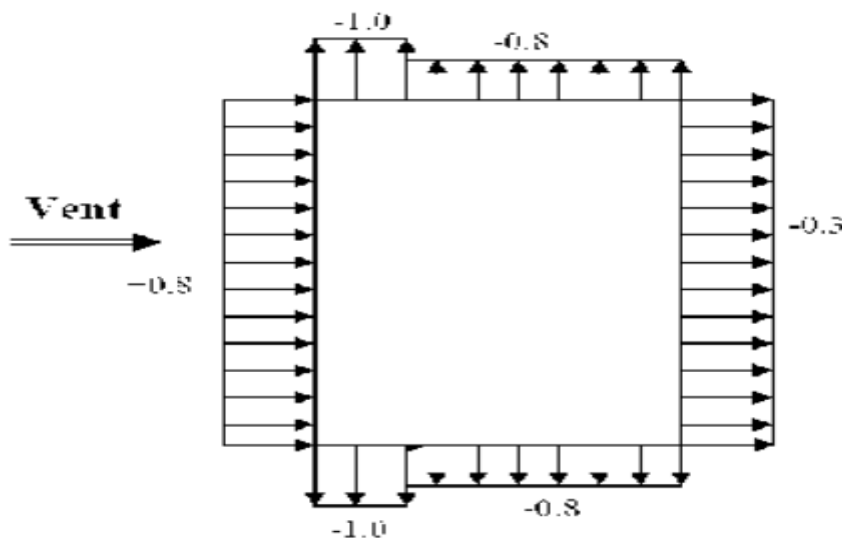
b: dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction.

h: hauteur total de la construction.



Le tableau ci-après Monster les différent résultants:

A'	B'	D	E
$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$
-0.1	-0.8	+0.8	-0.3



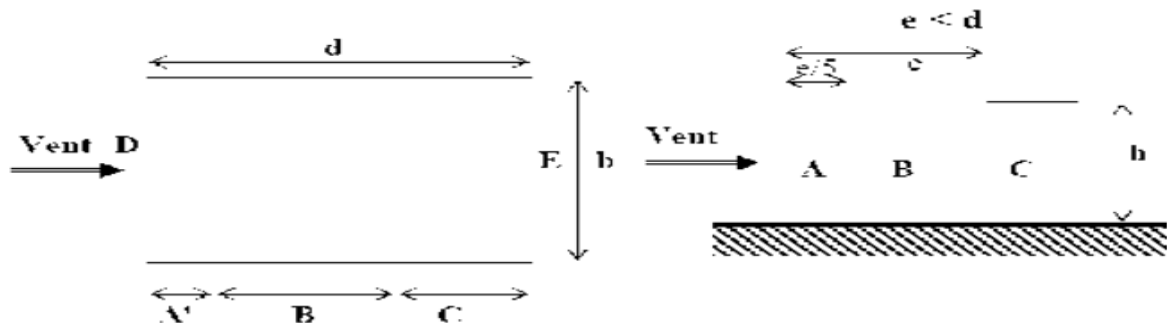
Sens-y:

$$h = 33.66 \text{ m} ; b = 24.40 \text{ m. } d=24.50\text{m.}$$

$$e = \text{Min} (24.40, 2 \times 33.66).$$

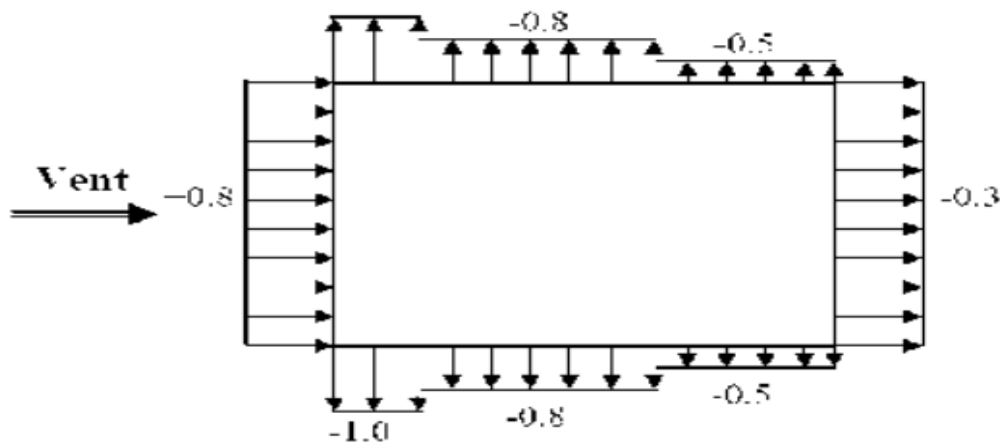
$$e = 24.40 \text{ m}$$

Donc $e < d=24.50\text{m.}$ \Rightarrow 3 zones A, B, C, pour les parois parallèles.



Le tableau suivant résume les résultants

A'	B'	C	D	E
$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$
-0.1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



b-Toitures plates :

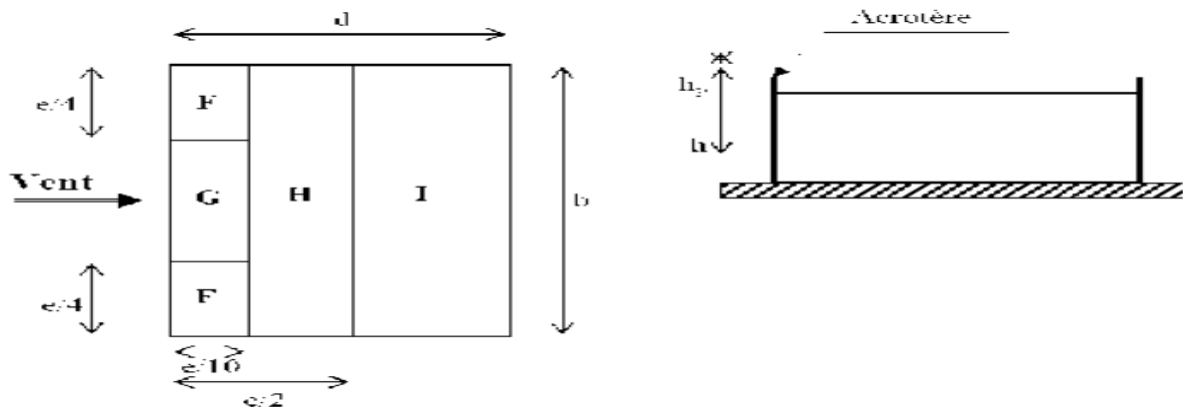
Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient $C_{pe} \cdot 10$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV 99).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

$$e = \text{min} [24.50 ; 2 \times 33.66]$$

e = 24.50



		Zone			
		F	G	H	I
Avec l'acrotère	$h_p/h=0.025$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$	$C_{pe} \cdot 10$
	$h_p/h=0.05$	-1,6	-1,1	-0,7	±0,2
	$h_p/h=0.10$	-1,4	-0,9	-0,7	±0,2
		-1,2	-0,8	-0,7	±0,2

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/33.66 = 0.0178$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,05$ et $h_p/h=0,01$

On trouve :

Zone F : $C_{pe} \cdot 10 = -1,6$

Zone G : $C_{pe} \cdot 10 = -1,1$

Zone H : $C_{pe} \cdot 10 = -0,70$

Zone I : $C_{pe} \cdot 10 = \pm 0,2$

4) Détermination des coefficients de pression intérieure CP_i

Le coefficient de pression intérieure CP_i des bâtiments avec cloison intérieure.

Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$CP_i = 0,8$ et $CP_i = -0,5$ (art 2.2 des RNV99. P78).

5) Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = CP_e - CP_i$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

Pour $CP_i = 0,8$. Alors, on a le tableau suivant :

Zone	CP_i	$C_{pe} \cdot 10$	C_p
AA'	0.8	-1,00	-1.80
BB'	0.8	-0.80	-1.60
C	0.8	-0.50	-1.30
D	0.8	+0.80	0.00
E	0.8	-0.30	-1.10
F	0.8	-1.6	-2.46
G	0.8	-1.1	-1.96
H	0.8	-0.70	-1.50
I	0.8	-0.20	-1.00
		+0.20	-0.60

Pour $CP_i = -0.5$ Alors on a le tableau suivant:

Zone	CP_i	$C_{pe} \cdot 10$	C_p
AA'	- 0.5	-1.00	-0.50
BB'	- 0.5	-0.80	-0.30
C	- 0.5	-0.50	-0.00
D	- 0.5	+0.80	+1.30
E	- 0.5	-0.30	+0.20
F	- 0.5	-1.6	-1.16

G	- 0.5	-1.1	-0.66
H	- 0.5	-0.70	-0.20
I	- 0.5	-0.20	+0.30
		+0.20	+0.70

6) Calcul de la précision due au vent

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination

De la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1

$$(RNV.99. P.40): \quad q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m²) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur relative z_j à l'élément de surface j .

$$W_j : \text{est obtenu à l'aide de formule suivante : } W_j = q_{\text{dyn}}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

7) Calcul des forces de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

$$\text{La force de frottement } F_{fr} \text{ est donnée par : } F_{fr} = \sum (q_{\text{dyn}}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : Hauteur du centre de l'élément j .

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j (tableau 2.2).

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j (tableau 2.1).

La construction pour les quelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, soit le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$, soient

Vérifiés ; ou b est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

Sens- x :

$$b = 24.50 \text{ m; } d = 24.4 \text{ m; } h = 33.66 \text{ m.}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{24.4}{24.50} = 0,99 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{24.4}{33.66} = 0,72 < 3 \text{ non vérifiée}$$

Sens-y:

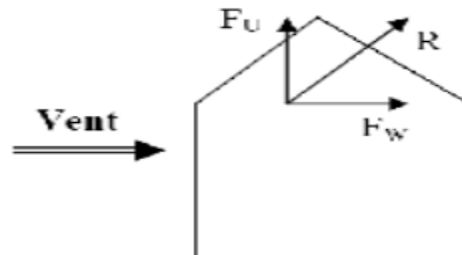
$b = 24.4 \text{ m}; d = 24.50 \text{ m}; h = 33.66 \text{ m}.$

$$\frac{d}{b} = \frac{24.50}{24.40} = 1.00 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{24.50}{33.66} = 0.72 < 3 \text{ non vérifiée}$$

8) Détermination de la force résultant

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



FW : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

FU : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \Sigma (q_i \times S_i) + \Sigma F_{frj}$$

Σ : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

Q_i : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

S_i : aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : Forces de frottement.

L'ensemble des résultants est. Porte dans le tableau suivant

Le tableau suivant résume les résultants pour le sans longitudinal:

$Z_j(m)$	C_p	$S(x, x)$	$S(y, y)$	q_{dyn}	$Q_j(x)$	$Q_j(y)$	$R(x)$	$R(y)$
1.53	-1.10	74.97	74.66	85.49	-87.45	-87.45	-6556	-6529
4.59	-1.10	74.97	74.66	351.65	-359.73	-359.73	-26969	-26857
7.65	-1.10	74.97	74.66	497.66	-509.10	-509.10	-38167	-38009
10.71	-1.10	74.97	74.66	601.55	-615.38	-615.38	-46135	-45944
13.77	-1.10	74.97	74.66	683.16	-698.87	-698.87	-52394	-52141
16.83	-1.10	74.97	74.66	750.77	-768.03	-768.03	-57579	-57341
19.89	-1.10	74.97	74.66	802.17	-820.61	-820.61	-61521	-61267
22.95	-1.10	74.97	74.66	859.56	-879.32	-879.32	-65922	-65650

26.01	-2.46	74.97	74.66	904.93	-2070.29	-2070.29	-155209	-154568
29.07	-1.96	74.97	74.66	945.97	-1724.31	-1724.31	-129271	-128736
32.13	-0.2	74.97	74.66	983.47	-182.92	-182.92	-13713	-13656

Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0,8$ (sens longitudinal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = -653436 \text{ N} = -653.436 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = -626526 \text{ N} = -626.526 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultants pour le sens transversal

Z_j (m)	C_p	$S(x, x)$	$S(y, y)$	q_{dyn}	$Q_j(x)$	$Q_j(y)$	$R(x)$	$R(y)$
1.53	0.2	74.97	74.66	85.49	15.90	15.90	-6556	-6529
4.59	0.2	74.97	74.66	351.65	65.40	65.40	-26969	-26857
7.65	0.2	74.97	74.66	497.66	92.56	92.56	-38167	-38009
10.71	0.2	74.97	74.66	601.55	111.88	111.88	-46135	-45944
13.77	0.2	74.97	74.66	683.16	127.06	127.06	-52394	-52141
16.83	0.2	74.97	74.66	750.77	139.61	139.61	-57579	-57341
19.89	0.2	74.97	74.66	802.17	149.20	149.20	-61521	-61267
22.95	0.2	74.97	74.66	859.56	159.87	159.87	-65922	-65650
26.01	-1.1	74.97	74.66	904.93	-925.74	-925.74	-155209	-154568
29.07	-0.6	74.97	74.66	945.97	-527.85	-527.85	-129271	-128736
32.13	-0.2	74.97	74.66	983.47	-182.92	-182.92	-13713	-13656

Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = -0,5$ (sens transversal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum x_i R = -653436 \text{ N} = -653.436 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum y_i R = -626526 \text{ N} = -626.526 \text{ KN}$$

IV-2 ETUDE SISMIQUE

IV-2-1 Introduction :

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoquées par une libération soudaine d'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous jacente appelée manteau.

Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamiques dues au séisme est obligatoire, et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

La présente étude est faite toujours en modélisant la structure avec le logiciel **ROBOT MILINUIME**. La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version2003

IV-2-2. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant.

Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique modale spectrale.
3. La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

1. Principe de la méthode statique équivalente:

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

2. Principe de la méthode dynamique :

Cette méthode est plus exacte que la précédente, elle est basée sur l'utilisation d'accélérogramme ou de spectre de réponses adaptés au site de la construction.

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

Le bâtiment étudiés classe irrégulier en plan donc :

-Pour le calcul sismique on applique la méthode d'analyse modale spectrale.

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier.

Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

.Modélisation

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Les forces sismiques sont représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour déterminer la réponse de la structure.

3. Critères de classification par le RPA99/version 2003 :

la structure est implantée à Constantine, zone II(a) (sismicité moyenne)

3.1. Classification des ouvrages selon leur importance : RPA 99 VER 2003 page 14

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2)

3.2. Classification des sites RPA 99 VER 2003 page 15

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

.Catégorie S1 (site rocheux) : Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) ≥ 800 m/s.

-Catégorie S2 (site ferme) :

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

-Catégorie S3 (site meuble) :

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

-Catégorie S4 (site très meuble) :

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

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

-Selon le rapport géotechnique notre sol être classé dans la catégorie de site "meuble", type S3.

- **Type de contreventement : TABLEAU 4.3(RPA 99 VER 2003 page 37)**

Notre structure est contreventée par une ossature mixte (portiques-voiles), avec interaction et par conséquent le coefficient de comportement $R = 5$.

- **Régularité en plan : RPA99/version 2003 art, 3,5.A page 38**

a,1) pas de régularité, (condition non vérifiée),

- **Régularité en élévation : RPA99/version 2003 art, 3,5.B page 38**

Elle est classé régulière en élévation.

✓ L'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et régulier en élévation.

- **Nombre de modes à considérer : RPA99/version 2003-4.3.4 page 43**

a) Pour une structure modélisée en tridimensionnel et ne présentant pas des problèmes de torsion, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que :

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

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

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

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

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_{K \leq 0.20SEC}$$

4. Spectre de réponse de calcul : RPA99/version 2003-4.3.3 page 43

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

.Coefficient d'accélération de zone A : TABLEAU 4.1(RPA 99 VER 2003 page 34)

Il dépend de l'accélération maximale possible de région et de l'importance de l'ouvrage (caractérisée par le groupe d'usage),

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en **zone II(a)** donc : $\Rightarrow A = 0.15$

- **facteur de correction d'amortissement η : 4.3 (RPA 99 VER 2003 page 43)**

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

- **pourcentage d'amortissement critique : TABLEAU 4.2(RPA 99 VER 2003 page 35)**

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Structure mixte portique/voile en béton Armé : $\xi = 7\%$, $\eta = 0.88 \geq 0.7$

- **périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 :**

TABLEAU 4.7 (RPA 99 VER 2003 page 43)

Selon les propriétés mécaniques du sol (sol meuble), le site est de catégorie (**S3**).

$$T_1 = 0.15, \quad T_2 = 0.50$$

• **Evaluation de la période fondamentale:**

D: facteur d'amplification dynamique moyen **RPA99/V2003** formule - 4.2 page 34

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

La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la Min des formules 4-6 et 4-7 du **RPA99 (v2003) page 31**

$$T = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; - \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

h_N : hauteur totale de la structure = 33.66m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement de type de remplissage (tableau 4-6)

$$T = C_T \cdot h_n^{\frac{3}{4}} \quad \text{ou:} \quad \begin{cases} h_n = 33.66\text{m} \\ C_T = 0.05 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (33.66)^{\frac{3}{4}} = 0.698 \text{ sec}$$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0,69$$

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

-Sens longitudinal

$$D = 24.50\text{m}$$

$$T_x = 0.09 \frac{33.66}{\sqrt{24.50}} = 0,612 \Rightarrow T_2 \leq T_x \leq 3s$$

$$\Rightarrow T_x = 0,61$$

$$T_x = \min (0,69, 0,61) = 0,61\text{sec}$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,914$$

Sens transversale :

$$D = 24.40\text{m}$$

$$T_y = 0.09 \frac{33.66}{\sqrt{24.40}} = 0.613$$

$$\Rightarrow T = 0.61$$

$$T_y = \min(0.69, 0.61) = 0.61 \text{ sec}$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.914$$

$$D_x = 1.91$$

$$D_y = 1.91$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est RPA99 art 4.2.4 :

$$\frac{T_x}{T_{x(\text{dyn})}} < 1.3 ; T_x = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ s .}$$

$$\frac{T_y}{T_{y(\text{dyn})}} < 1.3 ; T_y = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ s .}$$

❖ **R : Coefficient de comportement de la structure** (Tableau 4.7 RPA 99 / version 2003).

Global de la structure, il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique .Il dépend du type de la structure et de cas contreventement.

-structure mixte $R = 5$

• **facteur de qualité Q :**

Il est donné en fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système. De ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

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

La valeur **Q** doit être déterminée par la formule :

Valeurs des pénalités P_q a partir de **TABLEAU 4.4 (RPA 99 VER 2003 page 39)**

Tableau IV -1. Valeur des pénalités.

Critère de qualité "q"	Sens OX	Sens OY
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0 (Observé)	0 (observé)
2- Redondance en plan	0 (Observé)	0 (Observé)
3 - Régularité en plan	0,05 (N/observé)	0,05 (N/observé)
4 - Régularité en élévation	0 (Observé)	0 (Observé)
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/observé)	0,05 (N/observé)
6 - Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/observé)	0,1 (N/observé)

$$Q = 1 + \sum P_q$$

$$Q = \max\{Q_x, Q_y\}$$

$$Q_x = 1 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,10 = 1,2$$

$$Q_y = 1 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,10 = 1,2$$

$$Q = 1,2$$

$$T_1 = 0,15$$

$$T_2 = 0,50$$

5. Nombre de modes à considérer : RPA99/V2003 Article-4.3.4....page 43

Le nombre de modes à considérer pour les structures représentées par des modèles plans (unidimensionnel) dans deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, **ou** bien le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

3.4. Analyse de la structure :

3.4.1 .Premier variante : Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats suivant :

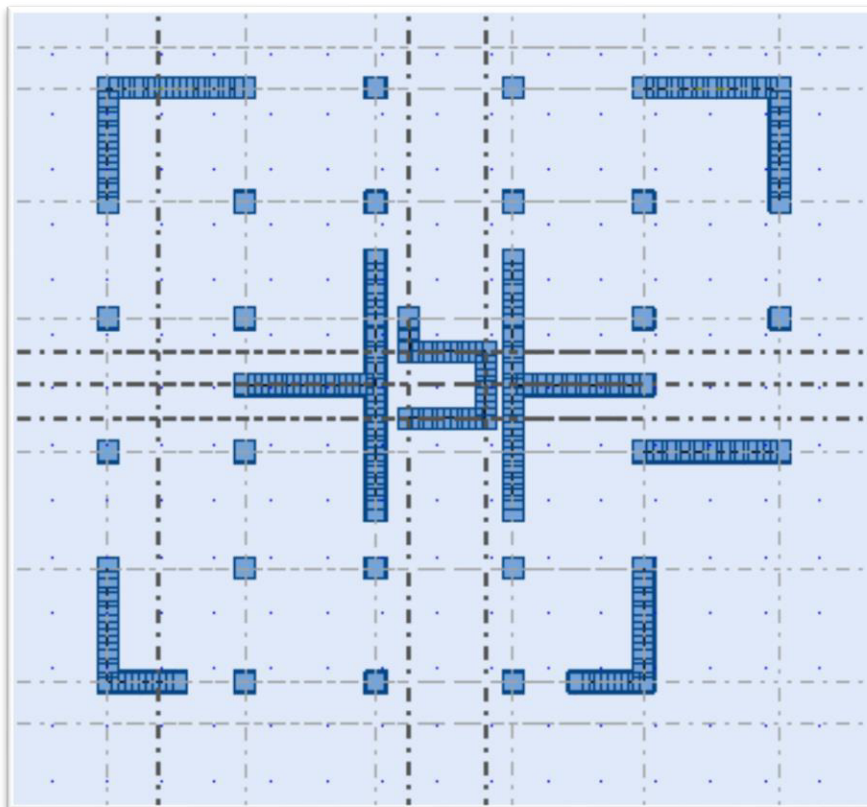


Fig.IV-1..Premier variante des voiles.

- Périodes et factures de participation massique modale :

Cas/Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature
1	1,63	0,61	48,77	0,08	48,77	0,08	torsion
2	1,68	0,59	0,05	66,51	48,82	66,59	translation
3	1,92	0,52	20,25	0,00	69,07	66,59	Torsion
4	6,26	0,16	14,02	0,00	83,09	66,59	
5	7,30	0,14	0,00	19,37	83,09	85,96	
6	8,01	0,12	3,30	0,00	86,40	85,97	
7	8,97	0,11	0,00	0,05	86,40	86,02	
8	9,15	0,11	0,00	0,16	86,40	86,18	
9	9,46	0,11	0,00	0,03	86,40	86,20	
10	9,87	0,10	0,00	0,02	86,41	86,22	

TableauIV-2. Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

-Interprétation des résultats:

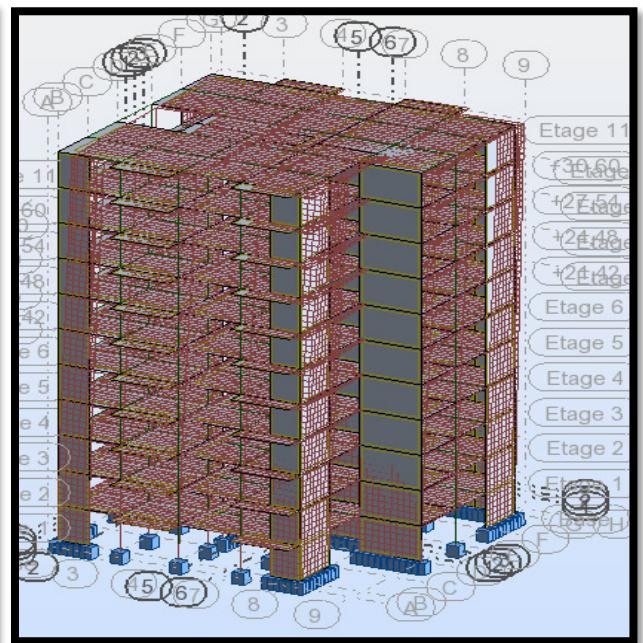
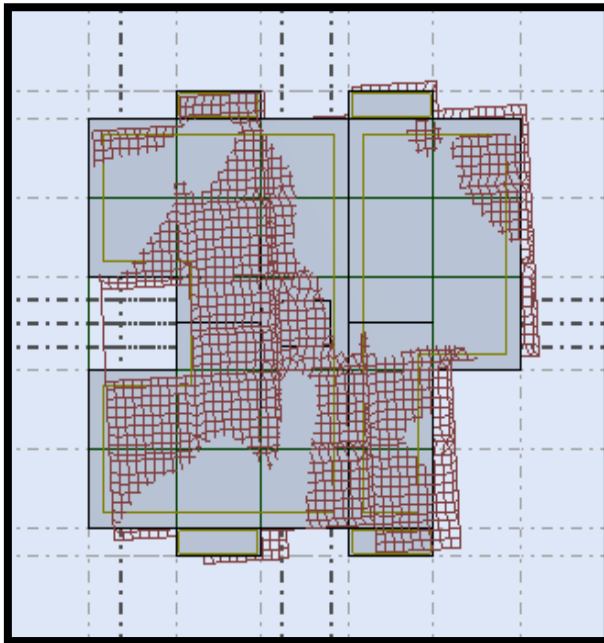
D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1^{er} mode est un mode de torsion selon l'axe U_x 48.77%.
- le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe U_y =66.59% de participation de masse modale.
- le 3^{ème} est un mode de torsion couplé avec la translation selon l'axe x (U_x =69.07%. U_y =69.59).
- la période T_{dyn} calculée=0.61 sec > la période empirique $T = 0.60$ sec.

