



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



N° d'ordre : M/GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment d'habitation en béton armé
avec R+9+sous-sols**

Présenté par :

1. LAZREUG M'hamed
2. KARROUB Imed

Soutenu le / / devant le jury composé de :

Présidente : Mr.ZELMAT Yacine

Examineur : Mr.REZIGA Ahmed

Encadreur : Mr. MOUSSAOUI Sallaheddine

Année Universitaire : 2020 / 2021

Remerciement

Nous remercions ALLAH tout puissant de nous avoir accordé la santé et la volonté de réaliser ce modeste projet.

Un grand merci à notre encadreur Mr.Moussaoui pour son aide et ces conseils judicieux durant ce travail

Nous remercions également nos enseignants qui nous ont apportés une aide précieuse avec des conseils et des encouragements qui ont été bénéfiques dans la rédaction de ce mémoire.

Aussi nous ne pouvons s'abstenir d'exprimer notre reconnaissance à nos professeurs pour leurs apports généreux en savoir.

Enfin nous voudrions aussi remercier tous ceux qui ont partagé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Sommaire

Chapitre 1 : Généralités

I.	Introduction	2
II.	Description de l'ouvrage	2
III.	Caractéristiques générales	4
	A. Caractéristiques géométriques	4
	B. Caractéristiques techniques	4
	C. Caractéristiques géotechniques	5
	D. Caractéristiques des matériaux	6
	E. Caractéristiques mécaniques	6
IV.	Hypothèses de calcul	9
	A. Calcul aux états limite de services	9
	B. Calcul aux états limite ultimes de résistance	9

Chapitre 2 : Pré dimensionnement

I.	Introduction	10
II.	Pré dimensionnement des poutres	10
	A. Poutres principales	10
	B. Poutres secondaires	11
III.	Pré dimensionnement des planchers	12
	A. Plancher à corps creux	12
	B. Plancher dalle pleine	16
IV.	Pré-dimensionnement des poteaux	17
V.	Pré-dimensionnement des voiles	23
	A. Voiles de contreventement	23
	B. Voiles périphériques	24

Chapitre 3 : Etude des planchers

I.	Introduction	25
II.	Plancher à corps creux	25
	A. Ferrailage de la dalle de compression	26
	B. Etude des poutrelles	28
	C. Vérification de la flèche	42
III.	Plancher à dalle pleine	46
	A. Hypothèses de calcul	46
	B. Exemple de calcul	53

Chapitre 4 : Eléments non structuraux

I.	Etude de l'acrotère	65
	A. Description	65
	B. Dimension de l'acrotère	65
	C. Calculs des sollicitations	65
	D. Vérification de l'effort tranchant	69
II.	Etude des escaliers	69
	A. Définition	69
	B. Eléments constitutifs	70
	C. Pré dimensionnement	71
	D. Détermination des sollicitations	75
	E. Calcul du ferrailage	80
III.	Etude du balcon	87
	A. Introduction	87
	B. Calculs des Sollicitations	88
	C. Calcul du ferrailage	88
	D. Vérification de la flèche:	90

Chapitre 5 : Etude sismique

I.	Etude sismique	91
	A. Notion sur la physique du séisme	91
	B. Méthode de calcul	91
	C. Méthode statique équivalente	92

Chapitre 6 : Etude des portiques

I.	Introduction	97
II.	Ferraillage des portiques	97
III.	Poutres	97
	A. Ferraillage des poutres	98
	B. Exemple de calcul	100
IV.	Etude des poteaux	107
	A. Leurs rôles	107
	B. Principe de calcul	109
	C. Exemple de calcul	113

Chapitre 7 : Etude des voiles

I.	Étude des voiles	122
	A. Etude des murs voiles de contreventement	122
	B. Etude Voile périphérique	128

Chapitre 8 : Etude des fondations

I.	Introduction	136
II.	Choix du type de fondation	136
III.	Etude du radier général	137
	A. Pré dimensionnement du radier	138
	B. Vérification au non poinçonnement	139
	C. Dimensionnement des poutres	140
	D. Méthode de calcul	147
	E. Ferraillage des poutres	149

INTRODUCTION

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Cette étude se compose de 8 chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des plancher (corps creux , delle pleine) .
- Le 4ème présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers).
- Le 5 ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses

vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modale de la structure en 3D à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional** .

- Le 6 ème chapitre présente le calcul des portiques (poteaux ; poutres).
- Le 7 ème chapitre présente le calcul des voiles
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

I. Introduction :

Dans notre étude, on a utilisé :

-Le règlement neige et vent (RNV99)

-RPA99V2003 : Les Règles Parasismiques Algériennes (DTR BC 2-48) ont pour objet de fixer les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

Ainsi que les règles techniques BAEL91 qui sont basé sur les états limites définies ci-dessous.

On a deux étapes à faire :

La première étape du projet est l'étude statique générale du bâtiment, autrement dit un pré-dimensionnement des différents éléments de la structure et détermination du type de fondations approprié dans l'optique d'une modélisation sur un logiciel de calcul.

La seconde étape est l'étude de la tour en dynamique. Celle-ci comprend une phase importante de modélisation de la structure sur le logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis* Afin de rendre l'étude plus intéressante.

II. Description de l'ouvrage :

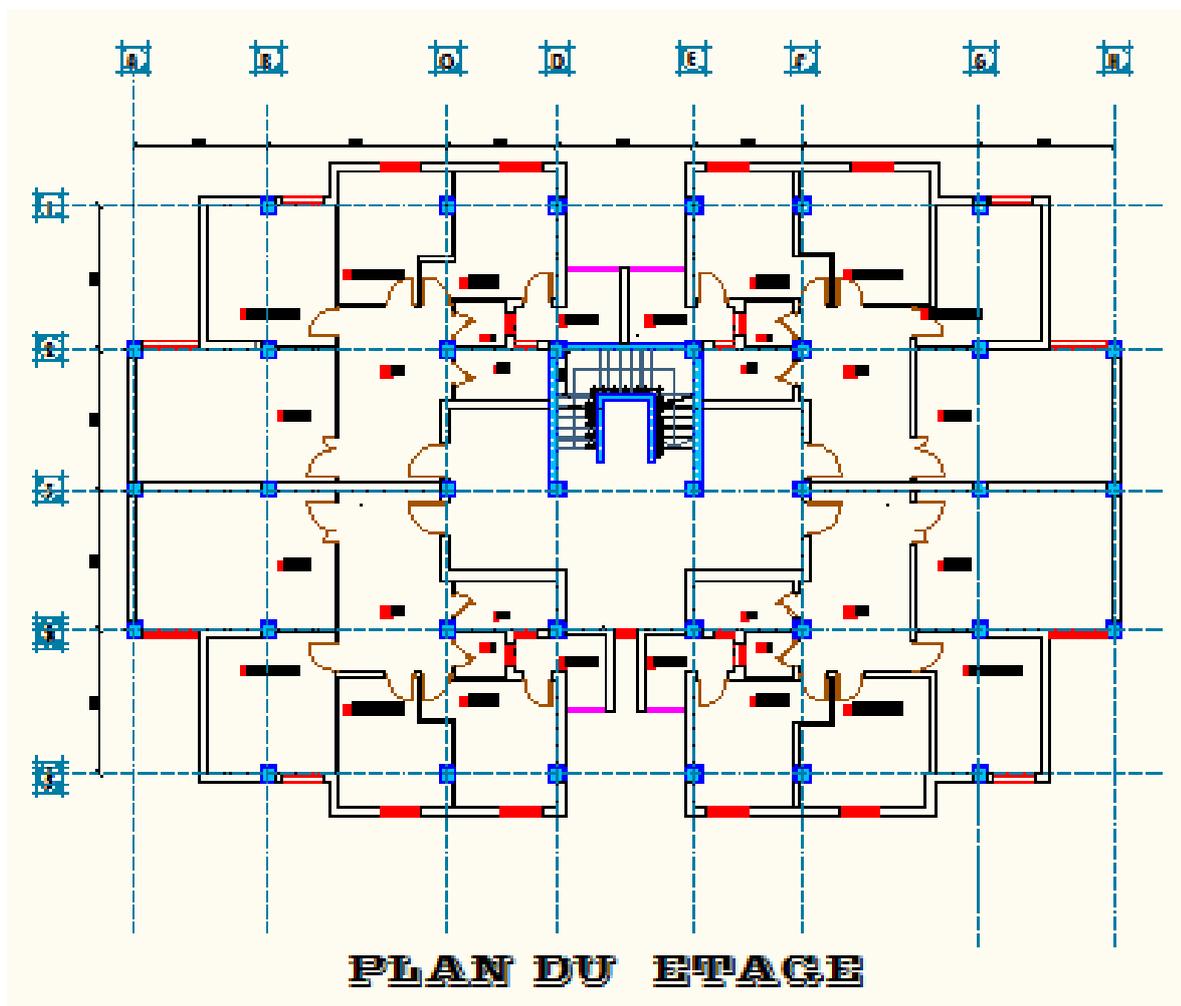
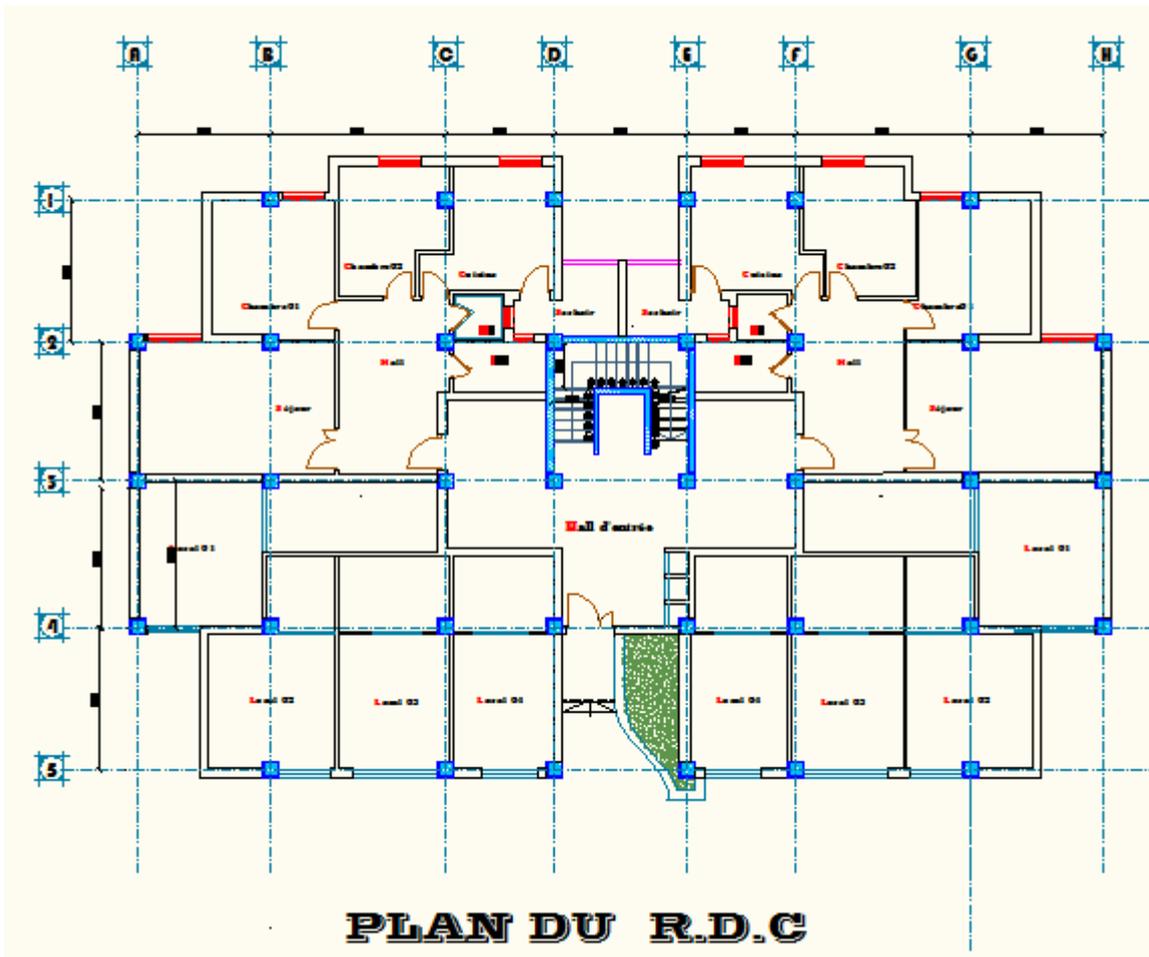
Ce travail qui entre dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude traite le calcul d'une structure d'un bâtiment <tour> multifonctionnel en béton armé à usage public et habitation.

L'implantation est prévue dans la wilaya d'ORAN (OUED TLILAT), ville classée en zone II a (zone de moyenne sismicité d'après la classification sismique sur le territoire national selon RPA 99 V2003).

Il s'agit de l'étude d'une tour constituée de :

- 1 sous-sol
- Réze de chaussée à usage commercial.
- le reste à usage d'habitation.

L'architecture de l'ouvrage présente une forme irrégulière en plan



III. Caractéristiques générales :

A. Caractéristiques géométriques :

➤ Dimensions en Hauteur :

La hauteur de sous-sol : 2,80 m

La hauteur du RDC : 3,80m

La hauteur des étages : 3,06m.

La hauteur de la tour : 31, 34 m

➤ Dimensions en plan :

Longueur du bâtiment : 27.6m

Largeur du bâtiment : 18.64m

La surface totale : 447.8m².

Le périmètre du bâtiment 109,8m.

B. Caractéristiques techniques

La stabilité de la structure est assurée par un système mixte ; d'un portique auto-stable (poteaux-poutre) et murs voiles

Le sous-sol est réalisé après l'excavation des terres où il est délimité par un voile périphérique.

L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet.

La structure doit résister aux efforts verticaux (charges permanentes, charges d'exploitation) et horizontaux (séisme, vent).

Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version2003), les ouvrages doivent en général comporter :

i. **Contreventements :** qui doivent être disposés de façon à :

Reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes ;

Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité ;

Assurer une transmission directe des forces aux fondations et

Minimiser les effets de torsion.

ii. **Planchers :**

On adopte deux types de plancher :

- Plancher à dalle pleine pour le RDC et sous-sol

- Plancher à corps creux pour les étages courants.

iii. Les balcons :

Les balcons seront réalisés en corps creux et dalle pleine.

iv. Circulations verticales :

La circulation verticale dans notre structure est assurées par :

- Ascenseur : le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des voiles. pour faciliter la circulation entre les différents niveaux.
- Escalier : le bâtiment comporte une cage d'escaliers

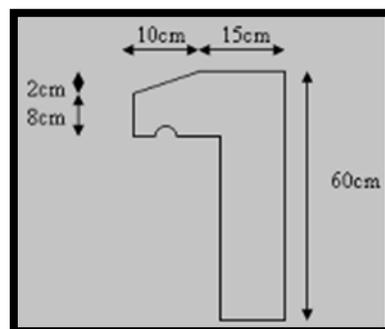
v. Maçonnerie :

la maçonnerie est réalisée en briques creuses:

- Les murs extérieurs sont constitués de deux parois en brique creuses d'épaisseur 30cm.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi en brique creuse d'épaisseur 10cm

vi. Acrotère : console soumise à un effort normal du à son poids propre et un moment du à une force statique équivalente horizontale donnée par le RPA99 V2003.

- Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.
- Dans notre bâtiment, la terrasse étant inaccessible, alors on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure ci-dessous :



C. Caractéristiques géotechniques :

les reconnaissances et études de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée Selon l'article 2.2 du RPA99 (version 2003), qui faite pour les constructions en (R+2) au maximum ou 11m de hauteur moyenne.

Rapport géotechnique : d'après les essais in-situ et au laboratoire, la contrainte admissible du sol est de l'ordre de 1.5bars à la profondeur.

D. Caractéristiques des matériaux :

Béton armé : le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers destinés à équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste peu ou mal.

La masse volumique des bétons courant est 2200 kg/m³.

Dosage du béton :

- Ciment utilisé CPJ 42.5 (dosage 350 kg /m³)
- Sable 400 litres/m³ ($D_s \leq 0.5$ mm)
- Gravier 800 litres/m³ ($3 \square D_s \square 25$ mm)
- Eau de gâchage 160 à 180 litres/m³.

Remarque importante :

- l'eau entrant dans la composition du béton devra être propre pour assurer l'intégrité des mélanges, les sels en dissolutions dans l'eau peuvent être nuisibles aux liants s'ils sont en excès.

- la quantité d'eau introduite dans la composition du béton influe d'une part sur la facilité de la mise en œuvre et d'autre part sur la résistance de ce dernier

E. Caractéristiques mécaniques :**i. Résistance à la compression : f_{cj}**

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique, elle est représentée par le symbole f_{c28} . Cette caractéristique est déterminée par l'écrasement d'éprouvettes normalisées en forme de cylindre (16x32) à 28 jours. En dehors de cette durée le B.A.E.L propose les formules empiriques suivantes :

$$\text{Pour } j < 28 \text{ jours} \quad f_{cj} = 0,685 * f_{c28} * 1g(j+1)$$

$$\text{Pour } 28 < j < 60 \text{ jours} \quad f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$$

Pour un dosage courant de 350 Kg / m³ de CPJ 325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

ii. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } j=28 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

iii. Retrait hygrométrique :

Durant sa vie, le béton subit une variation de son volume ; lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume c'est le retrait.

iv. Fluage :

C'est un raccourcissement différé du béton sous l'effet de contrainte de compression il dépend de l'intensité de la contrainte de compression et de l'âge du béton.

v. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous des contraintes normales d'une longue ou courte durée :

- pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

- Pour un chargement de longue durée :

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij} = 10721,40 \text{ MPa}$$

vi. Coefficient de poisson :

Le coefficient de POISSON (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative :

$\nu=0,20$: dans le cas des états limites de service.

$\nu=0$: dans le cas des états limites ultimes.

Contraintes aux limites:

On distingue deux types de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U).
- Etat limite de service (E.L.S).

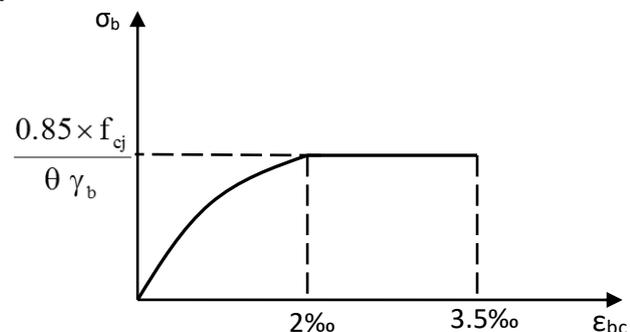
a) Etat limite ultime (E.L.U) :

vii. La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité

$$\gamma_b \begin{cases} 1.15 \Rightarrow \text{situation accidentelle.} \\ 1.50 \Rightarrow \text{situation durable et transitoire.} \end{cases}$$



viii. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$ Avec

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \quad : \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \quad : \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

$$\tau = V_u / (b_0 d)$$

b) Etat limite service (E.L.S) :

A l'état limite de service,

On limite la contrainte : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$

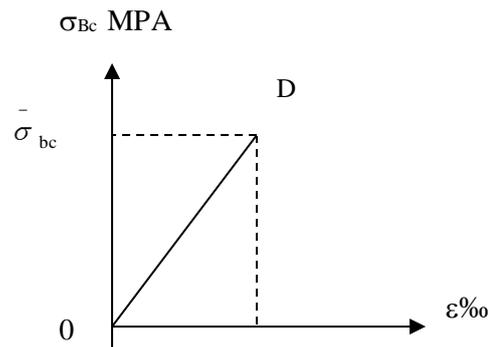


Fig (I-3) Partie du diagramme parabolique rectangle utilisée à l'ELS

IV. HYPOTHESES DE CALCUL :**A. Calcul aux états limite de services :**

- Les sections droites restent planes après déformation, pas de gauchissement et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction du béton est négligeable.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le coefficient d'équivalence « n » : rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est égal à 15.

B. Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes après déformation, pas de gauchissement et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligeable.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.

- Le raccourcissement ultime du béton est limité à:

En flexion $\xi_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$

En compression centrée $\xi_{bc} = 2 \text{ ‰}$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C.

Tel que :

A : les aciers ont un allongement $\varepsilon_s > \varepsilon_{es}$ et l'allongement de l'armature la plus tendue est de 10×10^{-3} .

B : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

I. Introduction

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

II. Pré dimensionnement des poutres

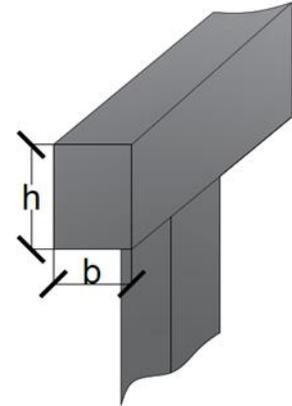
A. Poutres principales

Critère de rigidité :

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

L : la portée de la poutre (plus grande portée de la travée)



$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow h \geq \frac{L}{12.5}$$

L_{max} : 500 cm

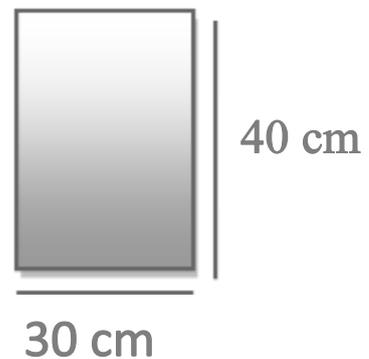
- $\left(\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}\right) = (33,33 \leq h \leq 50) \text{ cm} ; h \geq \frac{500}{12,5} = 40 \text{ cm}$
- **Pour h = 40 cm** $\Rightarrow (0,4h \leq b \leq 0,8h)$
 $\Rightarrow (16 \leq b \leq 32) ; \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$

On prend $\begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

Vérification selon le RPA 99 v 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30 \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40 \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,3 \leq 4 \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, les poutres principales auront les dimensions suivantes :



B. Poutres secondaires :

Critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow h \geq \frac{L}{12.5}$$

$L_{max} = 410 \text{ cm}$

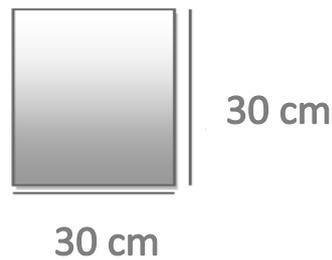
- $\left(\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}\right) = (27.33 \leq h \leq 41) \text{ cm} ; h \geq \frac{410}{12.5} = 32.8 \text{ cm}$
- **Pour $h = 30 \text{ cm} \Rightarrow (0.4h \leq b \leq 0.8h) \Rightarrow (12 \leq b \leq 24) ; b = 20 \text{ cm}$**

On prend $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

Vérification selon le RPA 99 v 2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots C.V \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \end{array} \right.$$

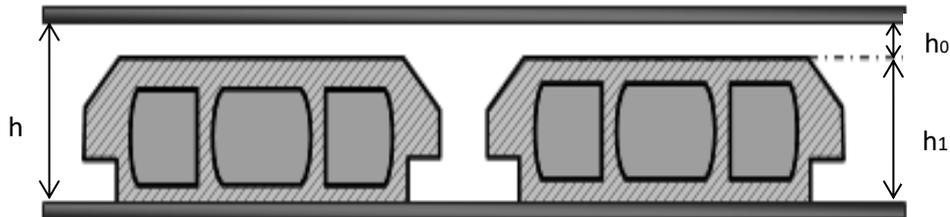
Les trois conditions sont vérifiées, les poutres secondaires auront les dimensions suivantes :



III. Pré dimensionnement des planchers :

A. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et des entrevous :



- h : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.
- h₀ : épaisseur de la dalle de compression.
- h₁ : épaisseur du corps creux.

L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

Evaluation de l'épaisseur du plancher :

Pour déterminer l'épaisseur du plancher on utilise la règle de rigidité suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$$

Nous avons :

$$L = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{25} \leq h \leq \frac{410}{20} = 16,4 \leq h \leq 20,5 \quad ; \quad \text{On prend : } h_t = (16+4) \text{ cm} = 20\text{cm}$$

Avec :

h₀ = 4 cm : épaisseur de la dalle de compression.

h₁ = 16 cm : épaisseur du corps creux

Détermination de la largeur de la table de compression pour les poutrelles :

Les poutrelles reposant sur les poutres suivant le sens longitudinal en formant une section en (T), leurs dimensions sont données d'après [BAEL91/A.4.1,3],

$$b_0 = 12\text{cm}$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_n - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3].

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4.10\text{m}$).

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression.

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

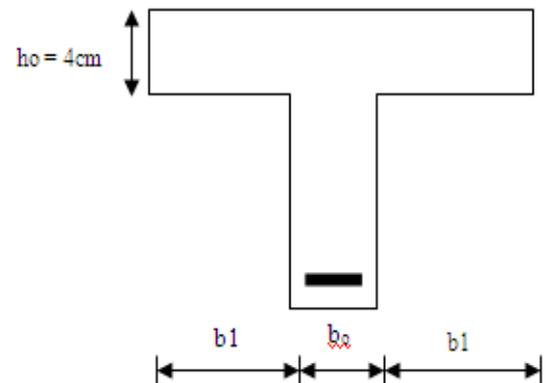
$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{ cm} \\ b_1 \leq 41 \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend $b_1 = 24\text{cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

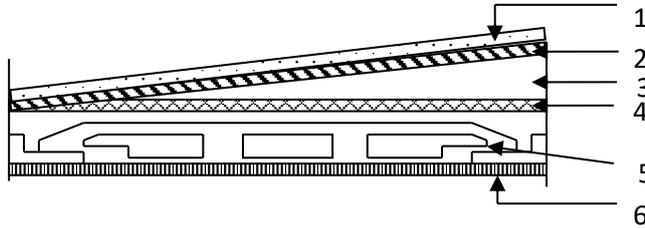
$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}.$$

$$d = 0,9 h_t = 0,9 \cdot 20 = 18\text{cm}$$



Plancher de la terrasse inaccessible :

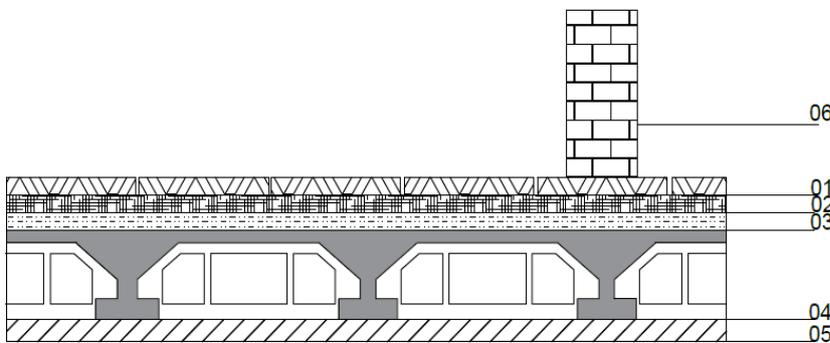
La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.



1) Gravillon roulé (3cm).....	57daN/m ²
2) Etanchéité multicouches (2cm).....	12 daN/m ²
3) Forme de pente (ep _{moy} = 13,42cm).....	295,24daN/m ²
4) Isolation thermique (2cm).....	10daN/m ²
5) Dalle à corps creux (16+4cm).....	280daN/m ²
6) Enduit de plâtre (1,5cm).....	27 daN/m ²

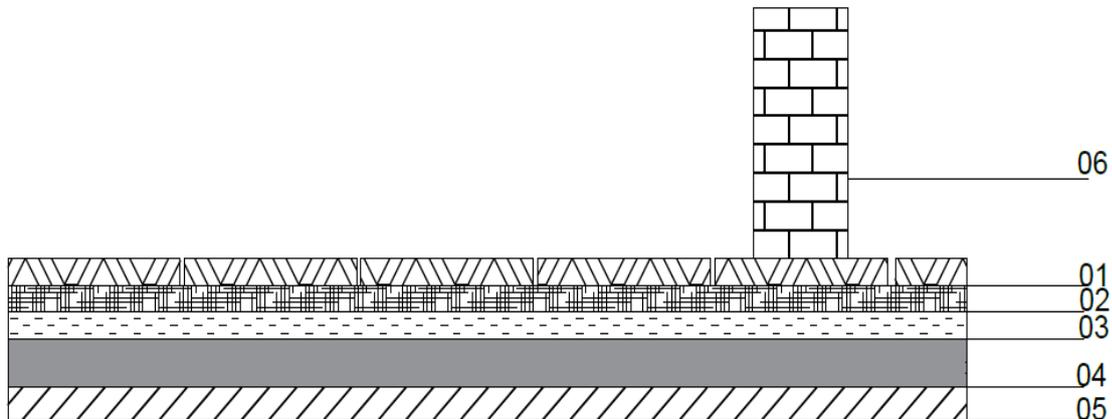
Charges Permanentes G=681,24 daN/m²
 Charge d'exploitation Q=100 daN/m²

Plancher étage courant :



1) Carrelage (2cm).....	44daN/m ²
2) Mortier de pose (2cm).....	40daN/m ²
3) lit de sable (2cm).....	36daN/m ²
4) dalle en corps creux (16+4cm).....	280daN/m ²
5) enduit de ciment (1,5cm).....	27daN/m ²
6) cloison de séparation (10cm).....	90daN/m ²

Charges Permanentes G= 517daN/m²
 Charge d'exploitation Q =150 daN/m²

Plancher RDC (plancher haut du sous-sol):

1) Carrelage (2cm).....	44daN/m ²
2) Mortier de pose (2cm).....	40daN/m ²
3) lit de sable (2cm).....	36daN/m ²
4) dalle pleine(16cm).....	400daN/m ²
5) enduit de ciment (1,5cm).....	27daN/m ²
6) cloison de séparation (10cm).....	90daN/m ²

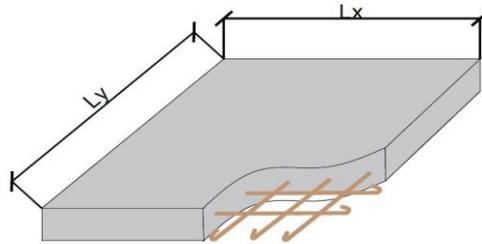
Charges Permanentes $G= 637\text{daN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q =250 \text{ daN/m}^2$

B. Plancher dalle pleine :

On utilise des dalles pleines en générale aux niveaux des planchers (haut et bas) du rez-de-chaussée, car à ce niveau on a une concentration des efforts sismiques qui s'accumulent à partir des niveaux supérieurs.

Le plancher est considéré comme étant infiniment rigide horizontalement.



Condition de résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par

☛ Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :

- $L_x/L_y \leq 0,4$
- La dalle est uniformément chargée.

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

☛ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

- $0,4 \leq L_x/L_y \leq 1$
- La dalle est uniformément chargée

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

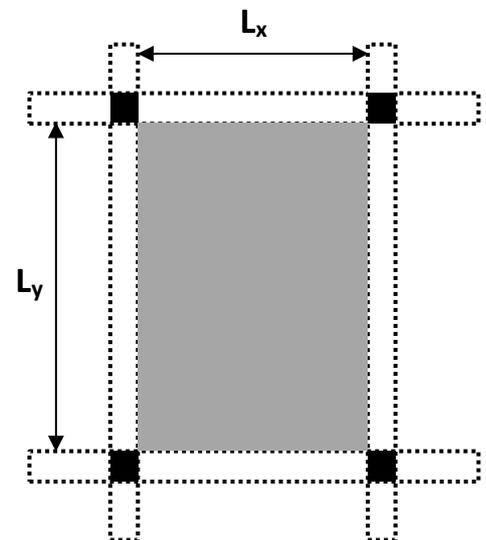


Fig. II.2 : Dimensions d'un panneau de dalle.

Avec :

L_x : la petite dimension du panneau de la dalle.

L_y : la grande dimension du panneau de la dalle.

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à :

$L_x = 410$ cm, $L_y = 500$ cm. Ceci engendre

$$\Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{410}{500} = 0,82 \Rightarrow 0,4 < \rho = 0,87 < 1 \Rightarrow \text{Donc la dalle porte suivant les deux}$$

sens :

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

🔥 Condition d'isolation acoustique:

- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{Kg/m}^2$ $h_d = 14 \text{cm}$.
- Contre les bruits impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{Kg/m}^2$ $h_d = 16 \text{cm}$.

🔥 Condition de sécurité en matière d'incendie:

- Pour une heure de coupe de feu $h_d = 7 \text{cm}$.
- Pour deux heures de coupe de feu $h_d = 11 \text{cm}$.
- Pour quatre heures de coupe de feu $h_d = 17.5 \text{cm}$.
- ✓ **Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prendra $h_d = 16$ cm.**

Conclusion :

- * Plancher à corps creux (16+4) : ➡ 1^{ère} à 9^{ème} étages « Habitation »
- * Dalle pleine ($h_d = 16$ cm) : ➡ RDC (usage commerciale)

IV. Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans notre structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

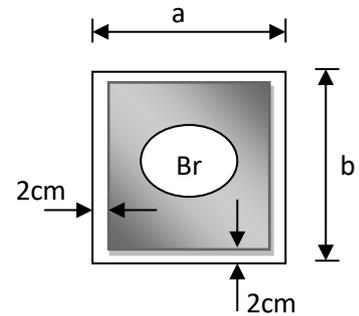
Le pré-dimensionnement des poteaux doit respecter le critère de résistance BAEL 91 et vérifier les conditions du RPA 99 version 2003 ainsi que la condition de flambement.

Critère de résistance :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- * N_u : effort normal apporté par les différents niveaux.
- * B_r : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'où $B_r = (b-2)(a-2) \text{ cm}^2$.
- * α : coefficient t dépend de l'élanement



Section réduite du béton

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

Pour que toutes les armatures participent a la résistance on prend $\lambda = 35$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,708$$

- * γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$.
- * γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$.
- * f_{c28} : résistance de béton à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- * f_e : nuance de l'acier, $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- * A : section d'armature longitudinale.

On prend : $\frac{A}{B_r} = 1\% = \frac{1}{100}$ [C.B.A 93]

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

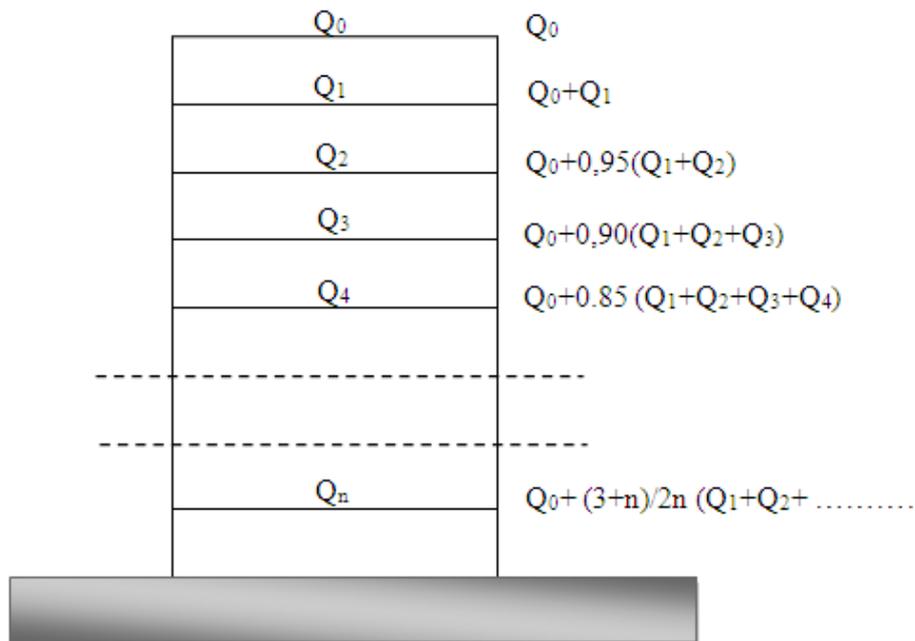
$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,2$$

$$B_r = \frac{\beta \times N_u}{\left[\left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \times \sigma_s \right]} \Rightarrow B_r = 0,0064 \cdot N_u$$

Loi de dégression :

Comme le nombre d'étages de ce bâtiment est strictement supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de loi de dégression. Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}, Q_n$ les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1, n à partir du sommet du bâtiment.



Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Tableau récapitulatif des charges et des surcharges cumulées (Poteau plus sollicité) :

	Normal		Cumulé	
	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)
Terrasse	681.24	100	681.24	100
9 ^{ème} étage	517	150	1198.24	250
8 ^{ème} étage	517	150	1715.24	385
7 ^{ème} étage	517	150	2232.24	505
6 ^{ème} étage	517	150	2749.24	610
5 ^{ème} étage	517	150	3266.24	700
4 ^{ème} étage	517	150	3783.24	775
3 ^{ème} étage	517	150	4300.24	850
2 ^{ème} étage	517	150	4817.24	925
1 ^{er} étage	517	150	5334.24	1000
RDC	637	250	5971.24	1140

Calcul de l'effort normal de compression Nu

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (4.00/2 + 4.00/2) \times (5.00/2 + 3.80/2) = 17.6 \text{ m}^2.$$

La longueur afférente de poutre principale (P.P) :

$$L_{\text{aff}(P.P)} = 4.40 \text{ m}$$

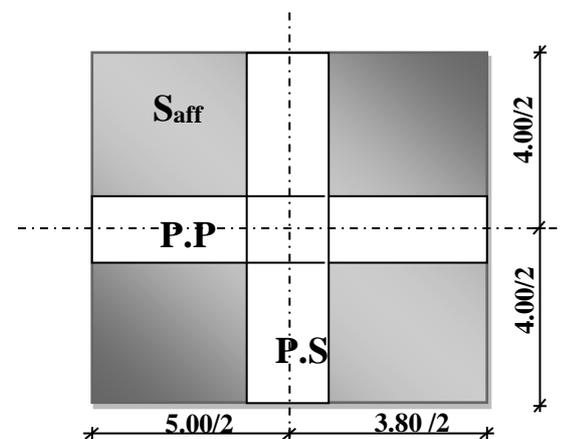
La longueur afférente de poutre secondaire (P.S) :

$$L_{\text{aff}(P.S)} = 4.00 \text{ m}$$

Poids propre des poutres principales et secondaires:

$$P_{\text{pp}} = 2500 \times 0.30 \times 0.40 = 300 \text{ daN/mL}$$

$$P_{\text{ps}} = 2500 \times 0.30 \times 0.30 = 218.75 \text{ daN/mL}$$



Surface afférente du poteau le plus sollicité

Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_{pp} \cdot L_{aff(P.P)} + P_{ps} \times L_{aff(P.S)}$$

$$P_t = (300 \times 4.40) + (218.75 \times 4)$$

$$\Rightarrow P_t = 2195 \text{ daN}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre de planchers au dessus d'étage}$$

$$N_p = 1.35 \times 2195 \times 11$$

$$\Rightarrow N_p = 32595.75 \text{ daN}$$

Poids propre de plancher :

$$G_{cumulé} = 5971.24 \text{ daN/m}^2 ;$$

$$Q_{cumulé} = 1140 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{plancher} = (1.35 \times G_{cumulé} + 1.5 \times Q_{cumulé}) \times S_{aff}$$

$$N_{plancher} = [(1.35 \times 5971.24) + (1.5 \times 1140)] \times 17.6$$

$$\Rightarrow N_{plancher} = 171972.662 \text{ daN}$$

10%... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées

$$N_u = 1.10 \times P_u = 1.10 (N_{plancher} + N_p) = 1.10 (171972.662 + 32595.75)$$

$$\Rightarrow N_u = 225025,253 \text{ daN}$$

La section de béton réduite :

$$Br \geq 0.0064 N_u \Rightarrow Br = (a-2)^2 \geq 1440,161 \Rightarrow a = 39.95 \text{ cm} \Rightarrow a_{adopté} = 45 \text{ cm.}$$

La Section de poteau au niveau de sous-sol est : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$.

Tableau récapitulatif des conditions de RPA99 (version 2003) :

Niveau	Poteaux	a=b	Condition (1) min (a,b) ≥ 25	he/20	Condition (2) min (a,b) ≥ he/20	a/b	Condition (3) 1/4 < a/b < 4
9 ^{ème} étage	30x30	30	vérifiée	17	vérifiée	1	vérifiée
8 ^{ème} étage		30	vérifiée	17	vérifiée	1	vérifiée
7 ^{ème} étage		30	vérifiée	17	vérifiée	1	vérifiée
6 ^{ème} étage		30	vérifiée	17	vérifiée	1	vérifiée
5 ^{ème} étage		30	vérifiée	17	vérifiée	1	vérifiée
4 ^{ème} étage	35x35	35	vérifiée	17	vérifiée	1	vérifiée
3 ^{ème} étage		35	vérifiée	17	vérifiée	1	vérifiée
2 ^{ème} étage		35	vérifiée	17	vérifiée	1	vérifiée
1 ^{er}	40x40	40	vérifiée	17	vérifiée	1	vérifiée
RDC		40	vérifiée		vérifiée	1	vérifiée
Sous sol	45x45	45	vérifiée		vérifiée	1	vérifiée

Conditions de flambement :

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $B = a \times b$.