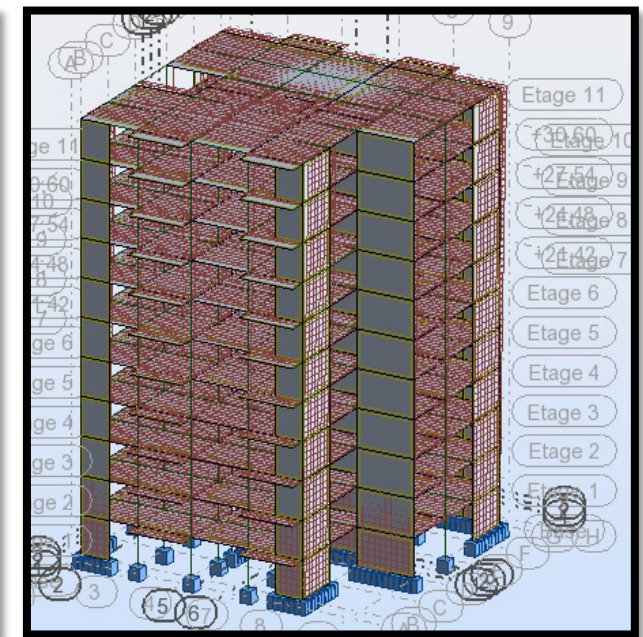
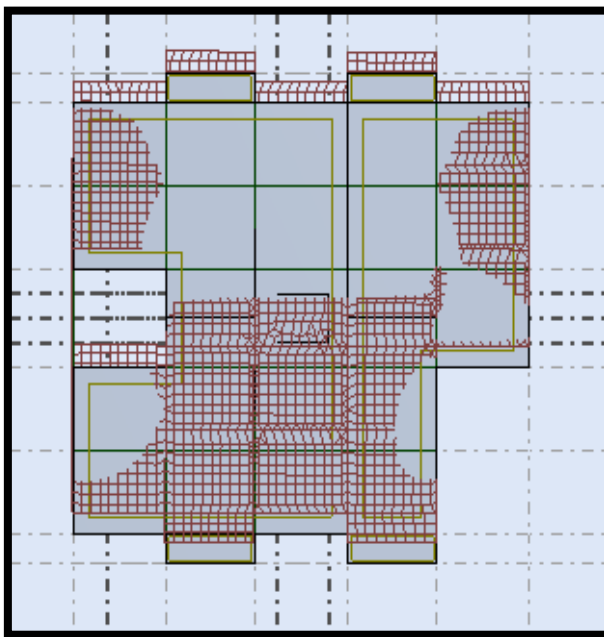
Pour les trois premiers modes fondamentaux, il y a un couplage entre les degrés de liberté de translation (U_x, U_y) et le degré de liberté de torsion u_z , ce qui a engendré des efforts

Supplémentaires dus à la torsion dans les éléments résistants.

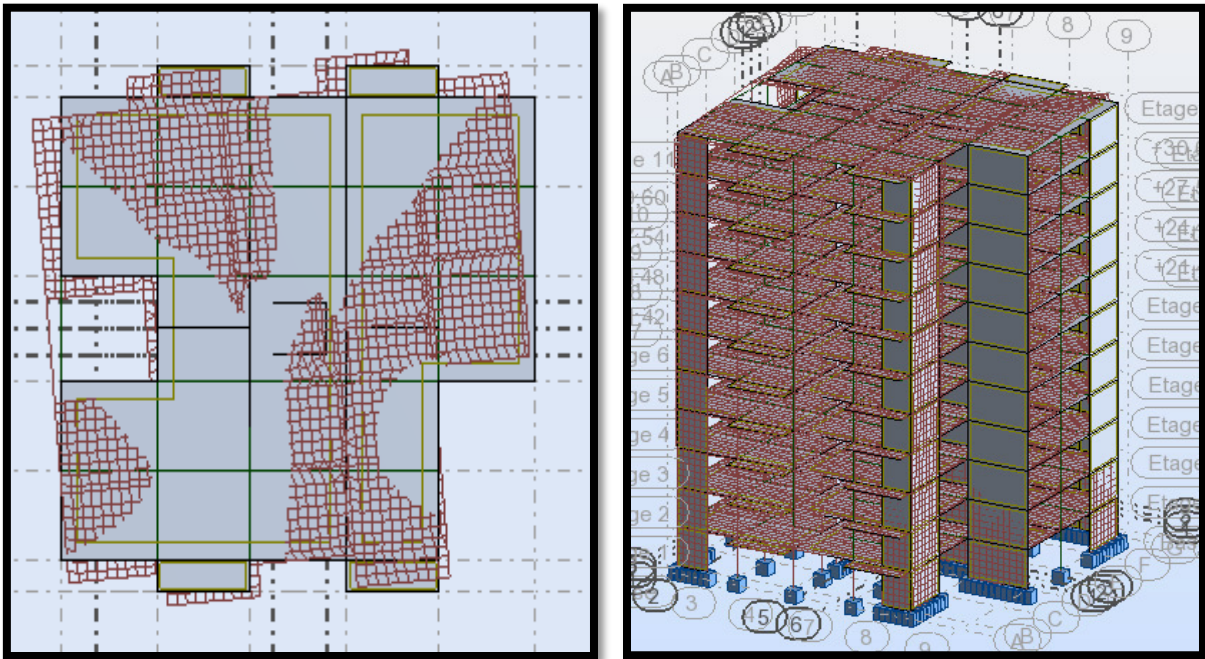
- ✓ Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



✓ Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



- ✓ Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan



-Problématique :

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable,

Cas dans :

- Le mode(1):il ya une torsion. (Non Admissible)
- Le mode(2):il ya une translation. (admissible)
- Le mode(3):il ya une la torsion. (Non admissible)

-La solution

➤ Proposition:

- On change les positions et dimensions des voiles.
- On augmente les sections des poteaux. On utilise les dimensions.
- Voile ép. 15 cm
- Poteaux change $40 \times 40 \text{ cm}^2 \Rightarrow 65 \times 65 \text{ cm}^2$

5.3. Variante II:

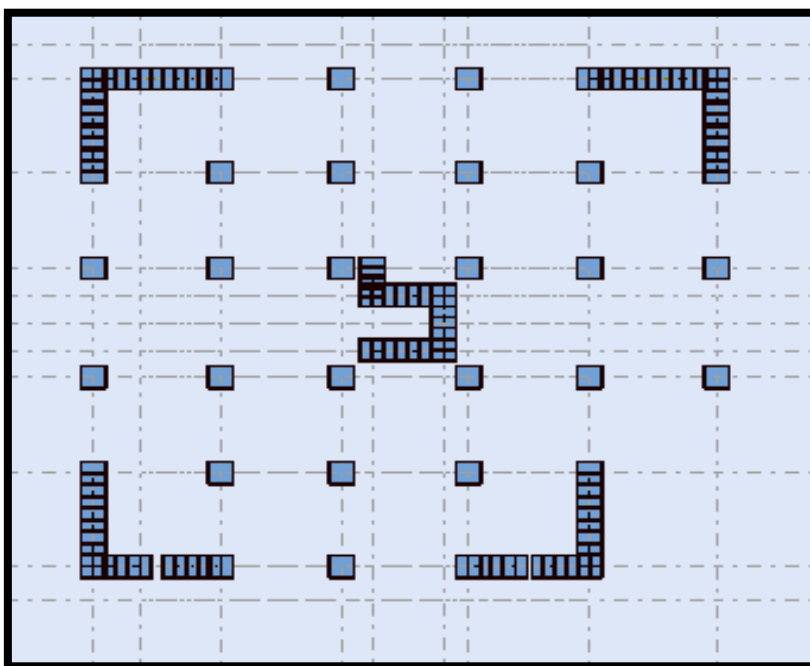


Fig. IV-2. Disposition des voies en RDC de la structure

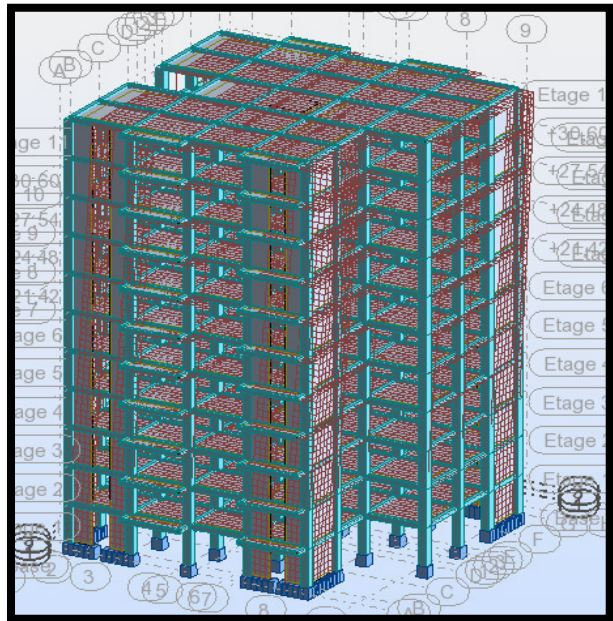
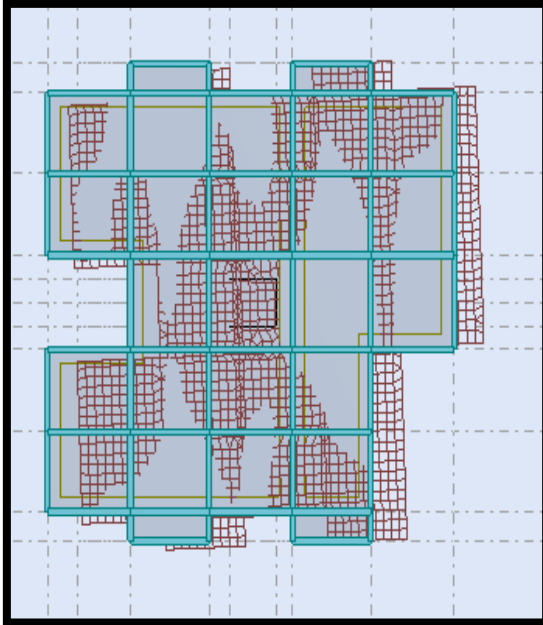
Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas/Moe	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature
1	1,28	0,78	66,66	0,69	66,66	0,69	translation
2	1,33	0,75	0,69	67,91	67,36	68,60	translation
3	2,03	0,49	3,62	0,00	70,98	68,60	torsion
4	4,58	0,22	14,60	0,03	85,58	68,63	
5	5,25	0,19	0,02	18,05	85,60	86,69	
6	7,82	0,13	1,35	0,00	86,96	86,69	
7	8,99	0,11	4,71	0,10	91,67	86,79	
8	9,98	0,10	0,12	5,35	91,79	92,15	

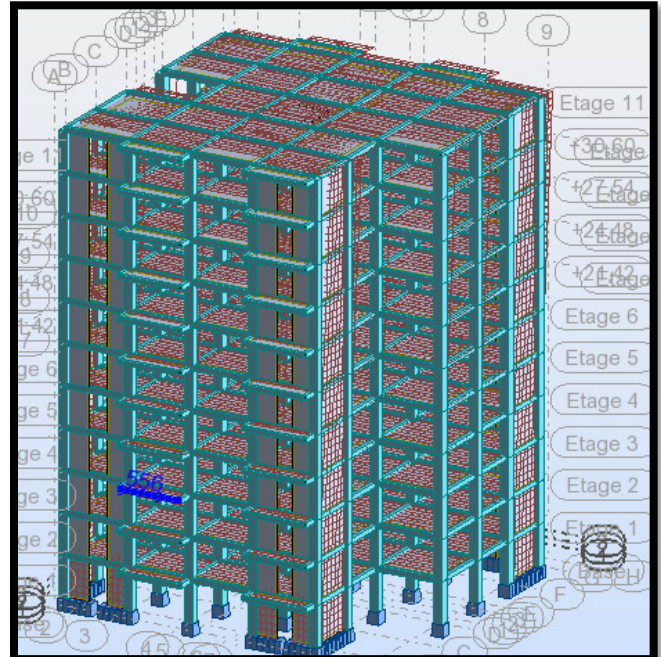
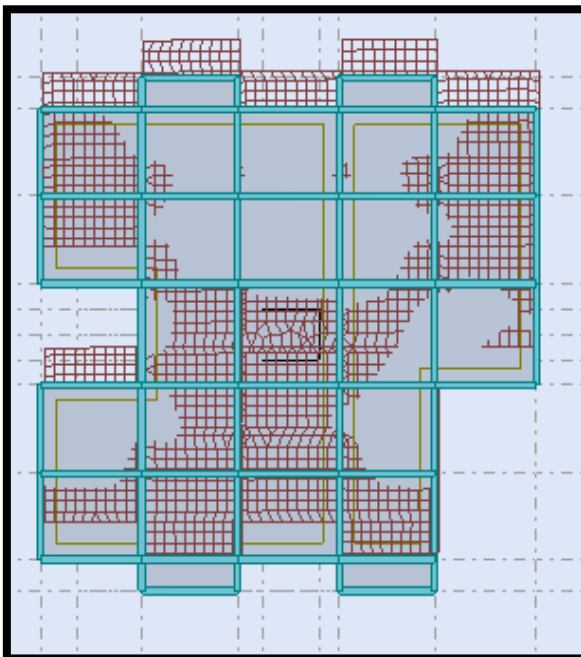
Conclusion :

- on constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a
- le 1er mode est un mode translation selon l'axe X avec 66.66% de participation de masse modale.

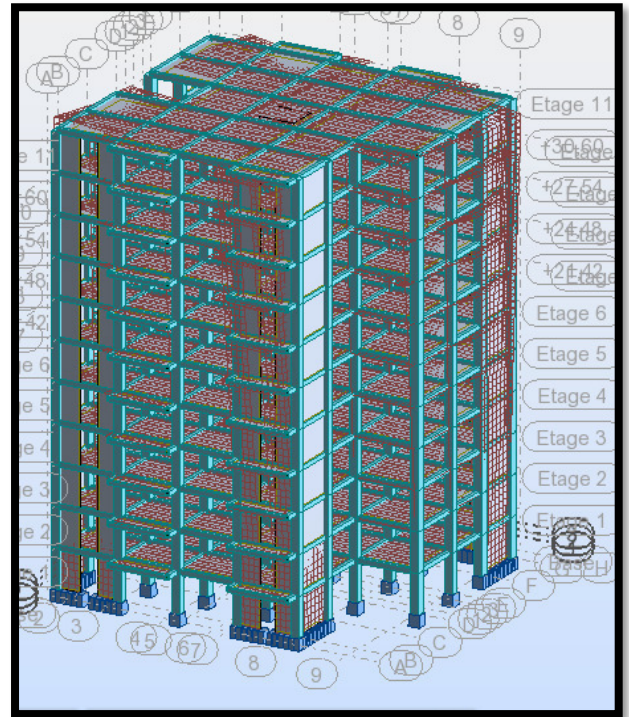
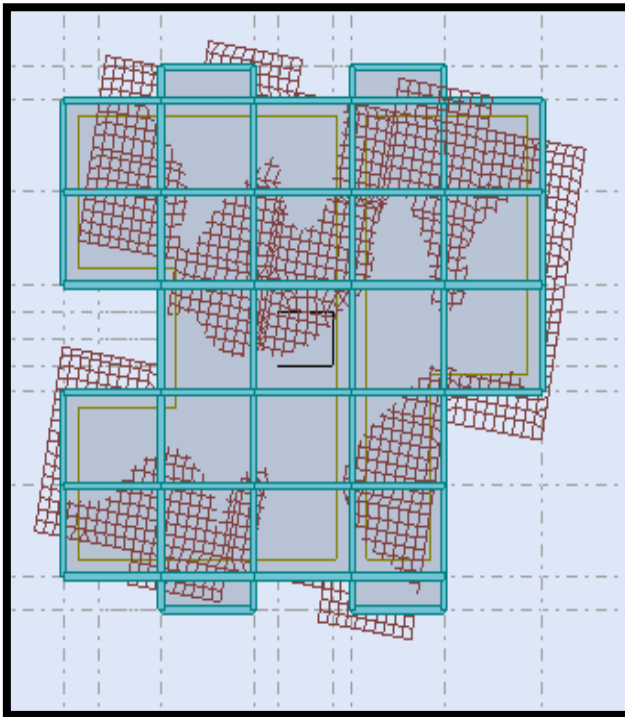
- le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y avec 67.91%de participation de masse modale.
- le 3eme mode est mode torsion pure.
- on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).
- Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



- Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan :



- Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan



6. Distribution des Forces Sismiques

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule:

$$K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

- **Sens longitudinal :**

Etage	F_x [KN]	F_x Sur les poteaux [KN]	F_x Sur les voiles [KN]
RDC	2948,42	1328,11	1620,31
1	2914,65	602,97	2311,68
2	2823,31	621,96	2201,35
3	2686,09	653,88	2032,21
4	2517,27	664,18	1853,09
5	2316,40	655,41	1660,99
6	2075,97	630,14	1445,83
7	1794,47	590,40	1204,06
8	1470,60	537,44	933,15
9	1087,40	474,59	612,81
10	612,52	486,45	126,07

TableauIV-3: Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.

• **Sens transversal :**

Etage	F _Y [KN]	F _Y Sur les poteaux [KN]	F _Y Sur les voiles [KN]
RDC	3092,21	1428,86	1663,35
1	3054,25	588,32	2465,93
2	2956,04	624,72	2331,31
3	2813,92	684,59	2129,33
4	2642,46	720,08	1922,38
5	2439,04	729,79	1709,25
6	2195,64	718,48	1477,16
7	1911,86	690,13	1221,73
8	1584,28	647,15	937,13
9	1187,00	599,19	587,81
10	676,16	629,42	46,74

Tableau IV-4: Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage

• **Justification selon RPA 99-v2003 (Art: 3.4.4a)**

- ❖ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

_ Les sollicitations verticales totales de la structure : 39887.57KN.

_ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 7331.62KN.

$$\frac{F_z \text{ voile}}{F_z \text{ totale}} = \frac{523,29}{4036,58} = 12.96\% \leq 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- ❖ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Sens-x

$$\frac{F_x \text{ poteau}}{F_x \text{ totale}} = \frac{1328,11}{2948,42} = 45\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Sens-y

$$\frac{F_y \text{ poteau}}{F_y \text{ totale}} = \frac{1428,86}{3092,21} = 46\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- **DONC:** La condition de l'interaction portique-voile est vérifiée.

Remarque:

La Structure est à système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

• **Effort tranchant de la base:**

$V_x=294.842t.$ $V_y=309.221t.$

❖ **Vérfications spécifiques pour l'ensemble de la structure.**

❖ **Résultante des forces sismiques à la base V_t .**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_t , soit : $V_t > 0.8$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t=V_x = 294.842t$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t=V_y =309.221t$

7. Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente):

R.P.A.99/V2003(article : 4-2-3) (page: 44,45)

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

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

Ou $\left\{ \begin{array}{l} A =0,15. \text{ (Tableau 4.1 RPA 99 / version 2003).} \\ Q =1,20. \text{ (Portiques (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003).} \\ R =5 \quad . \text{ (Tableau 4.7 RPA 99 / version 2003).} \\ D_x = 1.91s \quad D_y = 1.91s \end{array} \right.$

❖ **W : le poids total de la structure :**

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes
- W_{Qi} : La charge d'exploitation

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

$\beta = 0.20$

	Calcul automatique
Niveau	$W_{\text{etage}}(\text{Kg})$
RDC	515134,12
1	515134,12
2	515134,12

3	515134,12
4	515134,12
5	515134,12
6	515134,12
7	515134,12
8	515134,12
9	515134,12
10	579741,73

Poids de la structure : $W = 5731082.93 \text{ Kg} = 5731.08293 \text{ t}$.

La force sismique totale à la base de la structure est

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

$$V_{X_{\text{dyn}}} = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.20}{5} \times 5731.08293 = 394.06 \text{ t.}$$

$$V_{Y_{\text{dyn}}} = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.20}{5} \times 5731.08293 = 394.06 \text{ t.}$$

$$\frac{V_{\text{dyn}}}{V_{\text{stat}}} > 0.8$$

Sens longitudinal: $\frac{V_{\text{dyn}}}{V_{\text{stat}}} = \frac{394.06}{294.842} = 1.33 \geq 0.8 \longrightarrow$ **Condition vérifié.**

Sens transversal: $\frac{V_{\text{dyn}}}{V_{\text{stat}}} = \frac{394.06}{309.221} = 1.27 > 0.8 \longrightarrow$ **Condition vérifié.**

➤ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec } \quad F_t = 0.07 \times V \times T \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec } \quad F_t = 0 \end{array} \right.$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i; j$

$$V_x = 294.842t$$

$$F_t = 0.07 \times 0.72 \times 5 = 0.252$$

niveau	W_i	h_i	$V_x - F_t$	$W_i \times h_i$	f_i
RDC	515134,12	3.06	294.842	1576310,407	4,4673
1	515134,12	6.12	294.842	3152620,814	8,9346
2	515134,12	9.18	294.842	4728931,222	13,4019
3	515134,12	12.24	294.842	6305241,629	17,8692
4	515134,12	15.3	294.842	7881552,036	22,3365
5	515134,12	18.36	294.842	9457862,443	26,8038
6	515134,12	21.42	294.842	11034172,85	31,2711
7	515134,12	24.48	294.842	12610483,26	35,7384
8	515134,12	27.54	294.842	14186793,66	40,2057
9	515134,12	30.6	294.842	15763104,07	44,6730
10	579741,73	33.66	294.842	17339414,48	49,1403

$$\sum(W_j \times h_j) = 104036486,9$$

$$V_y = 309.221t$$

$$F_t = 0.07 \times 0.72 \times 5 = 0.252$$

niveau	W_i	h_i	$V_x - F_t$	$W_i \times h_i$	f_i
RDC	515134,12	3.06	309.221	1576310,407	4,6852
1	515134,12	6.12	309.221	3152620,814	9,3703
2	515134,12	9.18	309.221	4728931,222	14,0555
3	515134,12	12.24	309.221	6305241,629	18,7407
4	515134,12	15.3	309.221	7881552,036	23,4258
5	515134,12	18.36	309.221	9457862,443	28,1110
6	515134,12	21.42	309.221	11034172,85	32,7962
7	515134,12	24.48	309.221	12610483,26	37,4813
8	515134,12	27.54	309.221	14186793,66	42,1665

9	515134,12	30.6	309.221	15763104,07	46,8517
10	579741,73	33.66	309.221	17339414,48	51,5368

$$\sum(W_j \times h_j) = 104036486,9$$

V.8. Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

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

δ_k : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **L'article 5.10 du RPA99/version2003:**

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_K \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : h_e : étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à $(1\% h_e = 0,01h_e)$).