Avec :

- * L_f : Longueur de flambement.
- * i : Rayon de giration de la section du béton.
- * I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.
- * B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0.7 \times L_0$; avec L_0 : Longueur libre du poteau.

Tableau récapitulatif de la condition de flambement :

Niveau	Poteaux	L_0 [cm]	L_f [cm]	i [cm]	λ
9 ^{ème} étage	30	306	214,2	8,6603	24,734
8 ^{ème} étage		306	214,2		
7 ^{ème} étage		306	214,2		
6 ^{ème} étage		306	214,2		
5 ^{ème} étage		306	214,2		
4 ^{ème} étage	35	306	214,2	11,547	18,55
3 ^{ème} étage		306	214,2		
2 ^{ème} étage		306	214,2		
1 ^{er} étage	40	306	214,2	12,99	16,489
RDC		380	266		
Sous sol	45	280	196	12,99	
					Tous les $\lambda < 35$

V. Pré-dimensionnement des voiles :

A. Voiles de contreventement :

L'épaisseur du voile doit vérifier les conditions du RPA99 (version 2003) [article 7.7.1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad e \leq \frac{L}{4} \text{ et} \\ \bullet \quad e \geq \frac{he}{20} \end{array} \right.$$

D'où :

L : Largeur du voile correspond à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

he : Hauteur libre d'étage.

☑ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $e \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
 - $e \geq \frac{286}{20} = 14.03 \text{ cm}$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

On prendra : $e = 20 \text{ cm}$.

B. Voiles périphériques :

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e . [Article 7.7.1]

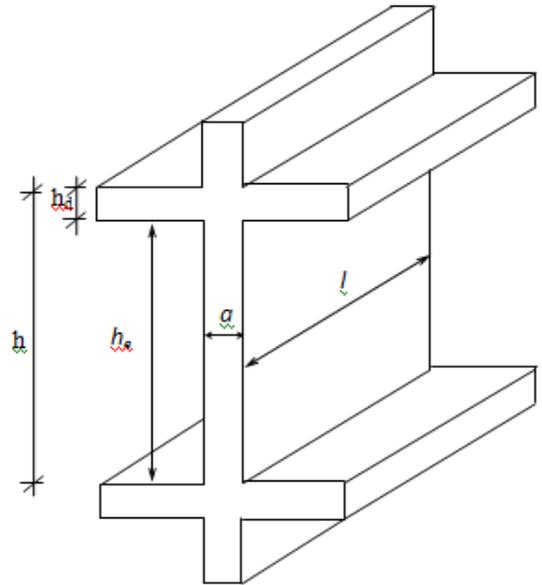
- $e_{\min} = 15 \text{ cm}$ et
- $a \geq \frac{h_e}{20}$

$$h_e = h - h_d$$

$h_e =$ cm (hauteur libre du sous sol)

$$a \geq \frac{280}{20} = 14 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$.



I. Introduction :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment, destiné à reprendre les charges d'exploitation et autres charges permanentes (cloison, chapes, revêtements,...) et à les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles). Ils servent aussi à séparer les niveaux d'un bâtiment.

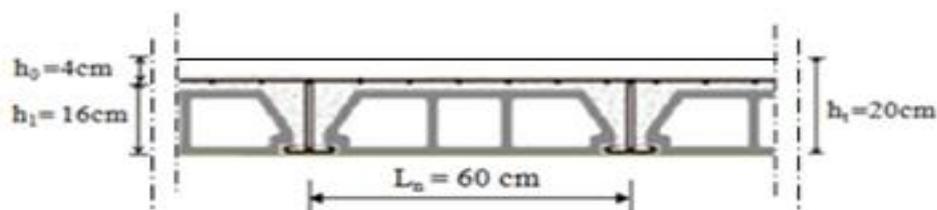
Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

II. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

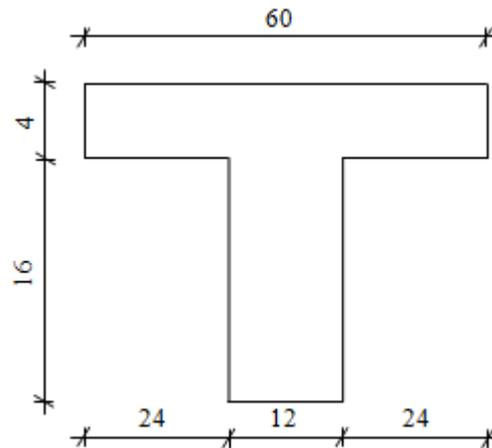
- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges



Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

Hauteur de 20cm, dont 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de Compression.

D'après les calculs effectués dans le 2ème chapitre on a les dimensions suivantes du poutrelles



A. Ferrailage de la dalle de compression

D'après les règles BAEL, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0\min} = 4\text{cm.}$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{- Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{- Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

L_n : Ecartement entre axes des nervures et

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

On prendra $\phi_6 = 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = TLE520 = 520 \text{ MPa}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$5\phi_6/m_L \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/m_L$$

$$(\phi_6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$5\phi_6/m_L \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/m_L$$

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

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS ϕ_6 (200x200) mm².

B. Etude des poutrelles

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20]

Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [CBA93/B6.2.21]

Méthode de A. Caquot : pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22]

$$\text{RDC : } \begin{cases} G = 637 \text{ dan/m}^2 \\ Q = 250 \text{ dan/m}^2 \end{cases} \quad \text{Etage courant } \begin{cases} G = 517 \text{ dan/m}^2 \\ Q = 150 \text{ dan/m}^2 \end{cases} \quad \text{terrasse } \begin{cases} G = 681,24 \text{ dan/m}^2 \\ Q = 100 \text{ dan/m}^2 \end{cases}$$

Combinaison fondamentales

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times L_n$$

Avec $L_n = 0,6m$

$$\text{ELS : } q_u = (G + Q) \times L_n$$

$$\text{RDC : } \begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow q_u = 740,97 \text{ dan/m} \\ \text{ELS} \Rightarrow q_u = 532,2 \text{ dan/m} \end{cases} \quad \text{Etage courant } \begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow q_u = 553,77 \text{ dan/m} \\ \text{ELS} \Rightarrow q_u = 400,2 \text{ dan/m} \end{cases}$$

$$\text{terrasse } \begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow q_u = 641,8 \text{ dan/m} \\ \text{ELS} \Rightarrow q_u = 468,74 \text{ dan/m} \end{cases}$$

Type des poutrelles

On distingue des poutrelles dont les schémas statiques sont :

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Détermination des sollicitations des poutrelles :

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthode des trois moments.

❖ Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Un planche est dit à charge d'exploitation modérée si :

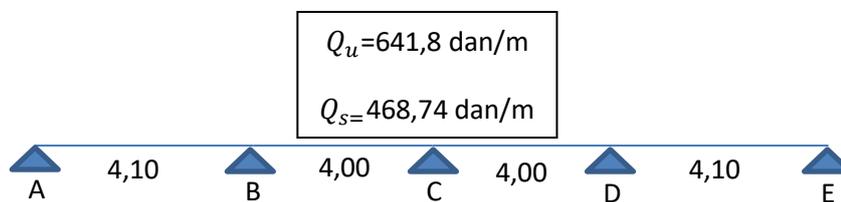
- la surcharge d'exploitation : $p \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées.
- Pour les portées successives, il faut vérifier : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

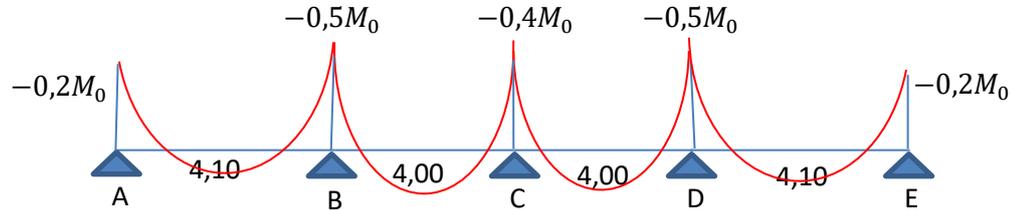
Conclusion :

Les 4 conditions sont vérifiées pour tous les types de notre structure, donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

Application de la méthode forfaitaire :

Exemple de calcul : (Poutrelle Type 1)



Moment en appuis :❖ Etat limite ultime ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0(A-B)} = \frac{ql_{AB}^2}{8} = \frac{641,8 \times 4,10^2}{8} = 1348,58 \text{ dan.m} \\ \mathbf{M_A} = -0,2 \times 1348,58 = -269,72 \text{ dan.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0(B-C)} = \frac{ql_{BC}^2}{8} = \frac{641,8 \times 4,00^2}{8} = 1283,6 \text{ dan.m} \\ \mathbf{M_B} = -0,5 \times 1348,58 = -674,29 \text{ dan.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0(C-D)} = \frac{ql_{CD}^2}{8} = \frac{641,8 \times 4,00^2}{8} = 1283,6 \text{ dan.m} \\ \mathbf{M_C} = -0,4 \times 1283,6 = -513,44 \text{ dan.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0(D-E)} = \frac{ql_{DE}^2}{8} = \frac{641,8 \times 4,10^2}{8} = 1348,58 \text{ dan.m} \\ \mathbf{M_D} = -0,5 \times 1348,58 = -674,29 \text{ dan.m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{M_E} = -0,2 \times 1348,58 = -269,72 \text{ dan.m}$$

❖ Etat limite ultime ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0(A-B)} = \frac{ql_{AB}^2}{8} = \frac{468,74 \times 4,10^2}{8} = 984,94 \text{ dan.m} \\ \mathbf{M_A} = -0,2 \times 984,94 = -196,99 \text{ dan.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0(B-C)} = \frac{ql_{BC}^2}{8} = \frac{468,74 \times 4,00^2}{8} = 937,48 \text{ dan.m} \\ \mathbf{M_B} = -0,5 \times 984,94 = -492,47 \text{ dan.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0(C-D)} = \frac{ql_{CD}^2}{8} = \frac{468,74 \times 4,00^2}{8} = 937,48 \text{ dan. m} \\ M_C = -0,4 \times 937,48 = -374,99 \text{ dan. m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0(D-E)} = \frac{ql_{DE}^2}{8} = \frac{468,74 \times 4,10^2}{8} = 984,94 \text{ dan. m} \\ M_D = -0,5 \times 984,94 = -492,47 \text{ dan. m} \end{array} \right.$$

$$M_E = -0,2 \times 984,94 = -196,99 \text{ dan. m}$$

Moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{100}{100 + 681} = 0,12$$

$$0 < \alpha < \frac{2}{3} \rightarrow \text{C.V}$$

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0]$$

$$M_t \geq -\left(\frac{M_d + M_g}{2}\right) + \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans le cas d'un travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 & \text{Dans le cas d'un travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

❖ Etat limite ultime ELU

➤ Travée de rive (A-B)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\left(\frac{269,72 + 674,29}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times 0,12)M_0; 1,05M_0] = 944,004 \text{ dan. m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,12)}{2} M_0 = 833,42 \text{ dan. m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 944,004 \text{ dan. m}$

➤ Travée intermédiaire (B-C)

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{674,29 + 513,44}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times 0,12)M_0 ; 1,05M_0] = 753,915 \text{ dan. m} \\ M_t \geq \frac{1 + (0,3 \times 0,12)}{2} M_0 = 664,905 \text{ dan. m} \end{cases}$$

On prend $M_t = 753,915 \text{ dan. m}$

➤ Travée intermédiaire (C-D)

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{513,44 + 674,29}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times 0,12)M_0 ; 1,05M_0] = 753,915 \text{ dan. m} \\ M_t \geq \frac{1 + (0,3 \times 0,12)}{2} M_0 = 664,905 \text{ dan. m} \end{cases}$$

On prend $M_t = 753,915 \text{ dan. m}$

➤ Travée de rive (D-E)

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{674,29 + 269}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times 0,12)M_0 ; 1,05M_0] = 944,004 \text{ dan. m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,22)}{2} M_0 = 833,42 \text{ dan. m} \end{cases}$$

On prend $M_t = 944,004 \text{ dan. m}$

- Etat limite ultime ELS

➤ Travée de rive (A-B)

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{196,99 + 492,47}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times 0,12)M_0 ; 1,05M_0] = 689,453 \text{ dan. m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,12)}{2} M_0 = 608,693 \text{ dan. m} \end{cases}$$

On prend $M_t = 689,453 \text{ dan. m}$

➤ Travée intermédiaire (B-C)

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{492,47 + 374,99}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times 0,12)M_0 ; 1,05M_0] = 550,624 \text{ dan.m} \\ M_t \geq \frac{1 + (0,3 \times 0,12)}{2} M_0 = 485,615 \text{ dan.m} \end{cases}$$

On prend $M_t=550,624 \text{ dan.m}$

➤ Travée intermédiaire (C-D)

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{374,99 + 492,47}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times 0,12)M_0 ; 1,05M_0] = 550,624 \text{ dan.m} \\ M_t \geq \frac{1 + (0,3 \times 0,22)}{2} M_0 = 485,615 \text{ dan.m} \end{cases}$$

On prend $M_t=550,624 \text{ dan.m}$

➤ Travée de rive (D-E)

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{492,47 + 196,99}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times 0,12)M_0 ; 1,05M_0] = 689,453 \text{ dan.m} \\ M_t \geq \frac{1,2 + (0,3 \times 0,12)}{2} M_0 = 608,693 \text{ dan.m} \end{cases}$$

On prend $M_t= 689,453 \text{ dan.m}$

Calcul de l'effort tranchant (T) :

❖ Etat limite ultime ELU

➤ Travée de rive (A-B)

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql}{2} = \frac{641,8 \times 4,10}{2} = 1315,69 \text{ dan} \\ T_B = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -1,10 \times \frac{641,8 \times 4,10}{2} = -1447,26 \text{ dan} \end{cases}$$

➤ Travée intermédiaire (B-C)

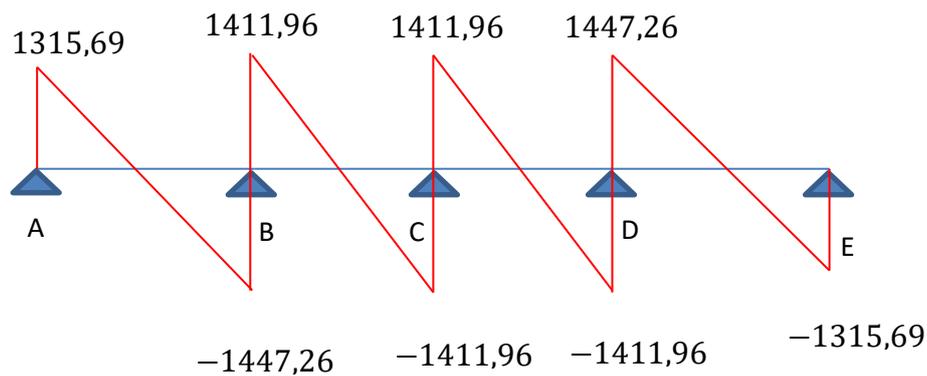
$$\begin{cases} T_B = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{641,8 \times 4}{2} = 1411,96 \text{ dan} \\ T_C = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -1,10 \times \frac{641,8 \times 4}{2} = -1411,96 \text{ dan} \end{cases}$$

➤ Travée intermédiaire (C-D)

$$\begin{cases} T_C = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{641,8 \times 4}{2} = 1411,96 \text{ dan} \\ T_D = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -1,10 \times \frac{641,8 \times 4}{2} = -1411,96 \text{ dan} \end{cases}$$

➤ Travée de rive (D-E)

$$\begin{cases} T_D = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{641,8 \times 4,10}{2} = 1447,26 \text{ dan} \\ T_E = -\frac{ql}{2} = -\frac{641,8 \times 4,10}{2} = -1315,69 \text{ dan} \end{cases}$$



- Etat limite ultime ELS

➤ Travée de rive (A-B)

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql}{2} = \frac{468,74 \times 4,10}{2} = 960,917 \text{ dan} \\ T_B = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -1,10 \times \frac{468,74 \times 4,10}{2} = -1057,009 \text{ dan} \end{cases}$$

➤ Travée intermédiaire (B-C)

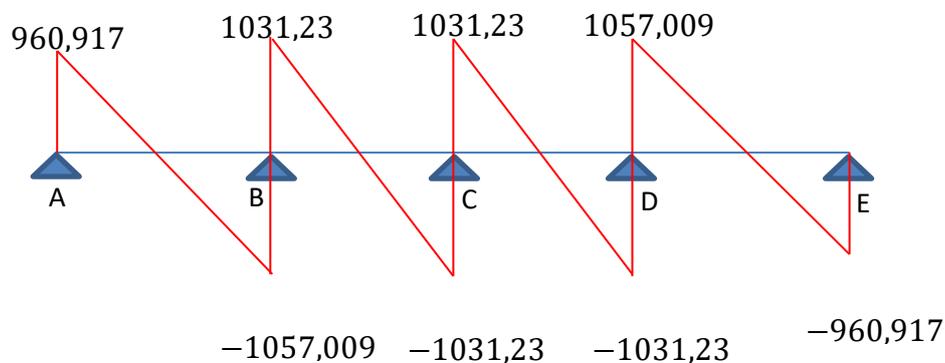
$$\begin{cases} T_B = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{468,74 \times 4}{2} = 1031,23 \text{ dan} \\ T_C = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -1,10 \times \frac{468,74 \times 4}{2} = -1031,23 \text{ dan} \end{cases}$$

➤ Travée intermédiaire (C-D)

$$\begin{cases} T_C = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{468,74 \times 4}{2} = 1031,23 \text{ dan} \\ T_D = -1,10 \times \frac{ql}{2} = -1,10 \times \frac{468,74 \times 4}{2} = -1031,23 \text{ dan} \end{cases}$$

➤ Travée de rive (D-E)

$$\begin{cases} T_D = 1,10 \times \frac{ql}{2} = 1,10 \times \frac{468,74 \times 4,10}{2} = 1057,009 \text{ dan} \\ T_E = -\frac{ql}{2} = -\frac{468,74 \times 4,10}{2} = -960,917 \text{ dan} \end{cases}$$



Sollicitations Types	Moment en travée		Moment en appui		Effort Tranchant	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	944,004	689,453	674,29	492,47	1447,26	1057,009
2	793,26	609,362	770,16	562,488	1411,96	1031,228
3	1026,88	749,984	187,496	187,496	1283,6	937,48

Calcul de ferrailage :

En travée

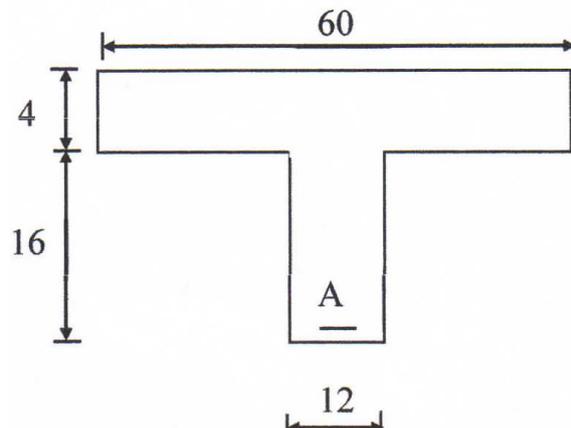
Etat limite ultime ELU

M_t : Moment fléchissant équilibré par la table de compression

- Si $M_t \leq M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en T.
- Si $M_t > M^{max}$: La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire (b×h)

Dimension [cm]	
b	60,00
h	16,00
b0	12,00
h0	4,00
d	18,00
e	2,00

$M_t'' = 1693,08 \text{ daN.m} = 16930,8 \text{ N.m}$



Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = (0,85 \cdot f_{c28}) / 1,5 = (0,85 \times 25) / 1,5 = 14,17$$

$$M_T = 14,17 \cdot 60 \cdot 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54400 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 9440,04 \text{ N.m} < M_T = 54400 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression.

Donc : la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9440,04}{14,17 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,034$$

Acier Fe E 400 $\Rightarrow \mu_l = 0,392$

$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392$ (Acier Fe E 400) \Rightarrow A' n'existe pas et

$$1000\varepsilon_1 > 1000\varepsilon_2 \Rightarrow \sigma_s = \frac{FeE}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983 ;$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9440,04}{348 \cdot 0,983 \cdot 18} = 1,53 \text{ cm}^2.$$

Calcul des armatures minimales (Condition de non-fragilité) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{FeE}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_t = \max(A_{mn}; A_{cal}) = \max(0,26; 1,53) = 1,53 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

$$3T10 \rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

Etat limite ultime ELS

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s :

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

←

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE 400

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{944,004}{689,453} = 1,37$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,043 \leq 0,44 \quad \dots\dots\dots \text{c.v}$$

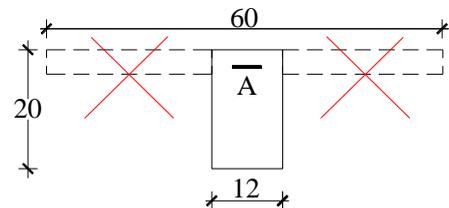
Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS

En appui :

Etat limite ultime ELU

$$M_a^u = -674,29 \text{ daN.m} = -6742,9 \text{ N.m}$$



($M_a^u < 0$) La table de compression se trouve dans la partie tendue ($M < 0$) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension ($b_0 x h$).

☑ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b b_0 d^2} = \frac{6742,9}{14,17 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,122$$

$$\mu = 0,122 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier Fe E400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,163 ; \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,935$$

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \beta \cdot d} = \frac{6742,9}{348 \cdot 0,935 \cdot 18} = 1,15 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{FeE}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A_a = \max(A_{\min}; A_{cal}) = \max(0,26; 1,15) = 1,15 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

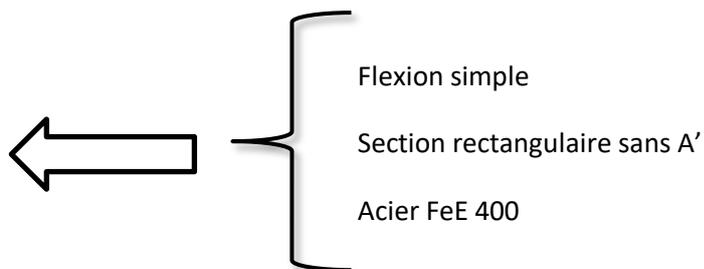
$$1T14 \rightarrow A = 1,54 \text{ cm}^2$$

Etat limite ultime ELS

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{674,29}{492,47} = 1,37$$



$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,163 \leq 0,44 \quad \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS

Calcul des armatures transversales :

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{14472,6}{12 \cdot 18} \cdot 10^{-2} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,13 \cdot f_{c28} = 0,13 \cdot 25 = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc ; $\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\ell \min} \right)$$

$\phi_{\ell \min}$: Diamètre de l'armature longitudinale

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{16}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq \min (0,46, 1,2, 1) \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq 0,46 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,50 \text{ cm}^2$$

L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**Appui de rive :**

$$A_{\ell} \geq \frac{\gamma_s}{F_e} T_u$$

$$A_{\ell} = 1,54 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15 \cdot 14472,6 \cdot 10^{-2}}{400}$$

$$A_{\ell} = 1,54 \text{ cm}^2 \geq 0,42 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

Appui intermédiaire :

$$A_{\ell} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right]$$

$$A = 1,54 \geq \left[14472,6 + \frac{6742,9}{0,9 \cdot 18} \right] \cdot \frac{1,15}{400} \cdot 10^{-2}$$

$$A = 1,54 \text{ cm}^2 \geq 0,42 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

Donc :

Les armatures longitudinales inférieures peuvent résister à l'effort de traction provoqué par l'effort tranchant.

L'espacement des armatures transversales :

$$\delta_{t1} \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,50 \times 235}{0,4 \times 12 \times 1} = 24,48 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,50 \times 0,8 \times 235}{12 \times (0,67 - 0,3 \times 2,1)} = 195,83 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm} \Rightarrow \quad \text{On adopte : } \delta_t = 15 \text{ cm}$$

C. Vérification de la flèche :

Suivant les règles BAEL 91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$- \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

 . Vérification si la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{410} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{li} - f_{gi})$$

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = 681,24 \text{ daN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = 591,24 \text{ daN/m.}$$

P : charge totale ($P = G+Q$) ;

$$P = (681,24+100) = 781,24 \text{ daN/m.}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_j^s = 0,75M_{0j} = 0,75 \cdot 5912,4 \cdot \frac{4,10^2}{8} * 0,6 = 5590,544 N.m$$

$$M_g^s = 0,75M_{0g} = 0,75 \cdot 6812,4 \cdot \frac{4,10^2}{8} * 0,6 = 6441,550 N.m$$

$$M_p = 0,75M_{0p} = 0,75 \cdot 7812,4 \cdot \frac{4,10^2}{8} * 0,6 = 7387,112 N.m$$

Modules de déformations longitudinaux :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$Ev = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (g g').

Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,36 \times 18}{4 \times 60 + 12 \times 16 + 15 \times 2,36} = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,68 \text{ cm}$$

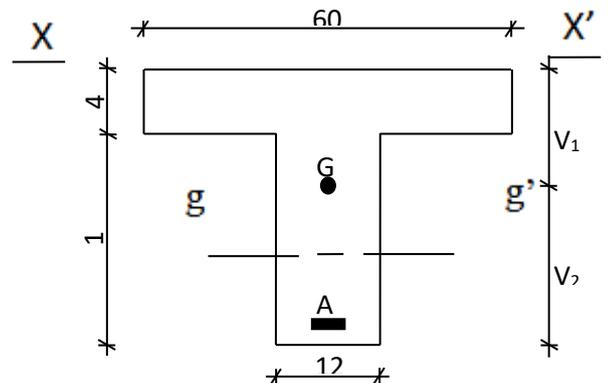


Fig.III.: Coordonnées de centre de gravité

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \times A (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7,32^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (7,32 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12,68^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (12,68 - 2)^2$$

$$I_0 = 18886 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_1^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,093 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ij}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5590,544}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 153,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ig}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6441,550}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 177,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{ip}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7387,112}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 203,15 \text{ MPa}$$

Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 177,15 + 2,1} = 0,629$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 153,74 + 2,1} = 0,585$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 203,15 + 2,1} = 0,667$$

Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,011} = 3,671$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.011} = 1,47$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 18886}{1 + 1,47 \times 0.629} = 10794,075 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 18886}{1 + 3,671 \times 0.629} = 6278,099 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \times 18886}{1 + 3,671 \times 0.585} = 6600,276 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1.1 \times 18886}{1 + 3,671 \times 0.667} = 6024,143 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{6441,550 \times 410^2}{10 \times 10818,87 \times 10794,075} = 0,93 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{6441,550 \times 410^2}{10 \times 32164,20 \times 6278,099} = 0,54 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fj}^i} = \frac{5590,544 \times 410^2}{10 \times 32164,2 \times 6600,276} = 0,44 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{7387,112 \times 410^2}{10 \times 32164,2 \times 6024,143} = 0,64 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,93 - 0,44) + (0,64 - 0,54) = 0,59 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$L = 410 \text{ m} \geq 5,00 \text{ m} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

- **Conclusion** $0,59 \text{ cm} < 0,82 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

$$\Delta f_i < \Delta f_{t,max} \longrightarrow$$

		M [daN.m]	A [cm ²]	Choix des armatures	A _t
En travée	E.L.U.R.	944,004	1,53	3T10 A=2,36 cm ²	1Ø8 A _t = 0.56cm ²
	E.L.S.	684,413	vérifiée		
En appui	E.L.U.R.	-674,29	1,15	1T14 A=1,54 cm ²	
	E.L.S.	-492,47	vérifiée		

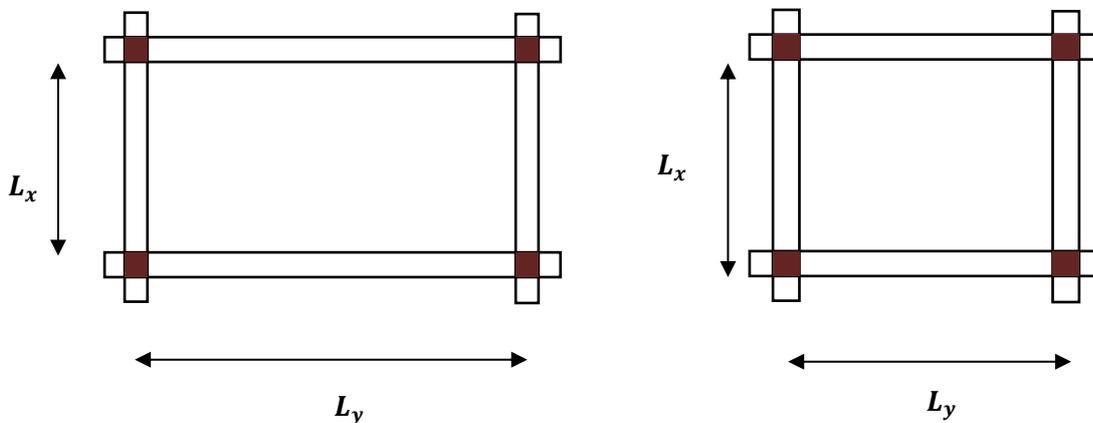
III. Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

A. Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport $\frac{L_x}{L_y}$, on distingue deux cas :

- **Dalle portant dans un seul sens :** Le rapport : $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$
- **Dalle portant sur deux directions :** Le rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ est : $0.4 < \rho \leq 1$



Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir **chapitre. II**) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

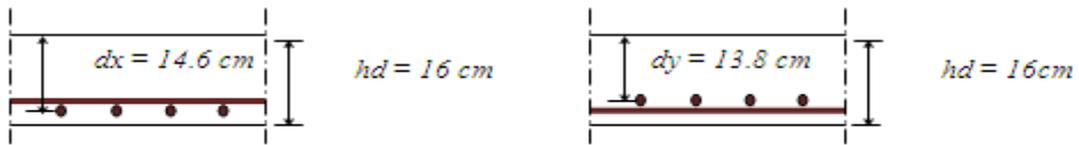


Fig. III.3 : Disposition des armatures de la dalle pleine.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. **[BAEL91]**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 16\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

On prendra : $\phi = 8\text{ mm}$

Calcul de l'enrobage :

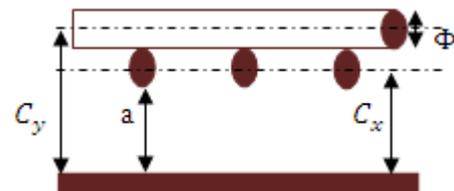
La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1\text{ cm.}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} C_x = (10 + \frac{8}{2})\text{mm} = 14\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{8}{2})\text{mm} = 22\text{mm} \end{cases}$$

Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1,4 = 14,6\text{ cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2,2 = 13,8\text{ cm}$$



Evaluation des charges :

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ; on a :

$$G = 637 \text{ daN/m}^2, \quad Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

Combinaisons fondamentales :**E L U**

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\bar{q}_u = 1.35 \times 637 + 1.5 \times 250 = 1234,95 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 1234,95 \text{ daN/m}_l.$$

E L S

$$\bar{q}_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = 637 + 250 = 887 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_s = \bar{q}_s \times 1.00 = 887 \text{ daN/m}_l.$$

Calcul des sollicitations :**E L U**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \quad \Rightarrow \text{Suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

E L S :

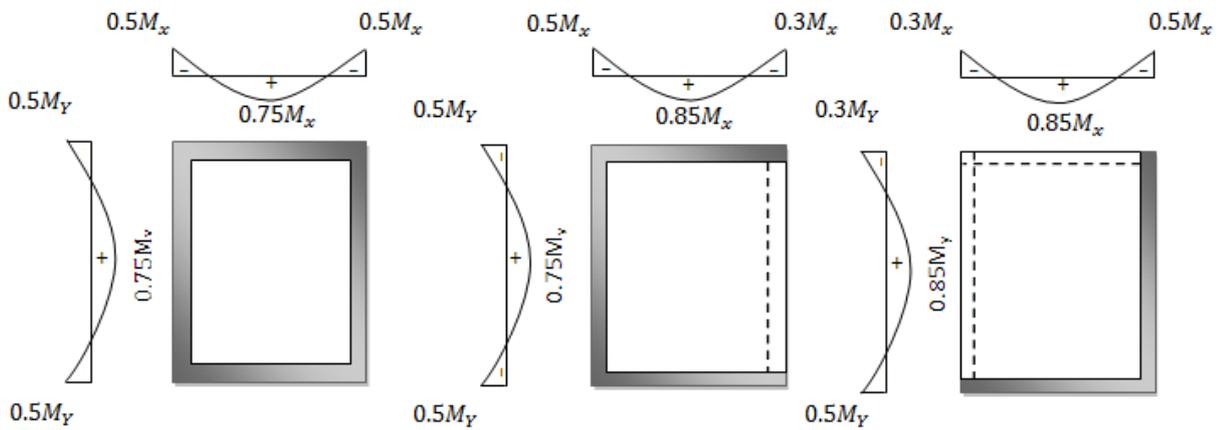
$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^s = \mu_x^s \times q_s \times L_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s \quad \Rightarrow \text{Suivant la direction } L_y \end{array} \right.$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

Coefficient de poisson :

- $\nu = 0 \Rightarrow$ Etats limites ultimes (béton fissuré)
- $\nu = 0,2 \Rightarrow$ Etats limites de service (béton non fissuré)

Mode d'encastrement



Panneaux	l _x (m)	l _y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU ($\nu = 0$)				ELS ($\nu = 0,2$)			
				μ_u		M_u		μ_s		M_s	
				μ_{ux}	μ_{uy}	M_{ux} (daN.m)	M_{uy} (daN.m)	μ_{sx}	μ_{sy}	M_{sx} (daN.m)	M_{sy} (daN.m)
1	4,10	5,00	0,82	0,0538	0,6407	1116,862	715,513	0,0594	0,7088	885,682	627,771
2	3,10	4,10	0,76	0,0609	0,5338	722,75	385,804	0,0666	0,6275	567,703	356,234
3	3,80	4,00	0,95	0,0409	0,8960	729,357	653,504	0,0460	0,5798	589,181	341,607
4	4,00	5,00	0,8	0,0561	0,6042	1108,491	669,750	0,0618	0,6784	877,066	595,002
5	3,10	4,00	0,76	0,0609	0,5338	722,753	385,804	0,0666	0,6275	567,703	356,234
6	3,80	4,00	0,95	0,0409	0,8960	729,357	653,504	0,0460	0,5798	589,181	341,607
7	3,80	4,10	0,93	0,0427	0,8550	761,455	651,044	0,0479	0,8713	613,517	534,557

Panneaux			ELU ($\nu = 0$)			ELS ($\nu = 0,2$)		
			M_{ai}	M_t	M_{ar}	M_{ai}	M_t	M_{ar}
Type I	1	Direction l_x	-558,431	949,33	-355,057	-442,841	752,830	-265,705
		Direction l_y	-375,789	608,237	-225,472	-313,885	533,605	-183,331
	2	Direction l_x	-361,375	614,338	-216,825	-283,852	482,548	-170,311
		Direction l_y	-192,902	327,933	-115,741	-178,117	302,799	-106,870
	3	Direction l_x	-364,679	619,953	-218,807	-294,591	500,804	-176,754
		Direction l_y	-326,725	555,478	-190,651	-170,804	290,366	-102,481
Type II	5	Direction l_x	-361,377	614,340	-216,826	-283,852	482,548	-170,311
		Direction l_y	-192,902	289,353	—	-178,117	267,176	—
	6	Direction l_x	-364,679	547,018	—	-294,591	441,886	—
		Direction l_y	-326,752	555,478	-196,051	170,804	290,366	-102,482
	7	Direction l_x	-380,728	571,091	—	-306,759	460,138	—
		Direction l_y	-325,522	533,387	-195,313	-267,279	454,373	-160,367
Type III	4	Direction l_x	-554,246	831,368	—	-438,533	657,800	—
		Direction l_y	-334,875	502,313	—	-297,501	446,252	—

B. Exemple de calcul :

On prend comme exemple le panneau II: $L_x = 4,10 \text{ m}$ $L_y = 5,00 \text{ m}$

ELU :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,82$$

Calcul de μ_x^u et μ_y^u : **Pratique BAEL91**

2.1.2. Cas où α est au moins égal à 0,40

Le panneau porte dans les deux sens l_x et l_y .
 Au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité :

$$M_{0x} = \mu_x p l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

«sens l_x » (bande parallèle à l_x).
 «sens l_y » (bande parallèle à l_y)

Avec pour valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y donnés par l'annexe E.3 des Règles BAEL 91 :

CALCULS	μ_x	μ_y
solicitations à l'E.L.U et à l'E.L.S	$\frac{1}{8(1+2,4 \alpha^3)}$	$\alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha] \geq 1/4$
déformations à l'E.L.S	$\frac{1}{8(1+2 \alpha^3)}$	$\alpha^2 [1 + \frac{3}{2}(1-\alpha)^2] \geq 1/4$

Avec $\alpha = \rho = 0,82$

$$\Rightarrow \mu_x^u = 0,0538 \text{ et } \mu_y^u = 0,6407$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 = 0,0538 \times 1234,95 \times 4,10^2 = 1116,862 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0,6407 \times 1116,862 = 715,573 \text{ daN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0,85 \times 1116,862 = 949,333 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \times 715,573 = 608,237 \text{ daN.m}$$

Moment en appuis:▪ **Appuis intermédiaires:**

$$M_{aix}^u = -0,50 \times 1116,862 = -558,431 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy}^u = -0,50 \times 751,573 = -375,789 \text{ daN.m}$$

Appuis de rives :

$$M_{arx}^u = -0,30 \times 1616,223 = -355,057 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary}^u = -0,30 \times 751,573 = -225,472 \text{ daN.m}$$

Etats limite de service :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,82 \Rightarrow \mu_x^s = 0,0594 \text{ et } \mu_y^s = 0,7088$$

$$M_x^s = \mu_x^s \times q_s \times L_x^2 = 0,0594 \times 887 \times 4,10^2 = 885,682 \text{ daN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s = 0,7088 \times 885,682 = 627,771 \text{ daN.m}$$

Moment en travée:

$$M_{tx}^s = 0,85 \times 885,682 = 752,830 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0,85 \times 627,771 = 533,605 \text{ daN.m}$$

Moment en appuis:**Appuis intermédiaires:**

$$M_{aix}^s = -0,50 \times 885,682 = -442,841 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy}^s = -0,50 \times 627,771 = -313,885 \text{ daN.m}$$

Appuis de rives :

$$M_{arx}^s = -0,30 \times 885,682 = -265,705 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary}^s = -0,30 \times 627,771 = -188,331 \text{ daN.m}$$

Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

D'après le tableau (III-1), on va prendre pour le calcul de ferrailage les moments fléchissant du panneau 2 (moment maximal)

Sens x-x :

E.L.U :

En travée :

$$M_{tx}^u = 9493,3 N.m$$

☑ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{9493,3}{14.17 \times 100 \times (14.6)^2} = 0.031$$

$$\mu = 0.31 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{9493,3}{348 \times 0,984 \times 14,6} = 1,90 cm^2 / m_L$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 cm^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{min}) \Rightarrow A_t = 1,90 cm^2 / m_L$$

Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33cm) = 33cm.$$

Choix des armatures :

$$4T10/m_l \longrightarrow A = 3.14 cm^2/m_l.$$

$$\longrightarrow e = 25cm$$

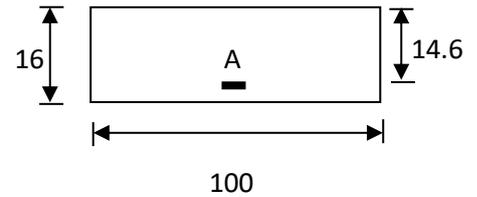


Fig III.2 : Section de calcul en travée

E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 7528,3 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sens A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{9493,3}{7528,3} = 1.26$

$$\frac{1,26-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38 > \alpha = 0,039$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 16 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

En appuis :

E.L.U :

$$M_{ax}^u = 5584,31 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{5584,31}{14.17 \times 100 \times (14.6)^2} = 0.018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

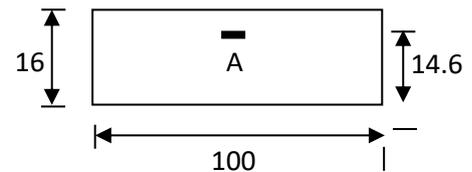


Fig. III.3 : Section de calcul en appuis

Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{5584,31}{348 \times 0,991 \times 14,6} = 1,11 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$4T10/m_l \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/m_l.$$

$$\longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = 4428,41 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sens A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 16 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{9493,33}{7538,3} = 1,26$$

$$\frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38 > \alpha = 0,023$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \checkmark \\ \checkmark \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

Sens Y-Y :

a) En travées :

E.L.U :

$$M_{ty}^u = 6082,37 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{6082,37}{14,17 \times 100 \times (13,8)^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

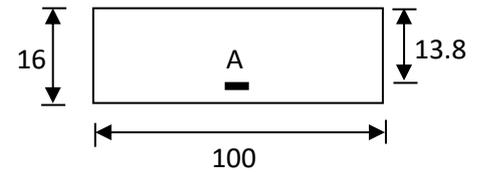


Fig III.4: Section de calcul en travée

Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{6082,37}{348 \times 0,988 \times 13,8} = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/m_l \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/m_l.$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

E.L.S :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 5336,05 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 16 \text{MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{6082,37}{5336,05} = 1,140$

$$\frac{1.140 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32 > \alpha = 0,029$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

En appuis :

E.L.U :

$$M_{ay}^u = 5943.66 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{3757,89}{14.17 \times 100 \times (13.8)^2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,993$$

Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{3757,89}{348 \times 0.993 \times 13.8} = 0,78 \text{cm}^2 / m_L$$

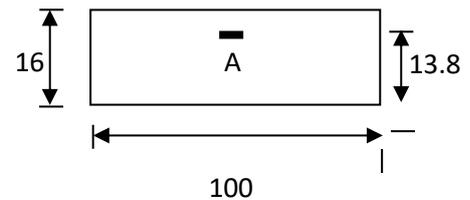


Fig III.5: Section de calcul en appui

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix des armatures :

$$4T10/m_l \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/m_l.$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

E.L.S :

$$M_{ay}^{ser} = 5336,05 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 16 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{6082,37}{5336,05} = 1.140$$

$$\frac{1.140 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32 > \alpha = 0.018$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 18 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
 - (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

Vérification de la flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

- $\frac{h}{L_x} > \max\left(\frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}\right)$ (1)

- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$ (2)

☑ **Vérification si la flèche est nécessaire :**

$$\frac{hd}{lx} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} \Rightarrow 0,03 < 0,0374 \Rightarrow C.N.V$$

⇒ Le calcul de la flèche est **nécessaire**.