- **Sens Longitudinal:**

Etage	$\delta_e k_x$ [cm]	$\delta_k = drUx$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
RDC	0,3	0,3	3.06	cv
1	0,8	0,5	3.06	cv
2	1,5	0,7	3.06	cv
3	2,2	0,8	3.06	cv
4	3,0	0,8	3.06	cv
5	3,8	0,8	3.06	cv
6	4,6	0,8	3.06	cv
7	5,4	0,8	3.06	cv
8	6,2	0,7	3.06	cv
9	6,8	0,7	3.06	cv
10	7,5	0,6	3.06	cv

Tableau IV -5: Les Déplacements Du aux Force Si sémiques sens Longitudinal(XX)

RDC: $\Delta_{adm}=0.01 \times 3.06=0.0306m=3.06cm$

Etage courant: $\Delta_{adm}=0.01 \times 3.06=0.0306m=3.06cm$

• **Sens Transversal:**

Etage	$\delta_e k_y$ [cm]	$\delta_k = drUy$ [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% h_e$ [cm]	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
RDC	0,2	0,2	3.06	cv
1	0,7	0,4	3.06	cv
2	1,3	0,6	3.06	cv
3	2,0	0,7	3.06	cv
4	2,7	0,8	3.06	cv
5	3,6	0,8	3.06	cv
6	4,4	0,9	3.06	cv
7	5,3	0,9	3.06	cv
8	6,1	0,8	3.06	cv
9	6,9	0,8	3.06	cv
10	7,7	0,7	3.06	cv

Tableau IV-6: Les Déplacements Du aux Force Si sémiques au sens Transversal (YY).

Donc: Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article: 5.10) (Page: 63) du RPA99-v2003 et Vérifier.

8. Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET P- Δ :RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page: 37).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

_ P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de Niveau k.

_ Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

_ V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

_ h_k : Hauteur de l'étage k.

• **Sens Longitudinal:**

Etage	W (t)	Pk (t)	Δ_k (m)	V_x (t)	h_k (m)	Θ	≤ 0.1
10	579.74173	579.74173	0.007	61.252	3.06	0,020	CV
9	515.13412	1094.8758	0.008	108.740	3.06	0,025	CV
8	515.13412	1610.0099	0.008	147.060	3.06	0,027	CV
7	515.13412	2125.1440	0.009	179.447	3.06	0,033	CV

6	515.13412	2640.2782	0.009	207.597	3.06	0,035	CV
5	515.13412	3155.4123	0.008	231.640	3.06	0,033	CV
4	515.13412	3670.5464	0.008	251.727	3.06	0,036	CV
3	515.13412	4185.6805	0.007	268.609	3.06	0,033	CV
2	515.13412	4700.8146	0.006	282.331	3.06	0,031	CV
1	515.13412	5215.9487	0.004	291.465	3.06	0,022	CV
RDC	515.13412	5731.0824	0.002	294.842	3.06	0,012	CV

Tableau: Vérification a L'effet (P-Δ) <Sens Longitudinal>.

• **Sens Transversal:**

Etage	W (t)	Pk (t)	Δ _k (m)	V _x (t)	h _k (m)	Θ	≤ 0.1
10	579.74173	579.74173	0.007	67.616	3.06	0,018	CV
9	515.13412	1094.8758	0.008	118.700	3.06	0,023	CV
8	515.13412	1610.0099	0.008	158.428	3.06	0,025	CV
7	515.13412	2125.1440	0.009	191.186	3.06	0,031	CV
6	515.13412	2640.2782	0.009	219.564	3.06	0,033	CV
5	515.13412	3155.4123	0.008	243.904	3.06	0,032	CV
4	515.13412	3670.5464	0.008	264.246	3.06	0,034	CV
3	515.13412	4185.6805	0.007	281.392	3.06	0,032	CV
2	515.13412	4700.8146	0.006	295.604	3.06	0,029	CV
1	515.13412	5215.9487	0.004	305.425	3.06	0,021	CV
RDC	515.13412	5731.0824	0.002	309.221	3.06	0,011	CV

Tableau: Vérification a L'effet (P-Δ) <Sens Transversal>.

Alors: $\Theta_k \leq 0.1$

Donc: L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

V.8.Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

Suivante:

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

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = w \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

L: Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=28.68m.

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

• **Sens Longitudinal:**

$$M_s = w \times \frac{L}{2} = 5731.08293 \times \frac{24.50}{2} = 70205.73 \text{ t. m.}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	4,4673	3.06	13,6699473
1	8,9346	6.12	54,6797891
2	13,4019	9.18	123,029525
3	17,8692	12.24	218,719156
4	22,3365	15.3	341,748682
5	26,8038	18.36	492,118102
6	31,2711	21.42	669,827416
7	35,7384	24.48	874,876625
8	40,2057	27.54	1107,26573
9	44,6730	30.6	1366,99473
10	49,1403	33.66	1654,06362
$M_{rX} = \sum F_i \times h_i =$			6916,99332

Tableau IV-7: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{70205.73}{6916.99} = 10.14 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

• **Sens Transversal:**

$$M_s = w \times \frac{L}{2} = 5731.08293 \times \frac{24.40}{2} = 69919.21 \text{ t. m.}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	4,6852	3.06	14,33661
1	9,3703	6.12	57,34644
2	14,0555	9.18	129,02949
3	18,7407	12.24	229,38576
4	23,4258	15.3	358,41525
5	28,1110	18.36	516,11796
6	32,7962	21.42	702,49389
7	37,4813	24.48	917,54304
8	42,1665	27.54	1161,26541
9	46,8517	30.6	1433,661

10	51,5368	33.66	1734,72981
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			7254,32466

Tableau: Le moment de RENVERSEMENT provoqué par effort sismique sens YY

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{69919.21}{7254.324} = 9.63 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

-**DONC**: La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

V.9.Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

9.1. Centre de gravité des masses:

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

_ M_i : la masse de l'élément i.

_ X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport à un repère global

9.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec:

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{I_{jx}}$$

I_{jy} : Inertie de l'élément j dans le sens y.

X_j : Abscisse de l'élément I_{jy} .

I_{jx} : Inertie de l'élément j dans le sens x.

Y_j : Ordonnée de l'élément I_{jx} .

9.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le

Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant:

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

9.3.1. L'excentricité Théorique:

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivant x.

e_y : Excentricité théorique suivant y.

9.3.2. L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité Théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X: } e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 24.50 \implies e_{Acc} = 1.225\text{m.} \\ \text{Sens Y: } e_{Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 24.40 \implies e_{Acc} = 1.22\text{m.} \end{array} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel ROBOT et nous avons résumé dans les tableaux suivant: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7) (Page: 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique:

		Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
Etage	W[t]	G(X, Y, Z) [m]	R(X, Y, Z) [m]	e_x [m]	e_y [m]
RDC	515134,12	11,75 12,74 2,58	11,17 12,79 2,31	0,58	0,05
1	515134,12	11,75 12,74 5,64	11,17 12,79 5,37	0,58	0,05
2	515134,12	11,75 12,74 8,70	11,17 12,79 8,43	0,58	0,05
3	515134,12	11,75 12,74 11,76	11,17 12,79 11,49	0,58	0,05
4	515134,12	11,75 12,74 14,82	11,17 12,79 14,55	0,58	0,05
5	515134,12	11,75 12,74 17,88	11,17 12,79 17,61	0,58	0,05
6	515134,12	11,75 12,74 20,94	11,17 12,79 20,67	0,58	0,05
7	515134,12	11,75 12,74 24,00	11,17 12,79 23,73	0,58	0,05
8	515134,12	11,75 12,74 27,06	11,17 12,79 26,79	0,58	0,05
9	515134,12	11,75 12,74 30,12	11,17 12,79 29,85	0,58	0,05
10	579741,73	11,77 12,73 33,25	11,16 12,79 32,93	0,61	0,06

Tableau IV 8: Caractéristiques Massique de la Structure.

Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure:

Etage	L_x [m]	L_y [m]	e_x [m]	e_y [m]
RDC	24.50	24.40	0,58	0,05
Service	24.50	24.40	0,58	0,05
2	24.50	24.40	0,58	0,05
3	24.50	24.40	0,58	0,05
4	24.50	24.40	0,58	0,05
5	24.50	24.40	0,58	0,05
6	24.50	24.40	0,58	0,05
7	24.50	24.40	0,58	0,05
8	24.50	24.40	0,58	0,05
9	24.50	24.40	0,58	0,05
10	24.50	24.40	0,58	0,05
11	24.50	24.40	0,61	0,06

Tableau IV 9: L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV.10. conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure Parasismique. Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2014, ces résultats Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul Des éléments principaux).

Etude des éléments structuraux

V-1- LES COMBINAISONS D'ACTION

1-LES POTEAUX :

- **Sollicitation du 1^{ère} genre courante** : BAEL
 - ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
 - ELS : $G + Q$
- **Sollicitation du 2^{ème} genre courante** : RPA99 [13]
 - $G + Q + E$

Cette combinaison donne un effort normal maximal et un moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$).

- $0,8 G \pm E$

Cette combinaison donne un effort normal minimum et un moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$).

2-LES POUTRES :

- **Sollicitation du 1^{ère} genre courante** : BAEL
 - ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
 - ELS : $G + Q$
- **Sollicitation du 2^{ème} genre courante** : RPA99 [13]
 - $G + Q + E$

Cette combinaison donne un moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis.

- $0,8 G \pm E$

Elle donne un moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis.

3-LES VOILES :

- **Sollicitation du 1^{ère} genre courante** : BAEL
 - ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
 - ELS : $G + Q$
- **Sollicitation du 2^{ème} genre courante** : [13]
 - $G + Q + E$
 - $0,8 G \pm E$

4-LES FONDATIONS :

- **Semelle isolée sous poteau** : [13]
 - Sollicitation du 1^{ère} genre courante : BAEL
 - * $G + Q$
 - Sollicitation du 2^{ème} genre courante :
 - * $G + Q + E$ (pour la vérification des contraintes du sol).

* $0,8 \pm E$ (pour la vérification de la stabilité).

▪ **Semelle sous voile :**

- Sollicitation du 1^{ère} genre courante : BAEL

* $G + Q$

- Sollicitation du 2^{ème} genre courante :

* $G + Q + E$ (pour la vérification de la contrainte maximale dans le sol).

* $0,8 \pm E$ (pour la vérification du soulèvement du voile).

V-2- LES POTEAUX

V-2-1-INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

1- Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

1-1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

1-2- Le ferrailage :

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)

(A)

1-3- Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

1-4 Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- ❖ Selon le BAEL :
 - ELU : 1,35 G + 1,5 Q
 - EL.S : G + Q

❖ **Selon le RPA99 :**

$$- G + Q \pm E \quad (M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

$$- 0,8 G \pm E \quad (N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

a/ Recommandation de (RPA 2003) :• **RPA99 :**

1/ Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12 mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

b/ Armatures transversales :**BAEL91 :** (art A.8.1,2)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

➤ **RPA99(VER2003):**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_l \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_l \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

c/ Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

❖ D'après le **RPA99ver 2003** :

➤ $G + Q \pm E$ (5.1)

➤ $0.8 G \pm E$ (5.2)

❖ D'après le **BAEL 91** :

$1.35 G + 1.5 Q$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N^{\max} : $M^{\text{correspondant}}$

N^{\min} : $M^{\text{correspondant}}$

M^{\max} : $N^{\text{correspondant}}$

ELU		G+Q ± E		0,8G+E		ELS	
N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)	M_{MAX} (KN.M)	N_{COR} (KN)	N_{MIN} (KN)	M_{COR} (KN.M)	N_{MAX} (KN)	M_{COR} (KN.M)
3031,34	1.45	145.78	357,18	-1191,45	-8,76	2210,96	0.18

Tableau.V-1

2. Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC (dimension 65×65) :

$c = c' = 4\text{cm}$; $s = 50 \times 50(\text{cm})$; acier Fe E400; $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}$; $L = 3.06\text{m}$: hauteur totale du Poteau

2.1. Ferrailage longitudinal :

$N_{\text{max}} = 3031340\text{N}$; $M_{\text{corr}} = -1450\text{N.m}$

$M_{\text{max}} = 145780 \text{ N.m}$; $N_{\text{cor}} = -357180 \text{ N}$

$N_{\text{min}} = -1191450 \text{ N}$; $M_{\text{corr}} = -8760\text{N.m}$

-ELU: BAEL91 (art A.4.3)