Calcul de la flèche :

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\max}$$

Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = 637 \times 1,00 = 637 \text{ daN/m}_L.$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = (g-90) \times 1,00 = 547 \times 1,00 = 547 \text{ daN/m}_L.$$

P : charge totale ($p = G+Q$) ;

$$P = (637+250) \times 1,00 = 887 \text{ daN/m}_L.$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^g = 0,75 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0538 \times 637 \times (4,1)^2 = 432,07 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^j = 0,75 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0538 \times 547 \times (4,1)^2 = 371,02 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0,75 \times M_{tx}^p = 0,75 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0538 \times 887 \times (4,1)^2 = 601,64 \text{ daN.m}$$

Modules de déformations longitudinaux :

$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{fc_{28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$Ev = 3700 \times \sqrt[3]{fc_{28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

I₀ : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son

centre de gravité.

Coordonnées du centre de gravité :

- $$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 2,01 \times 14,6}{100 \times 16 + 15 \times 2,01} = 8,12 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,88 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b_0 \cdot C^3}{3} + n \times A \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8,12^3}{3} + \frac{100 \times 1,4^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (7,88 - 1,4)^2 = 19203,72 \text{ cm}^4$$

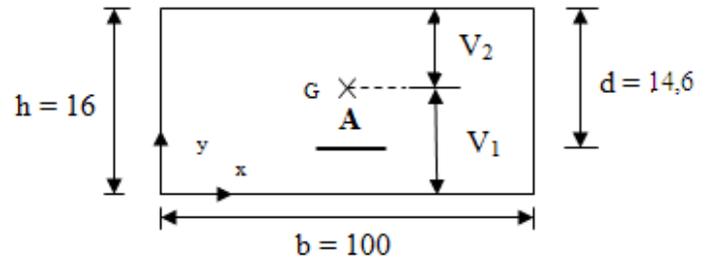


Fig.III.29: Coordonnées de centre de gravité

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_1^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{2,01}{100 \times 14,6} = 0,138 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,939$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{4320,7}{2,01 \times 0,939 \times 14,6} = 156,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{tj}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{3710,2}{2,01 \times 0,939 \times 14,6} = 134,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{6016,4}{2,01 \times 0,939 \times 14,6} = 218,33 \text{ MPa}$$

Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,006 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \delta_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 0,23$$

$$\mu_j = 0,29$$

$$\mu_p = 0,11$$

Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 1,38 \cdot 10^{-3}} = 15,22$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 15,22 = 6,088$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 8800,82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 4693,62 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 3901,90 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 7899,22 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{4320,7 \times 410^2}{10 \times 10818,86 \times 8800,82} = 0,76 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{4320,7 \times 410^2}{10 \times 32164,195 \times 4693,62} = 0,48 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fj}^i} = \frac{3710,2 \times 410^2}{10 \times 32164,195 \times 3901,9} = 0,5 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{6016,4 \times 410^2}{10 \times 32164,195 \times 7899,22} = 0,4 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,76 - 0,5) + (0,4 - 0,48) = 0,18 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$l = 4,10 \text{ m} \geq 5,00 \text{ m} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0,18 \text{ cm} < 0,82 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

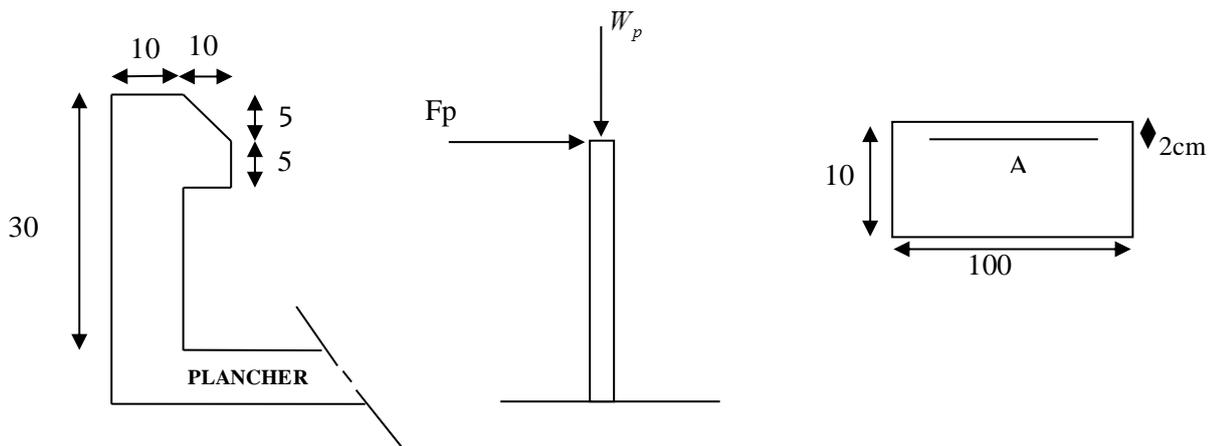
I. Etude de l'acrotère :

A. Description :

L'acrotère est un élément qui est encastré verticalement dans le plancher terrasse ; cette console est soumise à un effort du à son poids propre (W_p) et un moment du à une force statique équivalente horizontale (F_p) donnée par le RPA 2003.

B. Dimension de l'acrotère :

Les dimensions sont données par le schéma ci-dessous :



C. Calculs des sollicitations :

Suivant le RPA2003 les forces horizontales sont données par la formule suivante :

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

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu à partir du tableau 4-1 du (RPA99)
Zone II : groupe d'usage 2 ; $A=0,15$.
- C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau 6-1 du (R.P.A99)

$$C_p = 0,8$$

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$W_p = 2500(S_1 + S_2 + S_3)b$$

$$W_p = 2500(0,1 \cdot 0,3 + 0,1 \cdot 0,05 + 0,1 \cdot 0,05 / 2)1$$

$$W_p = 93,75 \text{ daN}$$

$$D'où: F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 93,75 \Rightarrow F_p = 45 \text{ daN}$$

Les sollicitations au niveau de l'encastrement :

ELU :

$$\begin{cases} M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot L = 1,5 \times 45 \times 0,3 = 20,3 \text{ daN.m} \\ N_u = 1,35 \cdot W_p = 1,35 \times 93,75 = 126,6 \text{ daN} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_{ser} = F_p L = 45 \times 0,3 = 13,5 \text{ daN.m} \\ N_{ser} = W_p = 93,75 \text{ daN} \end{cases}$$

Ferraillage :

ELU :

$$e_0 = M_u / N_u$$

$$e_0 = 20,3 / 126,6 = 0,16 \text{ m}$$

$$(h / 2) - c = (0,10 / 2) - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 0,16 \text{ m} \\ (h / 2) - c = 0,03 \text{ m} \end{array} \right\} \Leftrightarrow e_0 > (h / 2) - c$$

\Rightarrow Le centre de pression se trouve à l'intérieur des armatures alors la section est **partiellement comprimée** .

On à :

$$M_A = N_u \cdot e_s$$

$$e_s = e_0 + (h / 2) - c$$

$$e_s = 0,16 + (0,10 / 2) - 0,02 = 0,18 \text{ m}$$

$$M_A = 126,6 \times 0,18 = 22,78 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu = M_A / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2$$

$$\text{On à : } \gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,022 < \mu_L = 0,186$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \mu} \right]$$

$$\alpha = 0,027 \quad \Rightarrow \quad \beta = 1 - 0,4 \alpha \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,988$$

Calcul des armatures :

$$A = MA / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = 207,8 / 348 \times 0,988 \times 8 = 0,07 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A = 0,07 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_t = A - (Nu / \sigma_s) = 1,09 - (1266 / 100 \cdot 348) = 0,033 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_t = 0,033 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

ELS:

$$e_0 = M_{ser} / N_{ser}$$

$$e_0 = 13,5 / 93,75 = 0,14 \text{ m}$$

$$(h/2) - c = (0,10 / 2) - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 0,14 \text{ m} \\ (h/2) - c = 0,03 \text{ m} \end{array} \right\} \Leftrightarrow e_0 > (h/2) - c$$

\Rightarrow Le centre de pression se trouve à l'extérieur des armatures alors la section est **partiellement comprimée**.

On à :

$$M_A = N_{ser} \cdot e_s$$

$$e_s = e_0 + (h/2) - c$$

$$e_s = 0,14 + (0,10 / 2) - 0,02 = 0,17 \text{ m}$$

$$M_A = 93,75 \times 0,17 = 16 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu = M_A / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2$$

$$\text{On à : } \gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_b \rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,186 \rightarrow \alpha = 0,021 \rightarrow \beta = 0,914$$

Calcul des armatures :

$$A = M_A / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\mu \cdot f_{t28}})$$

On considère la fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s = \min (267; 202) \text{ MPa.}$$

$\mu = 1,6$ Pour les H.A

$$A = 160/202 \times 0,914 \times 8 = 0.11 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = 0.11 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$$

$$A_{tser} = A - (N_{ser} / \sigma_s) = 0.11 - (937,5 / 100 \cdot 202) = 0.05 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$$

$$A_{tser} = 0.05 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d / f_e$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 2,1 \cdot 100 \cdot 8 / 400 = 0,966 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$$

$$A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$$

Les armatures finales :

$$A = \max (A_{tser} ; A_{tu} ; A_{min})$$

$$A = \max (0.05 ; 0,033 ; 0,966) \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$$

Donc: $A = 0.966 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$

Choix d'armatures :

$$5T8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

$\phi 6$ Armature constructive.

B. Eléments constitutifs :

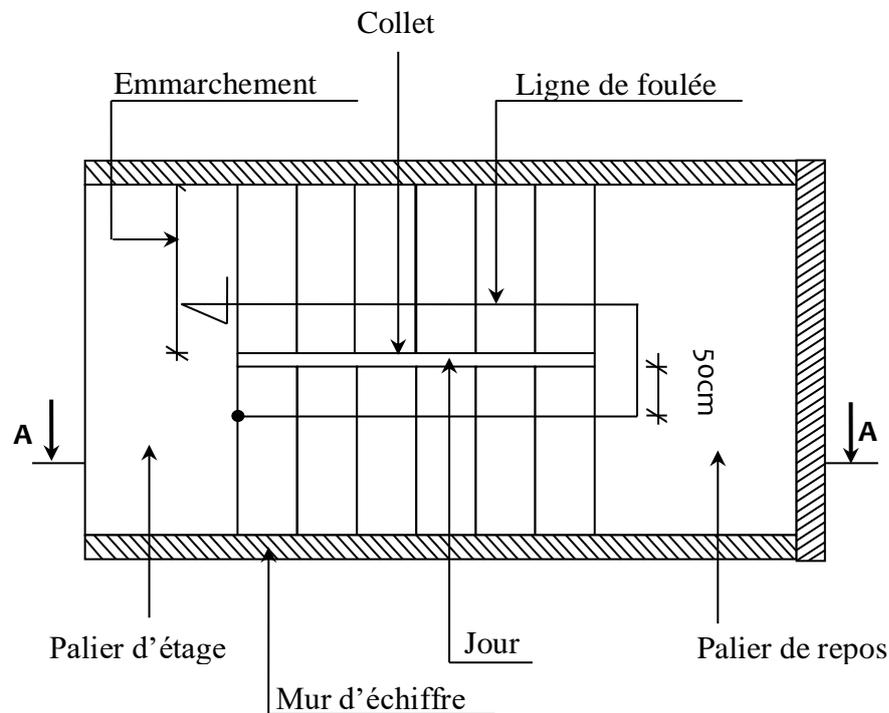
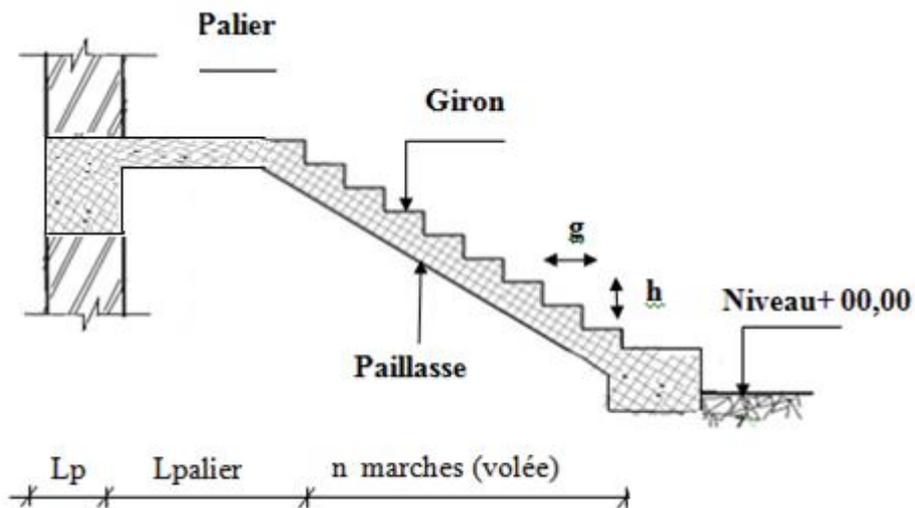


Fig. IV.3: Les éléments constitutifs d'un escalier

- **Emmarchement** : Longueur de la marche ;
- **g** : Giron (largueur d'une marche) ;
- **h** : Hauteur d'une marche ;
- **Mur d'échiffre** : Mur qui limite l'escalier ;
- **Paillasse** : Plafond qui monte sous les marches ;
- **Contre marche** : Partie verticale d'une marche ;
- **Le jour** : Espace entre 2 volées en projection horizontale ;
- **Le collet** : Bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- **Ligne de foulée** : Courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté de jour);
- **Volée** : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

Dans notre projet, on a 02types d'escaliers :

- **Type 1** : Escalier à une volée et un palier
- **Type 2** : Escalier à 1 volée avec 2 paliers.



C. Pré dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de BLONDEL :

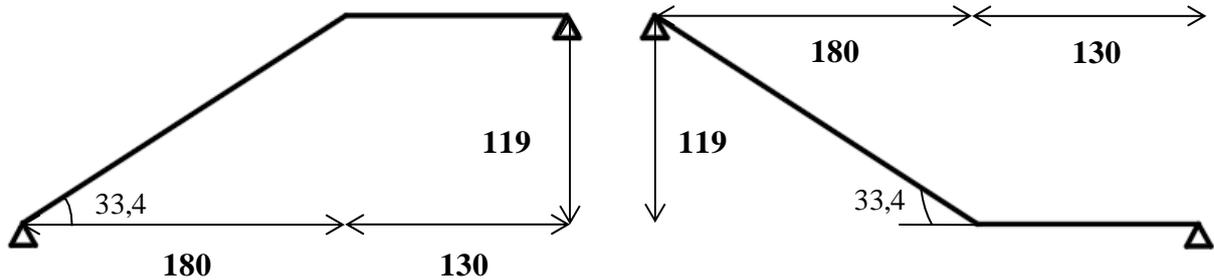
$$59 \leq g + 2.h \leq 0.66 \text{ m}$$

Avec:

- * **h**: la hauteur de la marche
- * **g**: le giron de la marche.

On a $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$ donc $59 \leq g + 2.h = 64 \leq 0.66 \text{ m} \Rightarrow$ condition vérifiée

- Type 1 :



Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches « g et h » on utilise la relation de :

$$\text{BLONDEL : } 59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Avec : } 16 < h < 18 \quad h = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$N_c: \text{ nombre de contre marche (type 1) : } N_c = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7 \quad N_c = 7 \text{ contre marches.}$$

$$n: \text{ nombre de marche : } n - 1 = 7 - 1 = 6 \quad n = 6 \text{ marches.}$$

$$\text{L'angle d'inclinaison : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{119}{180} = 0,66 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 33,4^\circ$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse et de palier : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{pai}}}{20}$$

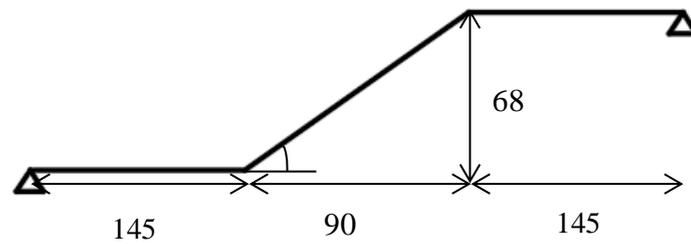
$$L_{\text{pai}} = \sqrt{119^2 + 180^2} = 216$$

$$\frac{216}{30} \leq e_p \leq \frac{216}{20} \quad \Rightarrow \quad 7,2 \leq e_p \leq 10,8$$

$$\text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm}$$

Type 2 :



BLONDEL: $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ Avec : $16 < h < 18$ **$h = 17 \text{ cm}$**

Donc : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$ \Rightarrow $g = 30 \text{ cm}$

$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ \Rightarrow $59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

N_c : nombre de contre marche (type 1) : $N_c = \frac{H}{h} = \frac{68}{17} = 4$ $N_c = 4$ contre marches.

n : nombre de marche : $n-1=4-1=3$ **$n=3$ marches.**

L'angle d'inclinaison : $\text{tg} \alpha = \frac{68}{90} = 0,76$ \Rightarrow $\alpha = 37,2^\circ$

L'épaisseur de la paillasse et de palier : $\frac{L_{pai}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{pai}}{20}$

$$L_{pai} = \sqrt{90^2 + 68^2} = 113$$

$$\frac{113}{30} \leq e_p \leq \frac{113}{20} \quad \Rightarrow \quad 3,8 \leq e_p \leq 5,7$$

On prend $e_p = 15 \text{ cm}$

On adopte $e_{palier} = e_{paillasse} = 15 \text{ cm}$

Marche porteuse : $e_{p2} = 6 \text{ cm}$

Descentes des charges :**Type 1 :**

Volée 1 et 3

Désignation	Ep(m)	Poids volumique KN/m ³	G (KN/m ²)
Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Carrelage vertical	0,03	20	0,34
Paillasse en BA	0,15	25	4,31
Marches en BA	0,30	25	2,12
Garde-corps	0,10	1	0,10
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente			G=8,23KN/m ²
Charge d'exploitation			Q=2,50KN/m ²

Combinaisons fondamentales :**E L U**

$$q_{u\text{vol}} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 14,86 \text{ KN/ml}$$

E L S

$$q_{ser\text{vol}} = (G + Q) \times 1 = 10,73 \text{ KN/ml.}$$

Palier :

Désignation	Ep(m)	Poids volumique KN/m ³	G (KN/m ³)
Carrelage	0,03	20	0,60
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Enduit en ciment sous palier	0,02	10	0,20
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Charge permanente		G=5,31KN/m ²	
Charge d'exploitation		Q=2,50KN/m ²	

ELU

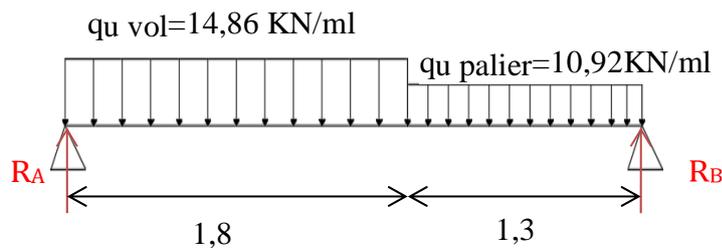
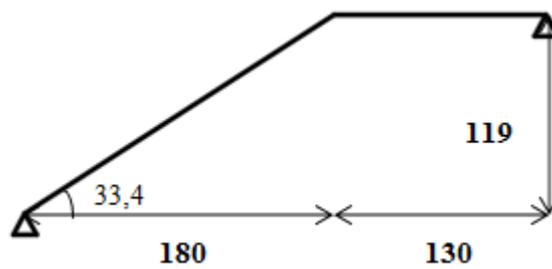
$$q_u \text{ palier} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,92 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_{ser} \text{ palier} = (G + Q) \times 1 = 7,81 \text{ KN/ml}$$

D. Détermination des sollicitations :

ELU



Réaction des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_u \text{ vol} \times 1,8) + (q_u \text{ palier} \times 1,3) \Rightarrow R_A + R_B = 40,944 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{\frac{1,8^2}{2} q_u \text{ vol} + 1,3 \left(\frac{1,3}{2} + 1,8 \right) q_u \text{ palier}}{3,1} \right] = \left[\frac{\frac{1,8^2}{2} 14,86 + 1,3 \left(\frac{1,3}{2} + 1,8 \right) 10,92}{3,1} \right] = 18,985 \text{ KN}$$

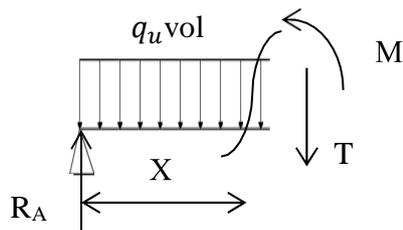
$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{\frac{1,3^2}{2} q_u \text{ palier} + 1,8 \left(\frac{1,8}{2} + 1,3 \right) q_u \text{ vol}}{3,1} \right] = \left[\frac{\frac{1,3^2}{2} 10,92 + 1,8 \left(\frac{1,8}{2} + 1,3 \right) 14,86}{3,1} \right] = 21,959 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_u \text{ vol} \times 1,8) - (q_u \text{ palier} \times 1,3) = 0$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

Section I-I : $0 \leq x \leq 1,8\text{m}$



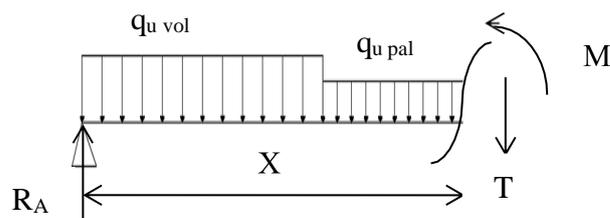
$$T(x) = R_A - (q_u^{vol} \times x)$$

$$M(x) = R_A X - (q_u^{vol} \times \frac{X^2}{2})$$

$$\begin{cases} X = 0 & \Rightarrow T = 18,985 \text{ KN} \\ X = 1,8 & \Rightarrow T = -7,763 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1,8 & \Rightarrow M = 10,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section II-II : $1,8\text{m} \leq x \leq 2,1\text{m}$



$$T(x) = R_A - 1,8 \times q_u^{vol} - q_u^{palier}(x-1,8)$$

$$M(x) = R_A x - 1,8(x - \frac{1,8}{2}) q_u^{vol} - \frac{(x-1,8)^2}{2} q_u^{palier}$$

$$\begin{cases} X = 1,8 & \Rightarrow T = -7,763 \text{ KN} \\ X = 2,1 & \Rightarrow T = -11,039 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X = 1,8 & \Rightarrow M = 10,01 \text{ KN.m} \\ X = 2,1 & \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T=0 \Rightarrow R_A - (q_u^{vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1,28 \text{ m}$$

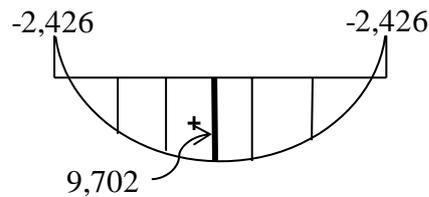
$$M_{max} = R_A x - (q_u^{vol} \frac{x^2}{2}) \Rightarrow M_{max} = 12,128 \text{ KN.m}$$

Remarque: les appuis sont semi encastré donc ils doivent équilibrer un moment :

$$M_a = 0,2 M_{max} \text{ qui conduit à un moment réduit en travé : } M_t = 0,8 M_{max}$$

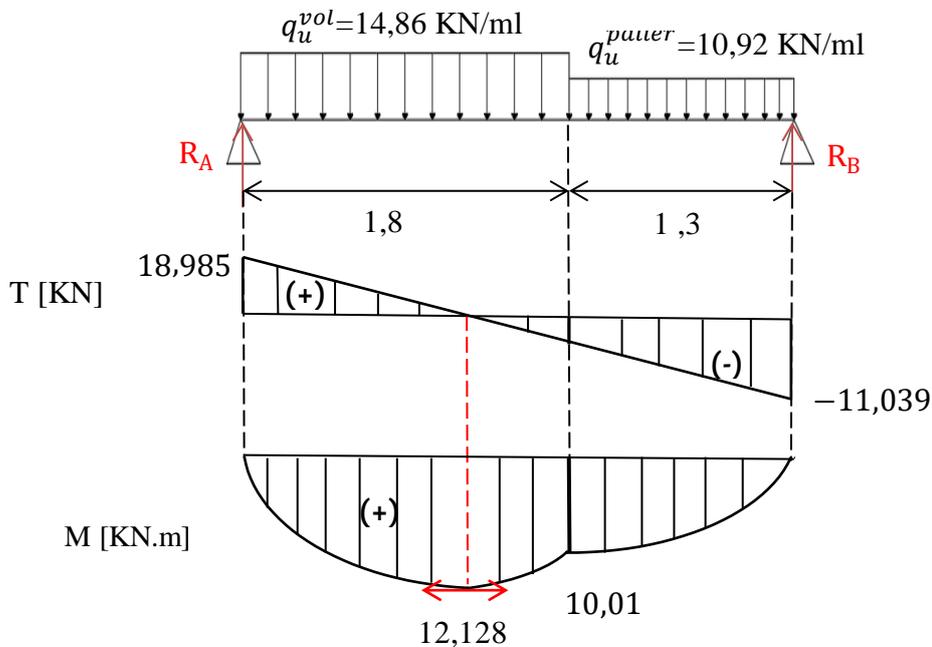
- **Moment en appuis**

$$M_a = -0,2 M_{max} = -2,426 \text{ KN.m}$$



- **Moment en travée :**

$$M_t = 0,8 M_{max} = 9,702 \text{ KN.m}$$



E L S**Réaction des appuis :**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_s^{vol} \times 1,8) + (q_s^{pal} \times 1,3) \Rightarrow R_A + R_B = 29,467 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{\frac{1,8^2}{2} q_s^{vol} + 1,3 \left(\frac{1,3}{2} + 1,8 \right) q_{u\text{palier}}}{3,1} \right] = \left[\frac{\frac{1,8^2}{2} 10,73 + 1,3 \left(\frac{1,3}{2} + 1,8 \right) 7,81}{3,1} \right] = 13,631 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{\frac{1,3^2}{2} q_s^{pal} + 1,8 \left(\frac{1,8}{2} + 1,3 \right) q_s^{vol}}{3,1} \right] = \left[\frac{\frac{1,3^2}{2} 7,81 + 1,8 \left(\frac{1,8}{2} + 1,3 \right) 10,73}{3,1} \right] = 15,835 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_s^{vol} \times 1,8) - (q_s^{pal} \times 1,3) = 0$$

Effort tranchant et moment fléchissant :Section I-I : $0 \leq x \leq 1,8\text{m}$

$$T(x) = R_A - (q_s^{vol} \times x)$$

$$M(x) = R_A x - (q_s^{vol} \times \frac{x^2}{2})$$

$$\begin{cases} X = 0 & \Rightarrow T = 13,631 \text{ KN} \\ X = 1,8 & \Rightarrow T = -5,683 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X = 0 & \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1,8 & \Rightarrow M = 7,153 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section II-II : $1,8\text{m} \leq x \leq 2,1\text{m}$

$$T(x) = R_A - 1,8 \times q_s^{vol} - q_s^{pal} (x - 1,8)$$

$$M(x) = R_A x - 1,8 \left(x - \frac{1,8}{2} \right) q_s^{vol} - \frac{(x - 1,8)^2}{2} q_s^{pal}$$

$$\begin{cases} X = 1,8 & \Rightarrow T = -5,683 \text{ KN} \\ X = 2,1 & \Rightarrow T = -8,026 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X = 1,8 & \Rightarrow M = 7,153 \text{ KN.m} \\ X = 2,1 & \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$T=0 \Rightarrow R_A - (q_s^{vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1,27 \text{ m}$$

$$M_{max} = R_A x - (q_s^{vol} \times \frac{x}{2}) \Rightarrow M_{max} = 10,497 \text{ KN.m}$$

Remarque: les appuis sont semi encastré donc ils doivent équilibrer un moment:

$M_a = 0,2 M_{max}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0,8 M_{max}$

- **Moment en appuis**

$M_a = -0,2 M_{max} = -2,099 \text{ KN.m}$

- **Moment en travée :**

$M_t = 0,8 M_{max} = 8,398 \text{ KN.m}$

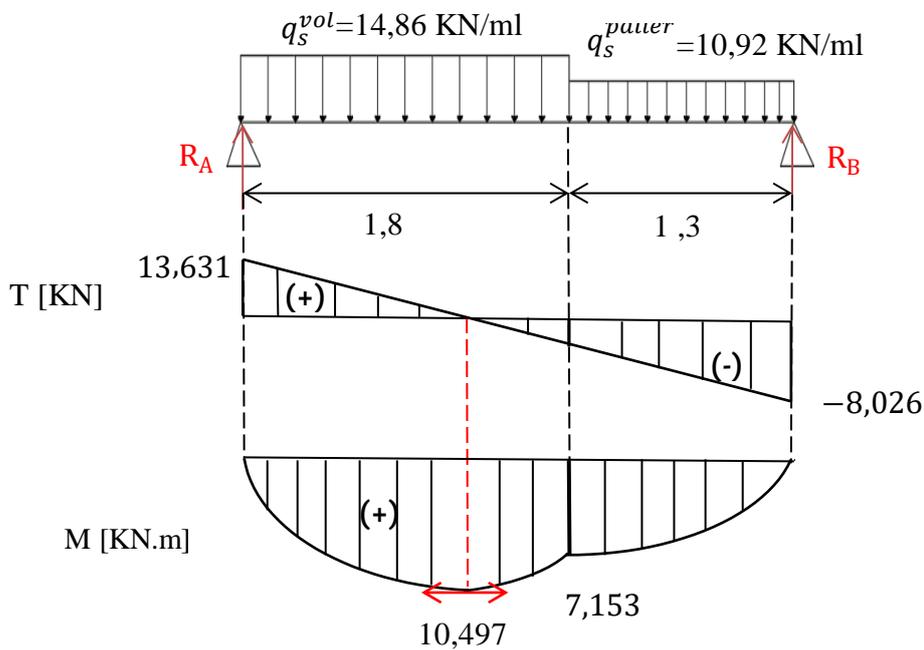
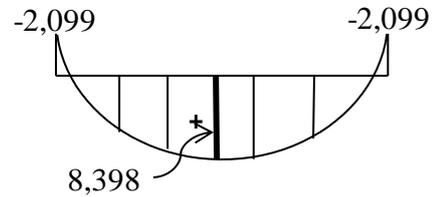


Tableau des sollicitations des escaliers (type1)

	Q (volée) KN/m	Q (palier) KN/m	RA KN	RB KN	X _{max} M	M _{max} KN.m	M (travée) KN.m	M (appui) KN.m
ELU	14,91	10,92	18,985	21,959	1,28	12,128	9,702	2,426
ELS	10,73	7,81	13,631	15,853	1,27	7,497	8,398	2,099

E. Calcul du ferrailage :**E L U****En travée :**

$$M_t = 9,702 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_t}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{9,702 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 13^2} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Leftrightarrow \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,979$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t}{\delta_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9,702 \times 10^3}{348 \times 0,979 \times 13} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Choix : } 5T12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 4T8 \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Leftrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

En appuis :

$$M_a = 2,426 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_a}{\delta_b \times b \times d^2} = \frac{2,426 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 13^2} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\text{Donc } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a}{\delta_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2,426 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 13} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Choix : } 5T12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

E L S

En travée :

$$M_t = 8,398 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ Flexion simple} \\ * \text{ Section rectangulaire} \\ * \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,702}{8,398} = 1,16$$

$$\alpha = 0,052 \leq \frac{1,16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$\sigma_b \leq \sigma_b$
 Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour σ_s)

} \Rightarrow les armatures calculées à ELU convient à ELS

En appuis :

$M_d = 2,099 \text{ KN.m}$

* Flexion simple
 * Section rectangulaire
 * Acier FeE400

} $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2,426}{2,099} = 1,16$

$$\alpha = 0,013 \leq \frac{1,16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$\sigma_b \leq \sigma_b$
 Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour σ_s)

} \Rightarrow les armatures calculées à ELU convient à ELS

Vérification les efforts tranchants

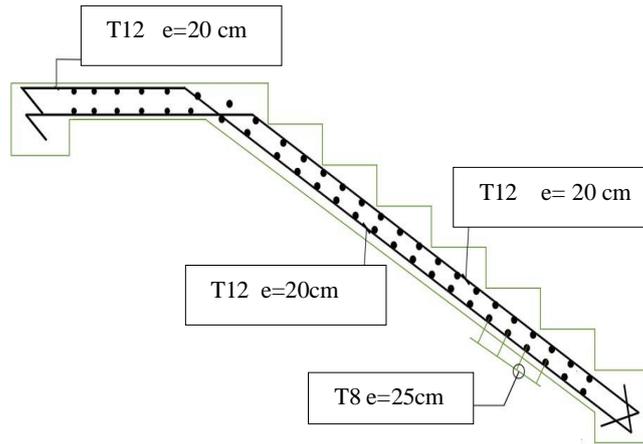
$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} = \frac{18985}{100 \times 13 \times 100} = 0,15 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,15 < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ Mpa}$
 Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaire

Ferrailage d'escalier type 1



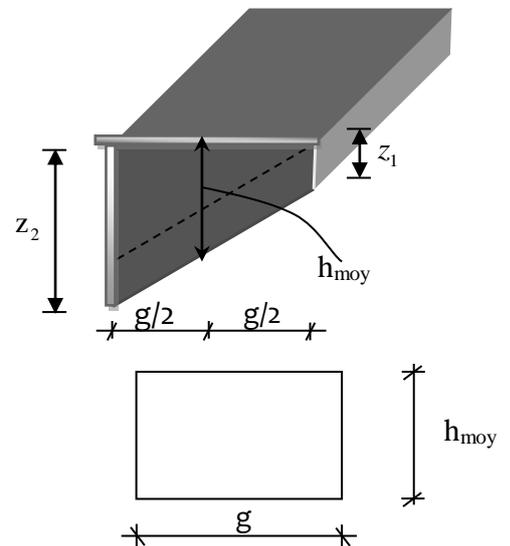
Type 2 : Marche porteuse :

Calcul de h_{moy} :

$$h_{moy} = \frac{z_1 + z_2}{2} = \frac{2z_1 + h}{2}$$

$$z_1 = \frac{e_{p2}}{\cos \alpha} = \frac{6}{\cos(29.54^\circ)} = 6,90\text{cm}$$

$$h_{moy} = \frac{2 \times 6.9 + 17}{2} = 15.4\text{cm}$$



Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable) (104×g)..... 31.2 daN/m_L
- Revêtement vertical (104 × h) 17.68 daN/m_L
- Poids propre de la marche ($h_{moy} = 15.4\text{cm}$) (2500×0.154×0.3) 115.5 daN/m_L
- Enduit au ciment (18 daN/m²/cm) × $\frac{1.5}{\cos^2(29,54^\circ)} \times 0,3$ 10.70 daN/m_L

$G_3 = 175,08 \text{ daN/m}_L$

Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $\Rightarrow Q_1 = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/m}_L$.

Combinaisons fondamentales:**E L U**

$$\bar{q}_3^u = 1.35G_3 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 175.08 + 1.5 \times 75 = 348.86 \text{ daN/m}_L.$$

E L S

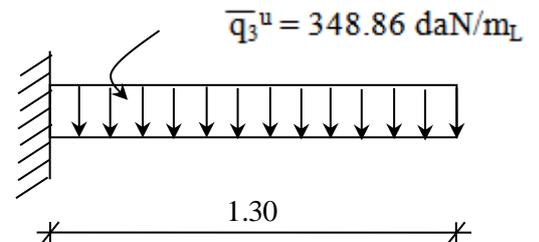
$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = G_3 + Q_1 = 175.08 + 75 = 250.08 \text{ daN/m}_L.$$

Calcul du ferrailage :**Marches porteuses :****E L U**

$$\bar{q}_3^u = 348.86 \text{ daN/m}_L$$

-

$$M_u = -\frac{q_3^u \cdot L^2}{2} = -\frac{348.86 \times 1.30^2}{2} = -294.787 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

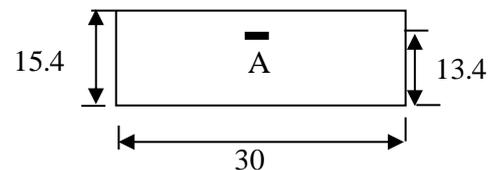
$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2947.87}{14.17 \times 30 \times (13.4)^2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

**Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2947.87}{348 \times 0.98 \times 13.4} = 0.65 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_{\text{moy}} = 0.0008 \times 30 \times 15.4 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_L = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 0.65 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\overline{q}_3^{\text{ser}} = 250.08 \text{ daN/m}_L$$

$$M_{\text{ser}} = -\frac{\overline{q}_3^{\text{ser}} \cdot L'^2}{2} = -\frac{250.08 \times 1.3^2}{2} = -211.32 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400 $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{294.79}{211.32} = 1.39$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.05 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\text{max}} \equiv \overline{q}_3^u \cdot L' = 348.86 \times 1.30 = 453.52 \text{ daN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{Avec : } T_u \stackrel{?}{\leq} 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 13.4 = 12.06 \text{ cm}$$

$$T_u = 4186.3 \text{ N} \leq 0.267 \times 12.06 \times 30 \times 20 \times 100 = 193201.2 \text{ N.}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(4186.3 - \frac{2947.9}{0.9 \times 13.4} \right) \cdot 10^{-2} = 0.11 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_L .

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{4186.3}{(30 \times 13.4) \times 100} = 0.104 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.67 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.104 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

a. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{15.4}{35}; \frac{30}{10}; 1 \right) = 0.44 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 1\phi_6 = 0.28 \text{ cm}^2$

b. Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple) et} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

- $\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 12.06 \text{ cm}$
- $\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b \cdot \sin \alpha} = \frac{0.28 \times 235}{0.4 \times 30 \times 1} = 5.48 \text{ cm}$
- $\frac{A_t}{b \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij} \cdot K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,28 \times 0,8 \times 235}{30 \times (0,104 - 0,3 \times 1,8)} = -4,02 \text{ cm} \rightarrow \text{Valeur rejetée.}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 5,48 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 5 \text{ cm}$

III. Etude du balcon :

A. Introduction :

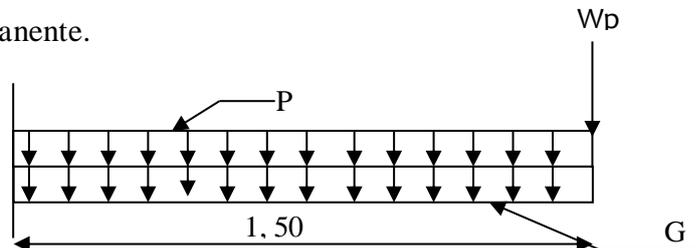
Le balcon est assimilé à une console encadrée sur la poutre porteuse. Nous faisons le calcul pour une bande de 1m de largeur d'un élément de console soumis à la flexion simple (en négligeant l'effet de l'effort normal qui est du à la main courante).