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul : $e_t = e_1 + e_2$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque : L_f

$$l_f \leq \max \left(15, 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

Avec : h : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle.
$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués

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

$$e_a = \max (2\text{cm} , 306/250) \rightarrow e_a = 1.224 \text{ m.}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$L_f = 0.7L = 0.7 \cdot 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (2.142)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + 2 \cdot \Phi)$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{1450}{3031340} = 0.000478 \text{ m} = 0.05 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 1.224 + 0.05 = 1.274 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$3.26 < \max (15 ; 0.392)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 11.40$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.65} (2 + 2 \times 0.83) = 0.01m.$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.274 + 1 = 2.274$$

$$e = 2.274cm$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 3031.34 \times 0.0274 = 83.058KN.m$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 3031340 \text{ N} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 83058 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 65 - 0.81 \times 4) \cdot 65 \times 65 \times 14.2 \text{ (N.m)}$$

$$A = 1119806.6 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 83058 + 3031340 \left(0.61 - \frac{0.65}{2} \right) = 946989.9 \text{ N.m}$$

$$B = 3031340(0.61 - 0.04) - 946989.9 = 780873.9 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{946989.9}{18.5 \times 65 \times 61^2} = 0.21$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.298; \beta = 0.881)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{946989.9}{400 \times 0.881 \times 61} = 44.05 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma}_s} = 44.05 - \frac{3031340}{100 \times 400} = -31.73 \text{ cm}^2$$

❖ **G+Q±E**:

$$M_{\text{MAX}} = 145780 \text{ N} ; \quad N_{\text{cor}} = 357180 \text{ N.m.}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{145780}{357180} = 0.40m = 40cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2.016 + 40 = 42.01 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.65} (2 + 2 \times 0.83) = 0.01m.$$

$$e = e_1 + e_2 = 42.01 + 1 = 43.01$$

$$e = 43.01cm$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm.}} \cdot e_t = 357180 \times 0.43 = 153587.4 \text{ N.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 357180 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 153587.4 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 65 - 0.81 \times 4) 65 \times 65 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 1119806.6 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 153587.4 + 357180 (0.61 - \frac{0.65}{2}) = 255383.7 \text{ N.m}$$

$$B = 357180 (0.61 - 0.04) - 255383.7 = -51791.1 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{255383.7}{18.5 \times 65 \times 61^2} = 0.06$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ Mpa}, \sigma_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.0774; \beta = 0.969)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{255383.7}{400 \times 0.969 \times 61} = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10.8 - \frac{357180}{100 \times 400} = 1.87 \text{ cm}^2$$

❖ **(0,8G+E):**

$$N_{\min} = 1191450 \text{ N} ; M_{\text{corr}} = 8760 \text{ N.m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{-8760}{-1191450} = 0.0073 \text{ m} = 0.73 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 1.224 + 0.73 = 1.95 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.65} (2 + 2 \times 0.83) = 0.01m.$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.95 + 1 = 2.95$$

$$e = 2.95cm$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 1191450 \times 0.029 = 34552.05 \text{ N.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 1191450 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 34552.05 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 65 - 0.81 \times 4) \cdot 65 \times 65 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 1119806.6 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 34552.05 + 1119806.6 \left(0.61 - \frac{0.65}{2} \right) = 353696.93 \text{ N.m}$$

$$B = 1119806.6 (0.61 - 0.04) - 353696.93 = 284592.83 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{353696.93}{18.5 \times 65 \times 61^2} = 0.08$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.1044; \beta = 0.958)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{353696.93}{400 \times 0.958 \times 61} = 15.13 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 15.13 - \frac{1119806.6}{100 \times 400} = -12.69 \text{ cm}^2$$

2.2. Vérification des sections : RPA (99ver2003)

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\text{min}} = 0.8\% (h \cdot b) = 0.008 (65 \times 65) = 33.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone II}$$

2.3. Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\text{min}} = 0.23 d b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.39 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}, A_{\text{min}}^{\text{RPA}}) = 33.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}25 + 4\text{HA}20 = 42.02 \text{ cm}^2$$

2.4. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de ($N_{\text{ser}}, M_{\text{ser}}$)

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

2.4. Vérification à l'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{ser} = 2210960 \text{ N}$; $M_{ser} = 180 \text{ N.m}$.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{180}{2210960} = 0.000814 \text{ m} \quad e_0 = 0.00615 < \frac{h}{6} = \frac{0.65}{6} = 0.1 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$
Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 65 \times 65 + 15(35.73) = 4760.95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 30 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{4760.95} \left[\frac{65 \times 65^2}{2} + 15(17.86 \times 4 + 17.86 \times 61) \right] = 32.5 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 65 - 32.49 = 32.50 \text{ cm}$$

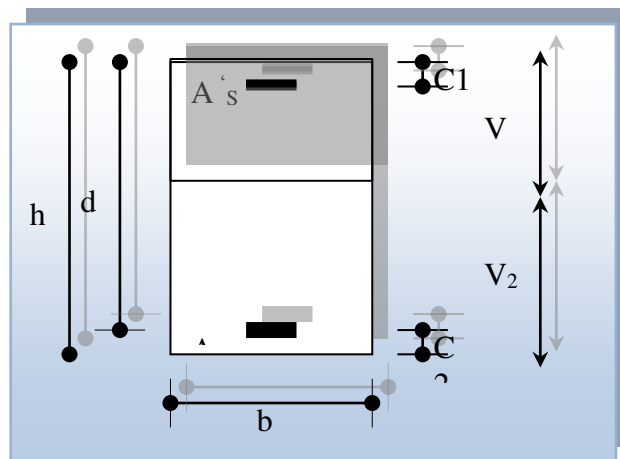


Fig.V-1-section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{65}{3}(32.5^2 + 32.5^2) + 15[17.86(32.5 - 4)^2 + 17.86(32.5 - 4)^2] = 61041.13 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 180 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{2210960}{100 \times 4760.95} = 4.64 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{180}{61041.13} = 0.0029$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.64 + 0.0029 \times 32.5 = 4.73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.73 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (\text{c.v})$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.64 + 0.0029(32.5 - 4)] = 70.83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.64 - 0.0029(61 - 32.5)] = 68.36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 70.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 68.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

3. Armatures transversales :

3.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 19.51 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{19.51 \times 10^3}{610 \times 650} = 0.63 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = 0,63 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

3. 2. Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

$$\text{formule suivante : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.65} \text{ ou } \frac{2.142}{0.65} \right) \lambda_g = (3.29) > 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$En zone II **RPA99/ver2003.[Art .7.4.2.2]**

en prend t = 10 cm

❖ La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$ En zone II **RPA99/ver2003.[Art .7.4.2.2]**

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

en prend $S_t = 15$ cm dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 19510 \times 0.15}{65 \times 235} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.72 \text{ cm}^2 \text{ soit 4 cadres de } \Phi 8 \text{ } A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

3.3. Vérification des cadres des armatures minimales : d'après

➤ **RPA99 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale t = 10 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 65 = 0.15 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : t = 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 65 = 2.92 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1.3)**

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_c ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

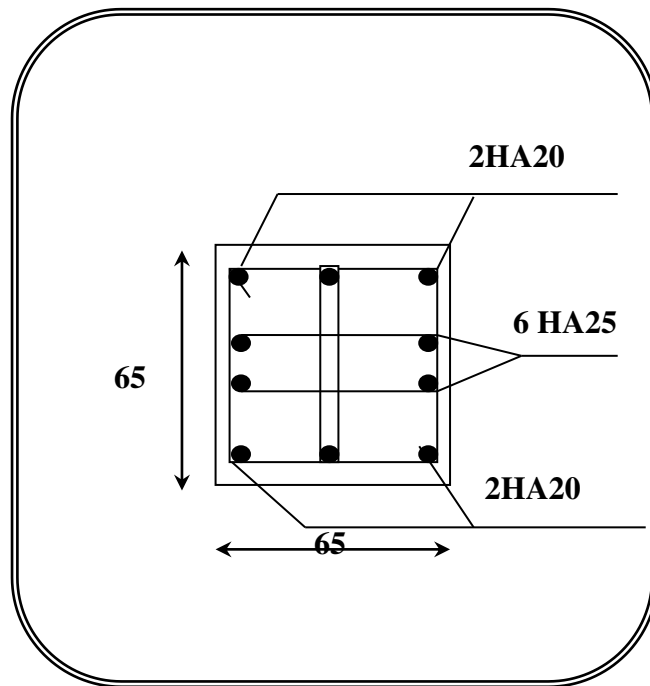


Fig V-2 Ferrailage poteau (65x65)

V-3 LES POUTRES

V-3-1 Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ BAEL91 :

$$❖ \text{ Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{A.4.2})$$

$$❖ \text{ Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{B.6.4})$$

V-3-2- Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$❖ \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$❖ \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

V-3-3 Détermination de l'armature transversale :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0,4MPa \quad \text{Soit pratiquement} \quad S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{ij} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures droites :

$$K=1, \alpha = \frac{\pi}{2} \text{ alors :}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{ij})}{0.9 f_e}$$

1- Condition de non fragilité :

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{ij}}{f_e}$$

2- Vérification de la flèche (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

M_t : moment MAX en travée.

M_0 : moment isostatique minimal.

B_0 : largeur de la poutre.

d : hauteur utile.

A : Section d'armature

3- Recommandation RPA99/version2003:

3.1. Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone II

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

Nota : La présence de ces cadres (2*2U 6) permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud)

3.2. Armatures transversales : (RPA 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont

Nécessaires: minimum de $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

4- Exemple de calcul :

4-1- Poutre principale 30x40 :

4.1. Ferraillage longitudinal :

4-1-1- L'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4.0 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

4.1.2. Ferraillage des travées :

$$B = 40 \times 30 \text{ cm}^2 ; F_c = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_{ult} = 48.85 \text{ KN.m}$$

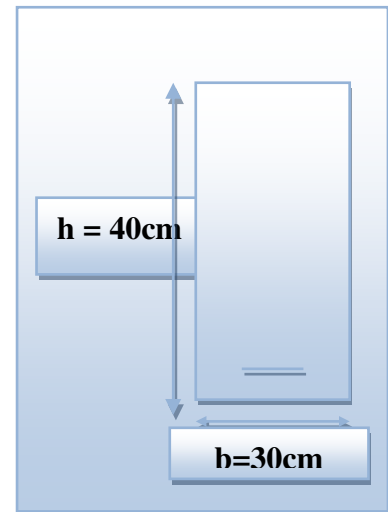
D'après BAEL 91

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{48850}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.083 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.108$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.956$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48850}{0.956 \times 37 \times 348} = 3.96 \text{ cm}^2$$



4.1.3. Ferrailage sur appui :**❖ La combinaison : (G+Q+E)**

$$M_{a \max} = -153.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = \frac{153830}{30 \times 37^2 \times 18.5} = 0.202$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_l$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.285$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.886$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{153830}{0.886 \times 37 \times 400} = 11.73 \text{ cm}^2$$

❖ La combinaison :(0,8G+E)

$$M_{a \max} = -145.03 \text{ KN. m}$$

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure par

$$M_{a \max} = -145.03 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{145030}{30 \times 37^2 \times 18.5} = 0.190$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_l$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.265$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.894$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{145030}{0.894 \times 37 \times 400} = 10.96 \text{ cm}^2$$

4-1-4 Vérification nécessaire pour les poutres :**4-1-4-1. La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.340 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

4-1-4-2. Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\%b.h & \text{en zone courante} \\ 6\%b.h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

4-1-5-Choix des barres :

4-1-5-1-En travée :

$$A = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

4-1-5-1-1- Au niveau des appuis :

$$A = 11.73 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } 6HA14 + 3HA12 = 13.85 \text{ cm}^2$$

4-1-5-2- Vérification à l'état limite de service :

On considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification Se fait comme suit :

Calcul de (y_1) par résolution de l'équation suivante :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

4-1-5-3- La vérification des contraintes :

$$\text{En travée } M_{t\max} = 35.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis } M_{a\max} = -79.24 \text{ KN.m}$$