On a un type de balcon considéré comme console encadrée, d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ et sollicité par les efforts **G**, **P** et le poids **W_P**.

G : charge permanente du balcon

P : surcharge d'exploitation du balcon.

W_P : charge concentrée du mur = charge permanente.



Descente de charges du balcon :

Charge permanente G :

Dalle pleine (20cm)	$2500 \cdot 0,15 = 500 \text{ daN/m}^2$
Enduit de plâtre (2cm)	$1000 \cdot 0,02 = 20 \text{ daN/m}^2$
Carrelage (2cm)	$2200 \cdot 0,02 = 44 \text{ daN/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$2000 \cdot 0,02 = 40 \text{ daN/m}^2$
	$G = 604 \text{ daN/m}^2$

La charge concentrée :

- Calcul de la charge due au poids du mur :

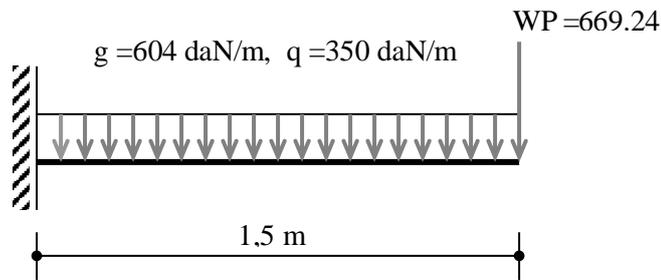
$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 30 \text{ cm} \rightarrow G_m = (90 \times 2 + 2 \times 18 \times 1.5) = 234 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.2 = 2.86 \text{ m} \rightarrow P = 234 \times 2.86 = 669.24 \text{ daN/ml}$

Surcharges d’exploitations :

- Surcharges de balcon $p = 350 \times 1 = 350 \text{ daN/m}$.



B. Calculs des Sollicitations :

ELU

$$q_u = 1.[1,35G + 1,5P] = 1,35.604 + 1,5.350 = 1340,4 \text{ daN/ml}$$

$$W_{pu} = 1,35.669.24 = 903.47 \text{ daN}$$

ELS

$$q_{ser} = 1.[G + P] = 604 + 350 = 954 \text{ daN/ml}$$

$$W_{pser} = 669.24 \text{ daN}$$

C. Calcul du ferrailage:

On calcule le balcon en flexion simple comme section rectangulaire (100.20) cm²

ELU

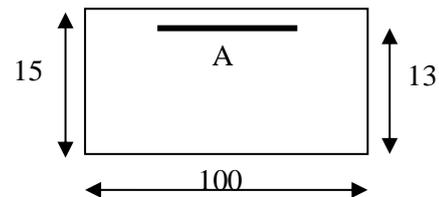
$$M_{u \max} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} - W_{pu} \cdot l = -1340,4 \cdot \frac{(1,5)^2}{2} - 903,47(1,5) = -2863.15 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \max}}{b \times \sigma_{bc} \times d^2} = \frac{28631.5}{14.2 \times 100 \times (18^2)} = 0.062$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

$$A_u = \frac{28631.5}{0,968.18.348} = 4,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



E L S

$$M_{ser\max} = -q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} - W_{pser} \cdot l = -954 \cdot \frac{(1,5)^2}{2} - 669,24 \times 1,5 = -2077,1 \text{ daN.m}$$

Puisqu' on a une fissuration préjudiciable, on calcule A_{ser} .

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \quad \eta = 1,6 \text{ pour les H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{20771,1}{100 \cdot 18^2 \cdot 201,63} = 0,0032$$

$$\alpha = 0,276 ; \beta = 0,90$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20771,1}{0,908 \times 18 \times 348} = 3,65 \text{ cm}^2 \quad A_{ser} = 3,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A = \max(A_u ; A_{\min} ; A_{ser}) = 4,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } A_{app} = 5T12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix : } A_r = 4T8 \text{ cm}^2/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$V_{u\max} = q_u \cdot l + W_{pu} = 1340,4 \cdot (1,5) + 903,47 = 2914,07 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{d \cdot b} = \frac{2914,07 \cdot 10}{1000 \cdot 180} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\text{limit}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\text{limit}} = 1,16 \text{ MPa} > \tau_u = 0,16 \text{ MPa}$$

- Pas de reprise de bétonnage ;
- Les dispositions constructives sont supposées respectées.
- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D. Vérification de la flèche:

On à deux types de flèche : charge concentrée et charge répartie.

$$f = f_1 + f_2 = \frac{q.l^4}{8.E.I} + \frac{Wp.l}{3E.I}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15.A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 = \frac{100 \times (20)^3}{12} + 15.(5,65) \times (18 - 10)^2 = 72090.67 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{954 \times (1,5)^4 \times 10^2}{8 \times 32164 \times 72090.67} = 0,000012 \text{ m} = 0,0012 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{669.24 \times (1,5) \times 10^2}{8 \times 32164 \times 72090.67} = 0,000081 \text{ m} = 0,0081 \text{ cm}$$

$$\text{Si } l \leq 2m \Rightarrow f_{adm} = \frac{150}{250} = 0,60 \text{ cm} > f_1 + f_2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

I. Etude sismique

A. Notion sur la physique du séisme :

Le séisme correspond à la rupture rapide d'une portion de la croûte terrestre en un point situé à une certaine profondeur appelé foyer ou hypocentre. Il génère des vibrations élastiques qui se propagent dans les roches jusqu'à la surface du sol, le point de la surface de la terre le plus proche du foyer est appelé épicentre.

Un séisme est caractérisé par deux grandeurs : l'intensité et la magnitude.

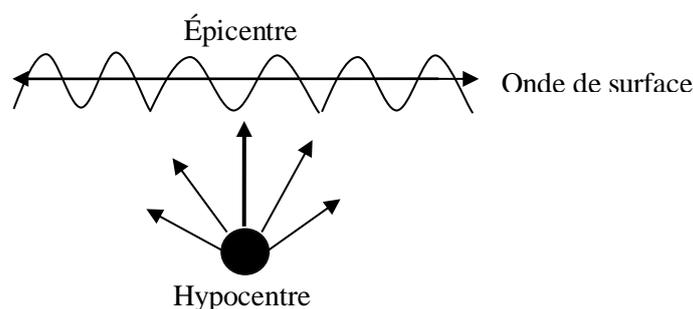


Fig. : V-1 : propagation de l'onde sismique

- L'onde, partant de l'épicentre, se propage dans toutes les directions. son intensité décroît au fur et à mesure qu'elle s'éloigne de l'épicentre. Elle est définie en un point donné suivant l'échelle macrosismique.
- La magnitude correspond à la puissance du séisme c'est une quantité logarithmique calculée par un sismographe. Elle est classée en neuf degrés sur l'échelle de Richter

B. Méthode de calcul :

Sous l'action des efforts sismiques ou forces dynamique horizontales le calcul des sollicitations peut se faire selon deux méthodes :

- Méthode statique équivalente (MES)
- Méthode dynamique directe (MDD)

▪ **Méthode statique équivalente :**

Cette méthode faisant appel aux règlements et codes par les quelles les forces sismiques équivalentes dont le principe est de remplacer la force dynamique réelle que se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives, les efforts sont considérés équivalentes aux effets de l’action sismique.

▪ **Méthode dynamique :**

Le terme dynamique peut se définir simplement comme variable dans le temps ainsi une charge dynamique est une charge dont l’intensité le sens et la direction ou le point d’application variant avec de même la réponse de la structure aux charge dynamique.

C. Méthode statique équivalente :

Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

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

$$V_{\text{statique}} = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (4.1)$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment

Groupe d’usage	Zone
	IIa
2	0,15

Tableau V.1.coefficient d’accélération de zone A.

D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

- T_2 période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau 4.7)

Site	S ₃
T ₂ (sec)	0,50

Tableau V.2.valeur de T₂

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = 0.882$$

Période fondamentale de la structure :

Selon l'article 4.2.4 du **RPA99** la valeur de T est donnée par :

$$T = C_T h_n^{(3/4)}$$

Où :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.

Cas n°	Système de contreventement	C _T
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.	0,05

Tableau V.3.Valeur du coefficient C_T

$$\rightarrow T = 0,05.34,14^{(3/4)} = 0,71s$$

Et aussi on peut également utiliser la formule : $T = 0,09 h_n / \sqrt{d}$ (4.7) Avec :

h_n = la hauteur totale de la structure.

d = dimension mesurée à la base dans la direction considérée.

Sens transversal : $d_x = 27,6 \text{ m} \rightarrow T_x = 0,09.34,14 / \sqrt{27,6} = 0,58s.$

Sens longitudinal : $d_y = 16,2 \text{ m} \rightarrow T_y = 0,09.34,14 / \sqrt{16,2} = 0,76s.$

On a :

Direction X	Direction Y
Formule 1 → T=0,71	Formule 1 → T= 0,71
Formule 2 → T= 0,58	Formule 2 → T= 0,76
$T_{\text{empirique}} = 0,58$	$T_{\text{empirique}} = 0,71$
$1,3T_{\text{empirique}} = 0,75$	$1,3T_{\text{empirique}} = 0,92$
$T_{\text{analytique}} = 0,69$	$T_{\text{analytique}} = 0,79$

Article 4.2.4. Page 32 du RPA 99 Ver 2003 :

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Alors la période à prendre en compte pour le calcul du coefficient D, après l’interprétation de cet article se calcule comme suit :

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de V_{statique} :

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

Tableau V.4: La période choisie pour le calcul du facteur ‘D’

$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}} \rightarrow T = T_{\text{empirique}}$: Dans les deux directions.

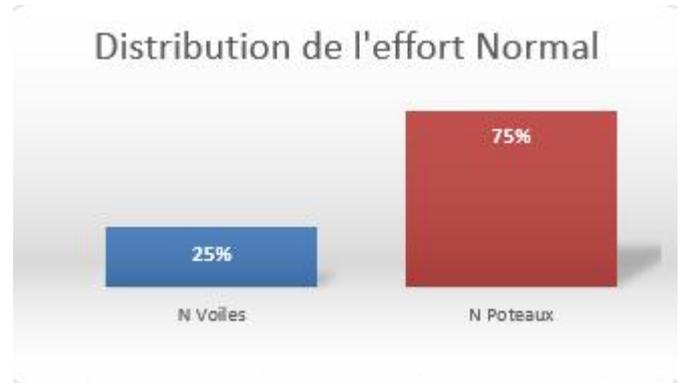
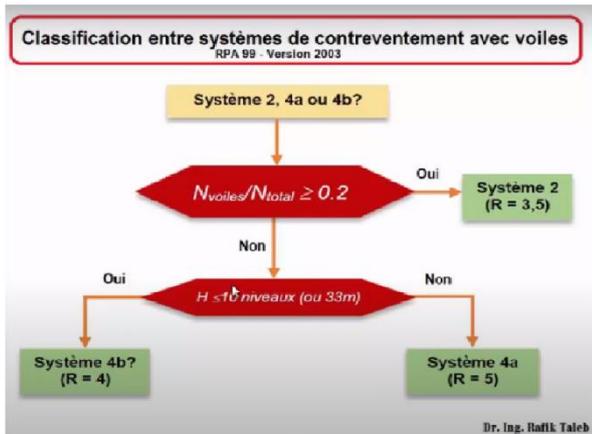
$$\rightarrow T_x = 0,58s \ ; \ T_y = 0,71s.$$

on a $\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3,0s \\ T_2 \leq T_y \leq 3,0s \end{cases} \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$; Dans les deux directions.

➤ **Sens longitudinal :** $D_x = 2,5 \cdot 0,882 \cdot \left(\frac{0,5}{0,58}\right)^{(2/3)} = 2,0$

➤ **Sens transversal :** $D_y = 2,5 \cdot 0,882 \cdot \left(\frac{0,5}{0,71}\right)^{(2/3)} = 1,75$

R : coefficient de comportement global de la structure



R = 3,5

WT : poids total de la structure :

Les résultats obtenus, après l’analyse de notre modèle qui a été faite par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** doivent respecter les règles parasismiques algériennes RPA 99 Ver. 2003 exigeant que l’effort tranchant à la base calculé $V_{analytique}$ par la méthode modale spectrale doive respecter une certaine condition par rapport à l’effort tranchant à la base calculé par la MSE (méthode statique équivalente, $V_{statique}$) $V_{analytique} \geq 0,8V_{statique}$.

Donc le poids total obtenu par les résultats est de $\rightarrow W_T = 44517,72 \text{ KN}$

Calcul de l’effort sismique V appliqué à la base de la structure dans les deux sens :

Suivant x : $D = 1,78$

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = 4382,18 \text{ KN}$$

Suivant y : $D = 1,63$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = 3662,96 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{dy} \geq 0,8V_{st}$$

$$V_{dyx}=3556,73 \text{ KN} \geq 0,8V_{stx}= 3505,75 \text{ KN}$$

$$V_{dyy}= 2998,58 \text{ KN} \geq 0,8V_{sty}= 2930,37 \text{ KN}$$

Déplacement des nœuds suivant x et suivant y :

$$\Delta K = (\xi K_x - \xi K_{x-1})R$$

$$\Delta K < 0,01He$$

Nœud	ΔK_x (cm)	ΔK_y (cm)	0,01He (cm)
09	0,0016	0,0042	3.06
08	0,0014	0,0035	3.06
07	0,0013	0,0035	3.06
06	0,0011	0,0032	3.06
05	0,001	0,0028	3.06
04	0,0008	0,0023	3.06
03	0,0006	0,0018	3.06
02	0,0005	0,0013	3.06
01	0,0003	0,0009	3.06
RDC	0,0002	0,0005	3.80
S sol	0,0001	0,0001	2.80

Tableau V.6.déplacements suivant les deux sens x et y

Conclusion : d'après l'étude sismique et les résultats obtenus, la stabilité de la structure est assurée.

Etude des portiques

I. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux, voiles) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

II. Ferrailage des portiques :

Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

Combinaisons prises en compte :

- BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow E L U$$

$$G + Q \longrightarrow E L S$$

- RPA99 (version2003) : Combinaisons accidentelles

$$0.8 \times G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Autodesk **Robot Structural Analysis**

III. Poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

A. Ferrailage des poutres

On distingue 2 types de poutres :

- Poutres principales : (30×40) cm².
- Poutres secondaires : (30×30) cm².

Ferrailages réglementaires

Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :

Armature longitudinale

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : 0.5% B en zone IIa.
- Avec :
- B : Section de la poutre
- Armatures maximales : Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone IIa.
- La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$\text{CBA99} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$\text{RPA99v2003} \rightarrow A_{\min} = 0.005 \times b \times h$$

Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b \quad \text{RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

- Avec :
- b : Largeur de la section.
- S : L'espacement des armatures transversales.
- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right)$$

➤ En dehors de la zone nodale : **BAEL91** : [BAEL91r99 /Article-4.2]

$$S = \frac{h}{2}$$

Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel Robot Structural Analysis Professional on obtient les résultats suivants :

		ELU		ELS		ACC		
types	étages	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	T(KN)
Poutres Principales (30x40) cm ²	terrasse	-84,73	65,80	-61,91	48,08	-133,33	56,15	171,88
	E.courant	-89,00	52,80	-64,65	37,98	-124,90	144,06	165,88
	commerce	-83,57	50,94	-60,21	36,68	-75,51	54,63	62,59
Poutres secondaire (30x30) cm ²	terrasse	-31,37	18,72	-22,94	13,74	-36,89	17,58	135,5
	E.courant	-29,95	20,04	-21,83	14,53	-46,50	30,17	121,87
	commerce	-48,18	28,40	-34,71	20,45	-41,97	20,59	48,78

B. Exemple de calcul

En prend la Poutre principale (30×40) cm² comme un exemple de calcul.

Calcul des armatures longitudinales**En travée****ELU**

$$M_{tu} = 52800 \text{ N}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{52800}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.096$$

$$\mu = 0.096 < 0.392 \text{ Acier FeE400} \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096}) = 0.13$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.386 = 0.948$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{52800}{348 \times 0.948 \times 36} = 4.46 \text{ cm}^2$$

ELS

$$M_{ts} = 37980 \text{ N}$$

Flexion simple

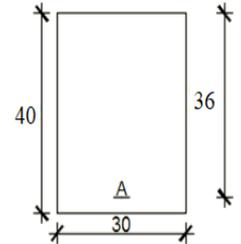
$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

Avec

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{52800}{37980} = 1.39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.39}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.13 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Donc

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible maintenues \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenue

Aucune vérification pour σ_s

Acc

$$M_{t_{acc}} = 144060 \text{ N}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_T^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{144060}{18.48 \times 30 \times 36^2} = 0.2$$

$$\mu = 0.047 < 0.379 \text{ Acier FeE400} \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.2}) = 0.282$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.282 = 0.887$$

Détermination des armatures

$$A_T^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{144060}{400 \times 0.976 \times 36} = 11.3$$

Calcul les armatures minimales

✓ **Condition imposée par le RPA99 (version 2003)**

$$A_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition imposée par le CBA93 (version 2003)**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40 = 1.45 \text{ cm}^2.$$

Choix des armature

$$A_t = \max (A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 11.3 \text{ cm}^2.$$

$$3H12+4T16 \longrightarrow A=11.4 \text{ cm}^2$$

En appui

ELU

$$M_a^u = 89000 \text{ N}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{89000}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.178$$

$$\mu = 0.178 < 0.392 \text{ Acier FeE400} \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.178}) = 0.247$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.247 = 0.901$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{89000}{348 \times 0.901 \times 36} = 7.9 \text{ cm}^2$$

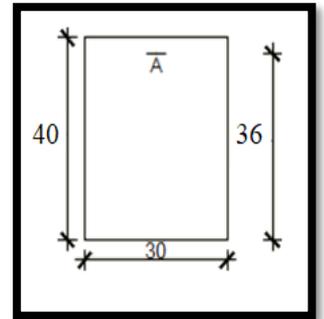


Fig.VII.2 : Section de calcul en appui

ELS

$$M_a^s = 64650 \text{ N}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

Avec

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = 1.38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.38}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.247 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible maintenues \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenue

Aucune vérification pour σ_s

Acc

$$M_{t_{acc}} = 124900 \text{ N}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{124900}{18.48 \times 30 \times 36^2} = 0.174$$

$$\mu = 0.174 < 0.379 \text{ Acier FeE400} \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.174}) = 0.241$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.241 = 0.904$$

Détermination des armatures

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{124900}{400 \times 0.904 \times 36} = 9.6 \text{ cm}^2$$

Calcul les armatures minimales✓ **Condition imposée par le RPA99 (version 2003)**

$$A_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition imposée par le CBA93 (version 2003)**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40 = 1.45 \text{ cm}^2.$$

Choix des armature

$$A_t = \max (A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 9.6 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark 3H12+3H14+1H16 \longrightarrow A=10.02 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant

$$T_u = 118900 \text{ N}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 36 = 32.4$$

$$b = 300$$

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

$$T_u = 118900 \leq 0.267 \times 32.4 \times 300 \times 25 = 648810 \text{ N} = 648810 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influence pas au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{118900}{300 \times 360} = 1,1 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- M_u : moment sur appui généralement négatif et
- V_u : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

La bielle d'appui exerce sur l'armature A_i un effort de compression évalué à $\frac{M_u}{Z}$ et

$$Z = 0.9d$$

La condition de stabilité exige $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_u^u}{0.9 \times d}$

Le moment M_u étant pris avec son signe

1^{er} cas : $|V_u| + \frac{M_u^u}{0.9 \times d} < 0$ pas de vérification de la section de la A_i

$$|V_u| + \frac{M_u^u}{0.9 \times d} < 0$$

$$|118900| + \frac{-89 \times 1000 \times 100}{0.9 \times 36} \stackrel{?}{\lesssim} 0$$

-155791,4 < 0 C.V → alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{lmin}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = 1.14$$

On prend $\varphi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 ⇒ $4\varphi_8 \rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$ (1 cadre + 1étrier)

L'espace des armatures transversales : selon BAEL91

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (1.1 - 0.3 \times 2.1)} = 26,8 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 32.4; 40) = 32.4\text{cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36\text{cm}$$