Après les calculs en trouve :

$$D = 3.39 ; \quad E = 251.23$$

$$y_1 = 12.81 ; \quad \alpha_1 = 0.34$$

$$\beta_1 = 0.884 ; \quad K_1 = 29.11$$

$$\sigma_s = 159.44 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 159.44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (C,V)$$

$$\sigma_b = 5.73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (C,V)$$

4-1-5-4- La vérification des contraintes au niveau des appuis :

$$\begin{aligned}
 D &= 6.92 & E &= 512.45 \\
 y_1 &= 16.75 & \alpha_1 &= 0.452 \\
 \beta_1 &= 0.849 & K_1 &= 18.18 \\
 \sigma_s &= 182.13 \text{ MPa} & \sigma_b &= 14.46 \text{ MPa} \\
 \sigma_s &= 182.13 \text{ MPa} & \leq \bar{\sigma}_s &= 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{C, V}) \\
 \sigma_b &= 10.05 \text{ MPa} & \leq \bar{\sigma}_b &= 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{C, V})
 \end{aligned}$$

4.2. Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)

- ❖ $T_u^{\max} = 65.83 \text{ KN.}$
- ❖ $\tau_{u\max} = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$
- ❖ $\tau_{u\max} = \frac{65830}{300 \times 370} = 0.59 \text{ Mpa}$
- ❖ $\bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$ (fissuration peu préjudiciable).
- ❖ $\tau_{u\max} = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{C.V.})$

4-2.3- Vérification de la flèche :

- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- ❖ $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$

$$\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.00611 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

5-Disposition constructives :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

5-1 - En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30\text{cm}) = 10\text{cm}.$$

5-2 -En zone courante:

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9.d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (33,3\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

6- Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

7-Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Soit (cadre de $2\phi 8$ + un étrier de $1\phi 8$) = 1.51 cm²

4-2-La Poutre secondaire (30x35)**4-2-1- Ferrailage longitudinal :****4-2-1.1-- Ferrailage des travées****L'enrobage**

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3,5\text{cm}$$

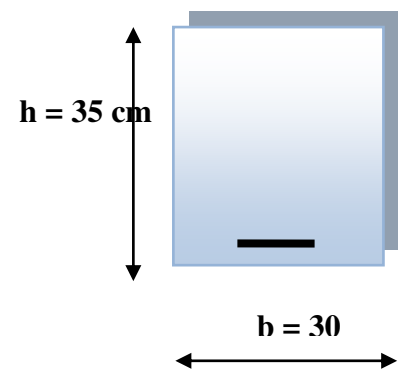
$$C \geq 1 + \frac{3,5}{2} = 2,75 \Rightarrow C = 3\text{cm}$$

$$B = 30 \times 35 \text{ cm}^2 ; F_e = 400 \text{ MPA}.$$

$$M_{ult} = 18,37 \text{ KN. m}$$

D'après BAEL 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{18370}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,042 \leq \mu_l = 0,392$$



FigV-3.-schéma descriptif

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0536$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{18370}{0.979 \times 32 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

4.2.1.2. Ferraillage sur appui :

La combinaison :(G+Q+E)

$$M_{a \max} = -56.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = \frac{56440}{30 \times 32^2 \times 18.5} = 0.100$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.132$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.947$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{56440}{0.947 \times 32 \times 400} = 4.65 \text{ cm}^2$$

La combinaison (0,8G+E)

$$M_{a \max} = -51.53 \text{ KN. m}$$

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure par

$$M_{a \max} = -51.53 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{51530}{30 \times 32^2 \times 18.5} = 0.090$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.118$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.953$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{51530}{0.953 \times 32 \times 400} = 4.22 \text{ cm}^2$$

4-2-1-3- Vérification nécessaire pour les poutres :

4-2-1-3-1- Le condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

4-2-1-3-2. Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\%b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\%b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPA})$$

4-1-5-Choix des barres :**4-1-5-1-En travée :**

$$A = 5.25 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

4-1-5-1-1- Au niveau des appuis :

$$A = 5.25 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } 6HA14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

4-2-1-4- Vérification à l'état limite de service :**4-2-1-4-1- La vérification des contraintes :**

$$\text{En travée } M_{t\max} = 13.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis } M_{a\max} = -21.21 \text{ KN.m}$$

Après les calculs en trouve :

En travée

$$D = 2.82$$

$$E = 180.8$$

$$y_1 = 10.91$$

$$\alpha_1 = 0.34$$

$$\beta_1 = 0.886$$

$$K_1 = 29.11$$

$$\sigma_s = 83.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 83.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots(C, V)$$

$$\sigma_b = 2.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots(C, V)$$

En appui

$$D = 4.61$$

$$E = 295.36$$

$$y_1 = 13.18$$

$$\alpha_1 = 0.41$$

$$\beta_1 = 0.862$$

$$K_1 = 21.58$$

$$\sigma_s = 83.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 83.30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots(C, V)$$

$$\sigma_b = 3.90 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots(C, V)$$

4-2-2-Armatures transversales : (la contrainte tangentielle)

$$T_u^{\max} = -38.29 \text{ KN.}$$

$$\diamond \tau_{u\max} = \frac{38290}{300 \times 320} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\diamond \tau_{u\max} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

4-2.3- Vérification de la flèche :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.00707 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

4-2-2-2- Dispositions constructives :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

➤ -En zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (8.75; 14.4; 30\text{cm}) = 10\text{cm}$$

➤ -En zone courante:

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 50\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (28.8\text{cm}; 50\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

4-2-2-3-. Section minimale des armatures transversales: BAEL 91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

4-2-2-4- Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Soit (cadre de **2 ϕ 8** + un étrier de **1 ϕ 8**) = 1.51 cm².

5- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutre	position	N ^{mbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
P.P(30×40)	Travée	6HA12	6.79
	Appui	6HA14+3HA12	13.85
P.S(30×35)	Travée	5HA12	5.65
	Appui	6HA14	9.23
P.ch(30×30)	Travée	3HA12	3.39
	Appui	3HA12	3.39

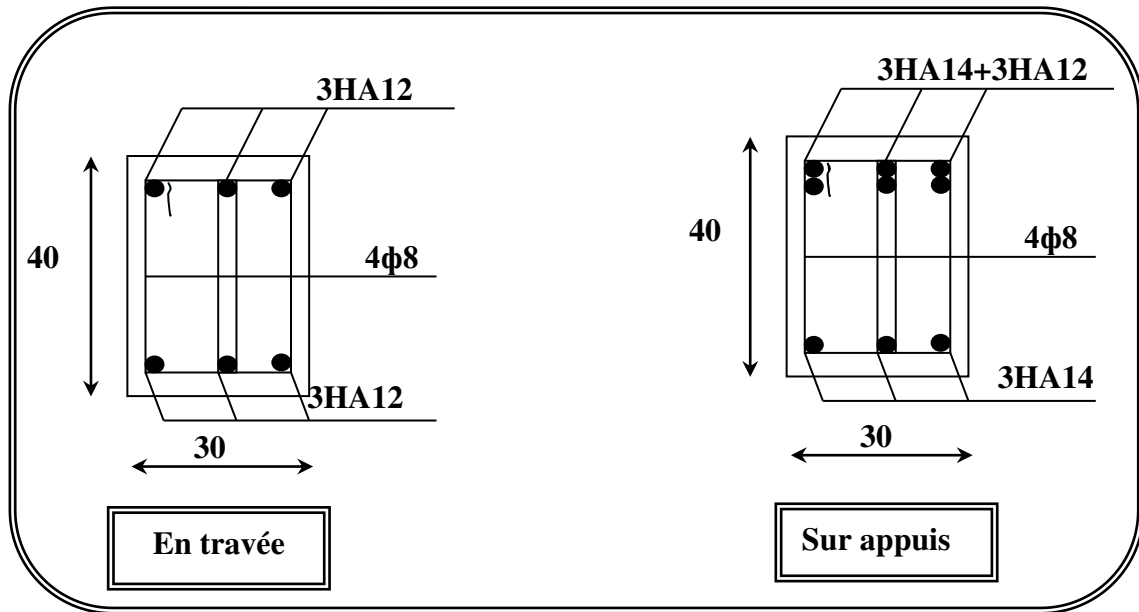


Figure V-4 : Ferrailage des poutres principales

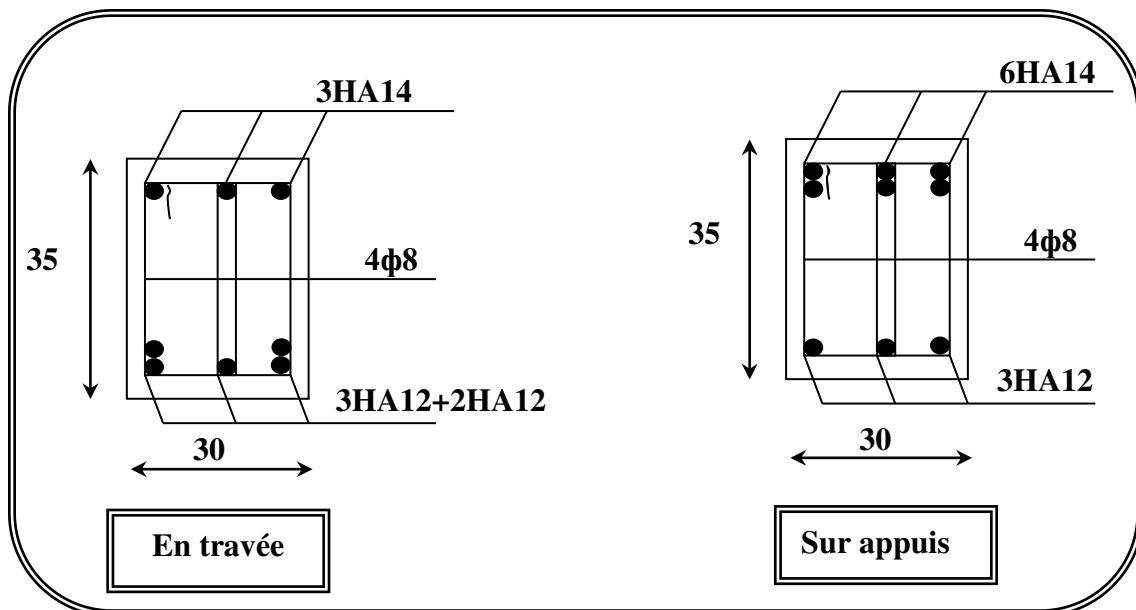


Figure V-5: Ferrailage des poutres secondaire

V-4 LES VOILES

V-4- 1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

1-Voiles sans ouvertures :

Leur étude consiste à les considérer comme des consoles sollicitées suivant

le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

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

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

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

1-1 Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

Armatures verticales :

Soit le voile VL1 niveau RDC

G+Q+Ey :

$$M=1437.49\text{KN.m}$$

$$N=892.84\text{KN}$$

$$h=4.10\text{m} \quad ; \quad c=5\text{cm}$$

$$d= h-c = 4.05\text{m} \quad ; \quad a=0,20\text{m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1437.49}{892.84} = 1.61\text{m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 410 - 0.81 \times 0.05) \cdot 410 \times 0.2 \times 14.2$$

$$A = 160837.98 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1437.49 + 892.84(4.05 - 2.05) = 3223.17 \text{ KN.m}$$

$$B = 892.84 (4.05 - 0.05) - 3223.17 = 348.19 \text{ KN}$$

B < A ⇒ donc la section est partiellement comprimée .

1.1.2 Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20e}{h} = \frac{20 \times 1.61}{4.10} = 7.85$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 4.10}{4.10} = 0.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.5 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

Calcul de ferrailage :**-Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 3223.17 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3223.17 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 405^2} = 0.054 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.0694$$

$$\beta = 0.972$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

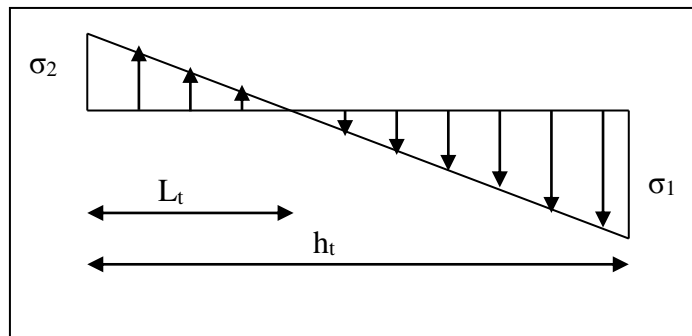
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3223.17 \times 10^3}{400 \times 0.972 \times 405} = 20.46 \text{ cm}^2$$

-Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f = \frac{N}{100\sigma_s} = 23.32 - \frac{892.84 \times 10^3}{100 \times 400} = 0.999 \text{ cm}^2$$

1-L'armature verticale minimale

d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de *Navier Bernoulli*



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2758.89 \times 10^3}{200 \times 3060} + \frac{6 \times 892.84 \times 10^6}{200 \times (3060)^2} = 7.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2758.89 \times 10^3}{200 \times 3060} - \frac{6 \times 892.84 \times 10^6}{200 \times (3060)^2} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.55 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 2.2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 410 = 12.3 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{RPA})$$

$$\text{Alors on prend } A = 2.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0$$

$$h' = 410 - 2 \times 55 = 196 \text{ cm}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (300) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c < A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 2.2 + 6 = 10.4 \text{ cm}^2 < A_{\min}^g = 12.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 12.3 \text{ cm}^2$$

L'espacement

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(25 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$$

$$\text{On prendre } : S = 20 \text{ cm}$$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

$$\text{On prendre } : D = 10 \text{ cm}$$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

Choix d'armature :

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{12.3}{2} = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit } A_{\text{nap1}} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

-Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 264.66 \times 10^3}{200 \times 4050} = 0.45 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

a : épaisseur du voile (a = 20cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 410 cm)

2-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00cm^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2.0cm^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 5HA10 = 3.93cm^2$

L'espacement des barres :

Armatures Horizontales:

On a pour chaque nappe $3\phi 8$ par mℓ, donc on prend $S_t = 30$ cm.

3- Les Armatures Transversales :

 (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, on prendra 05 épingle/m²

2. Voiles avec ouvertures :

 (Ferrailage des trumeaux)

Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : $0.8G \pm E$

2.1. Armatures verticales :

h = 180 cm c = h / 20 = 9 on prend c = 10 cm

Donc : d = h - c = 170 cm.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e=M/N (m)
RDC	125.94	81.14	0.64

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 180 - 0.81 \times 0.1) 180 \times 0.2 \times 14.2$$

$$A = 30967.98KN.m$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 81.14 + 125.94(1.7 - 0.9) = 181.89 KN.m$$

$$B = 125.94 (1.7 - 0.1) - 181.89 = 19.61KN.$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée .

2.1.1. Calcul des armatures à la flexion simple :

Niveau	M_{ua} (KN.m)	μ	μ_t	α	β	A_f (cm ²)	A'_f (cm ²)
RDC	181.89	0.018	0,392	0.0227	0.991	2.69	0

2.1.2. Calcul des armatures à la flexion composée:

Niveau	N (KN)	A (cm ²)	A' (cm ²)
RDC	125.94	0.45	0

2.2. Les pourcentages minimaux : RPA99

$$1/ A_{\min}^1 \geq 0,002 \cdot b \cdot \ell_t$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W}$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{200 \times (1800^2)}{6} = 108\,000\,000 \text{ mm}^3$$

$$A = b \cdot h = 200 \times 1800 = 360\,000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_1 > 0, \quad \sigma_2 < 0 ; \quad \ell_t = \frac{h \cdot |\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \quad (\text{section partiellement comprimée})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,002 \times L_t \times a = 3,52 \text{ cm}^2$$

Niveau	N (N)	M (N.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	ℓ_t (cm)	A_{\min}^{RPA}
RDC	125940	81140	0.35	0.34	88	3.52

2/ globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 180 \implies A_{\min}^g = 5,40 \text{ cm}^2$$

- en zone courante : 0,10 %

$$A_{\min}^c = 0,001 \times b \times h = 3,60 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}^1)$$

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A_{\min}^{RPA} (cm ²)	A_{Tadp} (cm ²)
RDC	2.69	3.52	6HA10=4.71

* Dans la zone courante : $A = A_{\min}^c = 3,60 \text{ cm}^2$; donc on adopte : $A_c = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tendue}} + A_c > A_{\min}^g = 5,40 \text{ cm}^2$$

Niveau	A_{tendue} (cm ²)	A_c (cm ²)	A_{tot} (cm ²)	A_{\min}^g (cm ²)	condition
RDC	4.71	4.52	13.94	5.40	V

Et on aura pour chaque nap

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{RPA})$$

$$\text{Alors on prend } A = 3,52 \text{ cm}^2$$

Niveau	A_{tendue} (cm ²)
RDC	6HA10 = 4.71

- zone courante : $2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

2.3. Armatures horizontales : RPA99

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

* Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{\min}^g = 3 \text{ cm}^2$$

* En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0,001 \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ par ml

2.4. L'espacement des barres :

2.4.1. Armatures verticales :

- $S_t \leq \min(1,5 a ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être au plus égal à 15 cm sur 1/10 de la largeur du voile.

2.4.2. Armatures Horizontales :

On a pour chaque nappe $4\Phi 10$ par ml, donc on prend $S_t = 25 \text{ cm}$.

2.5. Les Armatures Transversales : (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

2.6. Contraintes limites de cisaillement : RPA99

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}, \text{ avec : } \bar{V} = 1,4 V_{u \text{ calcul}}, \quad \bar{\tau}_b = 5,6 \text{ MPa}$$

$b_0 = 200 \text{ mm}$, $d = 1700 \text{ mm}$, $h = 1800 \text{ mm}$.

Niveau	$V_{u \text{ calcul}}$ (N)	\bar{V} (N)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	condition
RDC	259830	363762	1.069	5.6	V

3. FERRAILLAGE DU LINTEAU : art 7.7.3 RPA 99 VER 2003

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M,V).

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_t).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

3.1. Aciers Longitudinaux :

* $\tau \leq 0,06 \cdot f_{c28}$:

Niveau	$V_{u \text{ calcul}}$ (N)	\bar{V} (N)	τ_b (MPa)	$0,06 \cdot f_{c28}$ (MPa)	condition
RDC	156760	219338	0.84	1,68	V

$\tau \leq 0,06.f_{c28}$: Donc on considère les formules du premier cas.

➤ Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_{\ell} \geq \frac{M}{Z.f_c}, \quad \text{avec : } Z = h - 2.d'$$

h : est la hauteur total du linteau, $h = 140$ cm.

d' : est la distance d'enrobage, $d' = 10$ cm.

M : moment du à l'effort tranchant ($V = 1,4.V_{\text{calcul}}$).

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_o.d}, \quad \text{ave : } \bar{V} = 1,4.V_{\text{ucal}}$$

b_o : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = $0.9h$

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ Ferrailage minimal :

$$(A_{\ell}, A_{\ell}') \geq 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 140 = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$(A_{\ell}, A_{\ell}') \geq 4.2 \text{ cm}^2$$

Niveau	M (N.m)	A_{ℓ} (cm ²)	$A_{\ell_{\min}}$ (cm ²)	$A_{\ell_{\text{adp}}}$ (cm ²)	A_{ℓ}' (cm ²)	$A_{\ell'_{\text{adp}}}$ (cm ²)
RDC	29680	6.18	4.2	6T12 = 6.78	4.2	4T12 = 4.52

3.3. Armature en section courante :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes), doivent être au totale d'un minimum égal à 0,20 %.

$$A_{SC} = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 140 = 5.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{SC} = 8T10 = 6.28 \text{ cm}^2$$

3.4. Contraintes Limites De Cisaillement Dans Les Linteaux :

$$\tau \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

Niveau	V_u calcul (N)	\bar{V} (N)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	condition
RDC	156760	219464	0.84	5,6	V

4. PRESENTATION DU FERRAILLAGE

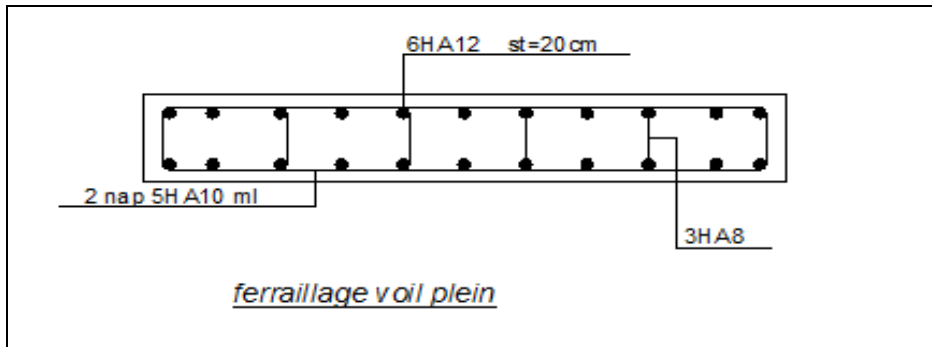


Fig V-6 Ferrailage voile plein

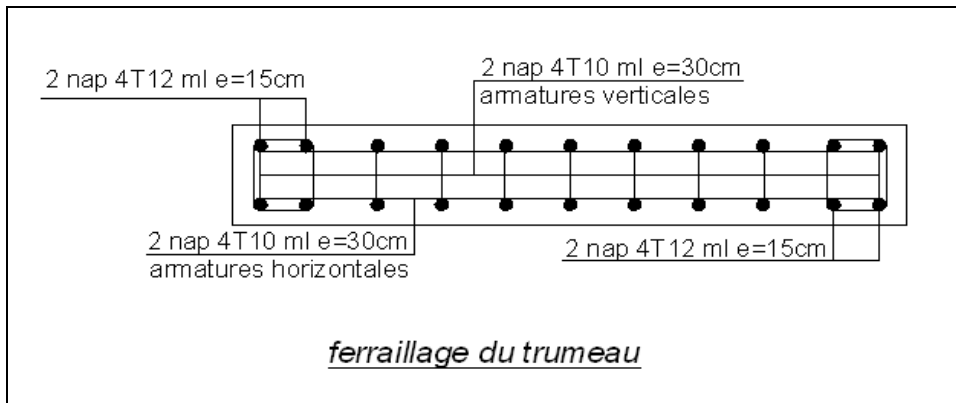


Fig V-7-ferrailage du trumeau

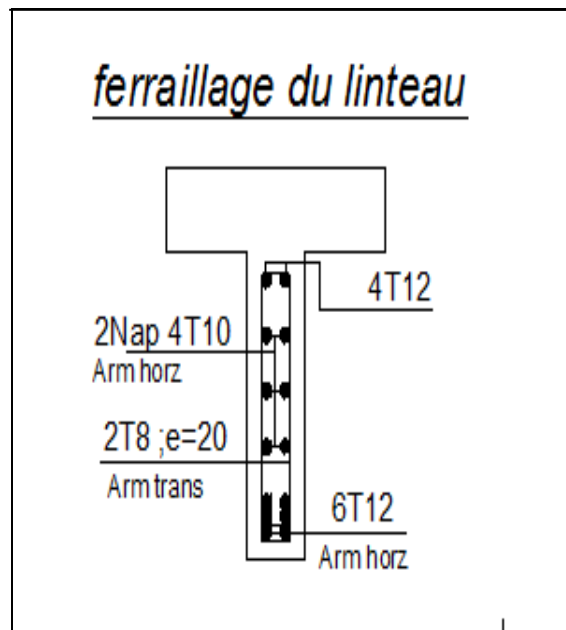


Fig V-8-ferrailage du linteau

Etude de l'infrastructure

Bibliographié

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

Livre et cours :

- Cour technique de construction (Master 1 , Master 2 CTC) ... Université de Biskra
- . - Mémoires master 2 (CTC) promotions passéesLes universités algériennes
- . - « CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME », M.BELAZOUGUI, 1972.
- Exercices de béton arme selon le règles BAEL.83,P.Charon.

Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014. (Analyse des structures) .
- AUTOCAD 2014. (Dessin) .
- Word 2007. (Traitement du texte) .
- Excel 2007.