- Selon l'RPA99 (version 2003) :

Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

Donc

$\delta_t = 15\text{cm}$ en zone courant

$\delta_t = 10\text{cm}$ en zone nodale

Longueur de recouvrement :

$$A_{t\min} = 40 \phi_{l\max}$$

➤ **Remarque :**

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et les choix du ferrailage

Type des poutres		A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisies	A_{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales	Travées	1,45	6	11.40	3T12+4T16	11,44	64
	Appuis	1,45	6	9.6	3T12+3T14 +1T16	10,02	64
Poutres secondaires	Travées	1,33	4.5	3.1	3T12	3.39	50
	Appuis	1,09	4.5	5.5	5T12	5.65	50

IV. Etude des poteaux

A. Leurs rôles

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts

Horizontaux :

- Effet du vent
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant (M_{y-y} , M_{z-z}) voir (**Fig.VII.3**),

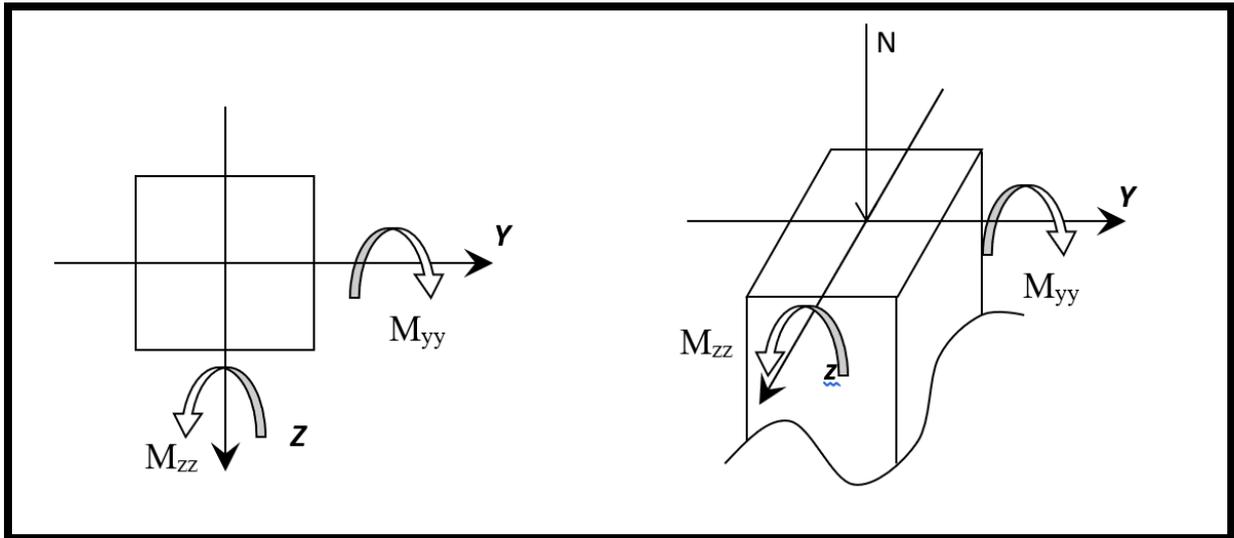


Fig.VII.3 : Sollicitation sur les poteaux

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

Section partiellement comprimée

Une section partiellement comprime si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression si de trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouvée à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifie :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

➤ Avec M_1 : Moment fléchissent par rapport aux armatures tendues.

Section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimé => le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérise par $\epsilon_b = 2 \%$ pour la fibre sitée à $\frac{3}{7}$ de la fibre la plus comprimé.

Section entièrement tendue

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

Combinaison de charges

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :
 - $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$ ELU
 - $G + Q \longrightarrow$ ELS

- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
 - $0,8 \times G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

B. Principe de calcul

- 1) $N_{\max}, M_{XX_{\text{corr}}}, M_{yy_{\text{corr}}}$ (ELU)
- 2) $M_{yy_{\max}}, N_{\text{corr}}, M_{XX_{\text{corr}}}$ (ELA)
- 3) $M_{XX_{\max}}, N_{\text{corr}}, M_{yy_{\text{corr}}}$ (ELA)
- 4) $N_{\min}, M_{XX_{\text{corr}}}, M_{yy_{\text{corr}}}$ (ELA)

Ferrailage réglementaire

Armatures longitudinales

Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1]

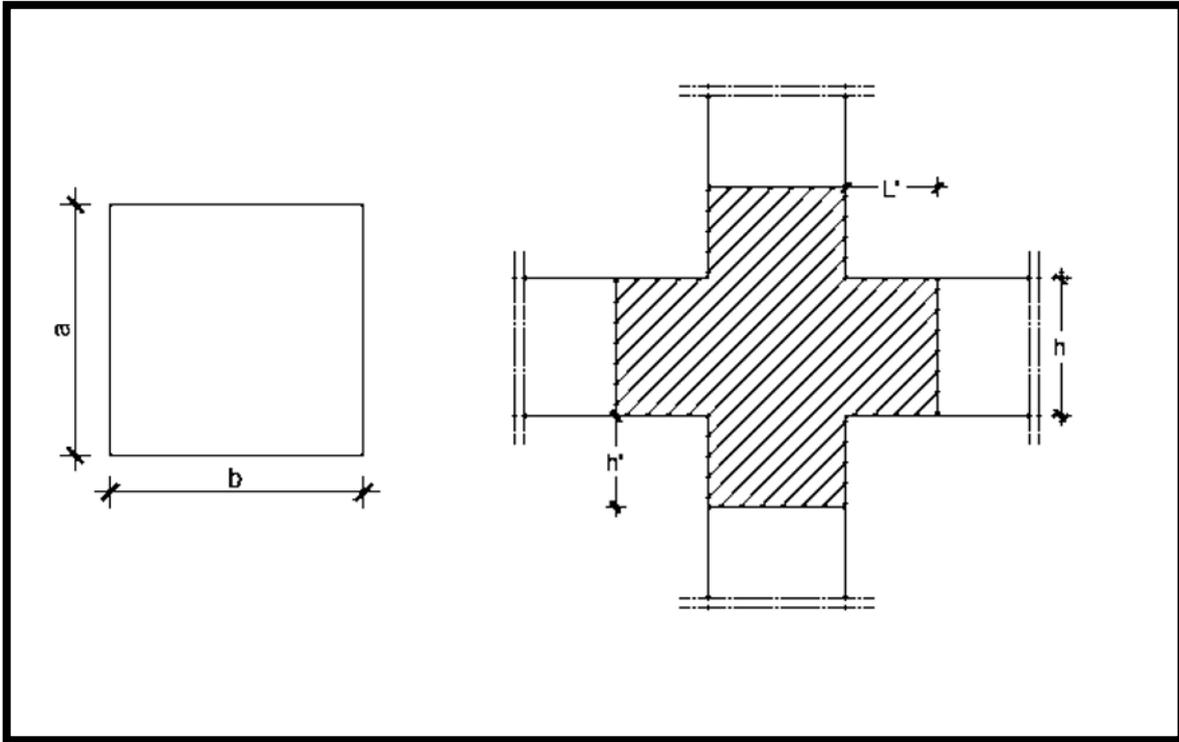
Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
 - ✓ 40Φ en (**Zone IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)

- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$\checkmark L' = 2h$$

$$\checkmark h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$



Avec

- h: la hauteur de la poutre ;
- b et a : dimension du poteau et
- h_e : la hauteur libre entre deux niveaux.
- $L' = h/2$

✓ **Conditions imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b + h)}{100}\right] \Rightarrow \text{pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour la traction simple}$$

Armatures transversales**Selon RPA99/version 2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul ;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Contrainte limite élastique de l'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ_g :

- $\rho_a = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$; $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b}\right)$
- $\rho_a = 3.5$ si $\lambda_g < 5$

Avec :

- L_f : Longueur de flambement ;
- A et b : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée
- δ_t : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{zone IIa}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L \Rightarrow \text{zone Iia}$$

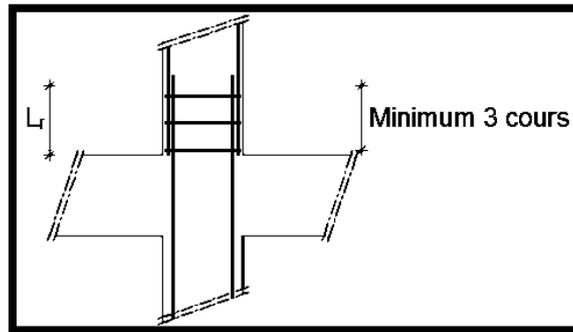
Avec

- ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$$

- ✓ En pourcentage est donné comme suit :
- 0.4% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$; interpolation des valeurs limitent précédentes.



Type de poteaux	ELU (cas 01)		ACC (cas 02)		ACC (cas 03)		ACC (cas 04)	
POT (55×55)	N_{max}	2165,03	N_{cor}	302,71	N_{cor}	1364,90	N_{min}	-5,07
	$M_{y_{cor}}$	28,37	$M_{y_{max}}$	64,38	$M_{y_{cor}}$	8,22	$M_{y_{cor}}$	-59,52
	$M_{z_{cor}}$	2,33	$M_{z_{cor}}$	0,41	$M_{z_{max}}$	47,90	$M_{z_{cor}}$	-0,02
POT (50×50)	N_{max}	1693,83	N_{max}	242,04	N_{max}	982,40	N_{min}	-22,76
	$M_{y_{cor}}$	24,31	$M_{y_{cor}}$	86,15	$M_{y_{cor}}$	35,16	$M_{y_{cor}}$	-77,46
	$M_{z_{cor}}$	1,26	$M_{z_{cor}}$	0,56	$M_{z_{cor}}$	36,26	$M_{z_{cor}}$	-0,18
POT (45×45)	N_{max}	1300,12	N_{max}	176,17	N_{max}	732,64	N_{min}	-22,68
	$M_{y_{cor}}$	23,92	$M_{y_{cor}}$	99,75	$M_{y_{cor}}$	44,24	$M_{y_{cor}}$	-94,07
	$M_{z_{cor}}$	2,14	$M_{z_{cor}}$	0,46	$M_{z_{cor}}$	32,32	$M_{z_{cor}}$	-0,34
POT(40×40)	N_{max}	923,19	N_{max}	135,09	N_{max}	512,94	N_{min}	-2,75
	$M_{y_{cor}}$	22,84	$M_{y_{cor}}$	98,47	$M_{y_{cor}}$	47,48	$M_{y_{cor}}$	-91,79
	$M_{z_{cor}}$	2,87	$M_{z_{cor}}$	0,39	$M_{z_{cor}}$	32,10	$M_{z_{cor}}$	-0,38
POT(35×35)	N_{max}	559,05	N_{max}	1137	N_{max}	315,59	N_{min}	14,87
	$M_{y_{cor}}$	20,68	$M_{y_{cor}}$	82,06	$M_{y_{cor}}$	44,3	$M_{y_{cor}}$	-75,39
	$M_{z_{cor}}$	3,37	$M_{z_{cor}}$	0,29	$M_{z_{cor}}$	30,73	$M_{z_{cor}}$	-0,31
POT (30×30)	N_{max}	208,85	N_{max}	48,30	N_{max}	133,15	N_{min}	19,31
	$M_{y_{cor}}$	27,44	$M_{y_{cor}}$	63,65	$M_{y_{cor}}$	41,57	$M_{y_{cor}}$	-58,07
	$M_{z_{cor}}$	14,51	$M_{z_{cor}}$	0,17	$M_{z_{cor}}$	36,76	$M_{z_{cor}}$	-0,21

C. Exemple de calcul

Ferraillage du poteau de Section : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$.

Cas 01**Calcul suivant l'axe y-y****Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2837}{2165,03} = 1,31 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

Calcul de la section total

$$B = a \times b = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2 = 0.3025 \text{ m}^2.$$

Calcul de la section réduite Br

$$Br = (55-2) \times (55-2) = 2809 \text{ cm}^2 = 0.2809 \text{ m}^2.$$

Calcul la longueur de flambement L_f

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 380 = 266 \text{ cm} = 2.66 \text{ m}$$

Calcul de coefficient non fonction de λ

$$\lambda = 3,46 \frac{L_f}{b} = 16.73$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{16.73}{35}\right)^2\right]} = 0.81$$

Détermination des armatures

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_s} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(\frac{2165030}{0.81} - \frac{280900 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \frac{1.15}{400} = -7270.8 \text{ mm}^2 = -72.71 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul les armatures minimales

$$A_{\min} = 4u$$

$$A = (4 \times 2 \times b + a) / 100$$

$$A = (4 \times 2 \times 2 \times 55) / 100$$

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

Choix des armatures

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 8,8 \text{ cm}^2$$

Cas 02**Calcul suivant l'axe y-y****Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6438}{302.71} = 21,27 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

Vérification de l'application forfaitaire

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \frac{196}{55} < \text{Max}[15 ; 20 \times \frac{27.5}{55}]$$

$$3,56 < \text{Max} [15 ; 10] \Rightarrow 3,56 < 15 \Rightarrow$$

La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{380}{250}] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{15,04}{20,42} = 0.74$$

$$e_2 = \frac{3 \times 196^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.26 \times 2] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = 0,73 \text{ cm}$$

$$e_0' = e_0 + e_a + e_2 = 21,27 + 2 + 0,73 = 24 \text{ cm}$$

Calcul les sollicitations majorées

$$M'_1 = N'_1 \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M'_1 = 302,71 \times \left(24 + \frac{55}{2} - 5,5 \right) \times 10^{-2} = 139,25 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$- \underbrace{\left(0,337 \times h - 0,81 \times c_1 \right) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

$$1 = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) \times 14,2 \times 55^2$$

$$1 = 604806,4 \text{ N.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c_1) - M_1 = 302,71 \times (49,5 - 5,5) \times 10^{-2} - 139,25 = -6,06 \text{ KN.m}$$

- $604,8 > -6,06$ S.P.C Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

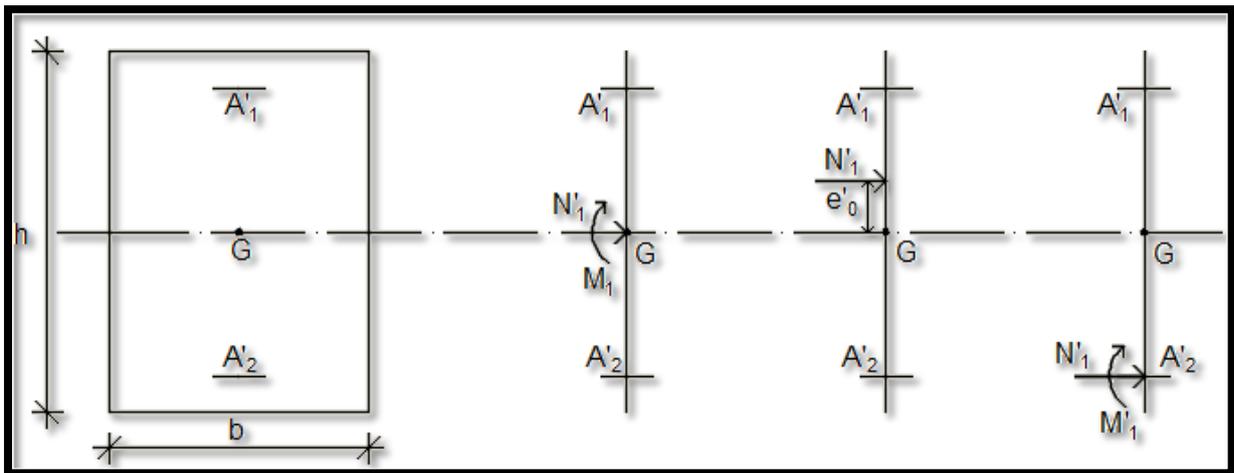


Fig.VII.7 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

Calcul des armatures en flexion simple**Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{139250}{14,2 \times 55 \times (49,5)^2} = 0,073$$

$$\mu = 0,073 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,095$$

Détermination des armatures

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{139250}{348 \times 0,962 \times 49,5} = 8,4 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 8,4 - \frac{302710}{100 \times 348} = -0,3 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales

- CBA 93 :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0,2 \times 55 \times 55}{100} ; \frac{8(55+55)}{100} \right] = \max[6,05 ; 8,8]$$

$$A_{\min} = 8,8 \text{ cm}^2.$$

- RPA99 v 2003:

$$0,008 \times a \times b = 0,008 \times 55 \times 55 = 24,2 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 24,2\text{cm}^2; 8,8\text{cm}^2) = 24 \text{ cm}^2$$

Cas 03

Calcul suivant l'axe x-x

Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$- e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4790}{1364,9} = 3,51 \text{ cm} < \frac{h}{12}$$

L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central.

Alors on a une compression centrée.

Calcul de la section total

$$B = a \times b = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2 = 0.3025 \text{ m}^2.$$

Calcul de la section réduite Br

$$Br = (55-2) \times (55-2) = 2809 \text{ cm}^2 = 0.2809 \text{ m}^2.$$

Calcul la longueur de flambement Lf

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 280 = 196 \text{ cm} = 1.96 \text{ m}$$

Calcul de coefficient non fonction de λ

$$\lambda = 3,46 \frac{L_f}{b} = 12,33$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{12,33}{35}\right)^2\right]} = 0.83$$

Détermination des armatures

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(\frac{1364900}{0.83} - \frac{280900 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \frac{1.15}{400} = -10227 \text{ mm}^2 = -102,28 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul les armatures minimales

$$A_{\min} = 4u$$

$$A = (4 \times 2 \times b + a) / 100$$

$$A = (4 \times 2 \times 2 \times 55) / 100$$

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

Choix des armatures

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 8,8 \text{ cm}^2$$

Cas 04**Calcul suivant l'axe x-x****Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$- e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3630}{127.76} = 44.01 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

Vérification de l'application forfaitaire

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \frac{196}{55} < \text{Max}[15 ; 20 \times \frac{44.01}{45}]$$

$3.56 < \text{Max} [15 ; 16.00] \Rightarrow 3.56 < 16 \Rightarrow$ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$\begin{aligned} N'_1 &= N \\ M'_1 &= N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{aligned}$$

Excentricité du second ordre e2 : [BAEL91]

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{357}{250}] = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{2.94}{3.82} = 0.77$$

$$e_2 = \frac{3 \times 196^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.77 \times 2] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = 0.74 \text{ cm}$$

$$e_0' = e_0 + e_a + e_2 = 44.01 + 2 + 0.74 = 46.75 \text{ cm}$$

Calcul les sollicitations majorées

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + \frac{h}{2} - c)$$

$$M'_1 = 60.10 \times \left(46.75 + \frac{55}{2} - 5.5 \right) \times 10^{-2} = 41.32 \text{ KN.m}$$

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

Calcul des armatures en flexion simple**Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{41320}{14,2 \times 55 \times (49,5)^2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,315$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,874$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{41320}{348 \times 0,874 \times 49,5} = 2,74 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 2,74 - \frac{6010}{100 \times 348} = 2,57 > 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 2,57 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales

- CBA 93 :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0,2 \times 55 \times 55}{100} ; \frac{8(55+55)}{100} \right] = \max[6,05 ; 8,8]$$

$$A_{\min} = 8,8 \text{ cm}^2.$$

- RPA99 v 2003:

$$0,008 \times a \times b = 0,008 \times 55 \times 55 = 24,2 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 24,2\text{cm}^2; 8,8\text{cm}^2) = 24,2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = \max (\text{cas1}, \text{cas2}, \text{cas3}, \text{cas4}) = 24,2 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8\text{T}20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier résultat robot bat :

$$T_{\max} = 16700 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{16700}{55 \times 49.5 \times 100} = 0.06 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V}$$

Diamètre des armatures transversales A_t :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

On prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ avec nuance d'acier FeE235.

L'espacement des armatures transversales :**Selon BAEL91**

$$\delta_t \leq \min(15\varphi_{l\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = \min(18; 40; 65) \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm.}$$

Selon l'RPA99/2003 :**Zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min(10\varphi_{l\min}; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15) \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varphi_{l\min} = 15 \text{ cm}$$

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

La longueur de recouvrement :

$$l_r = 40\varphi_{l\max} = 60 \text{ cm}$$

Type	Section cm ²	A _{cal} cm ²	A _{min RPA} cm ²	A _{min CBA} cm ²	Choix	A _{adopté} cm ²	Recouvrement cm ²
(55 × 55)	3025	9.2	24.2	6.05	8T20	25.13	80
(50 × 50)	2500	9.2	20	5	4T20+4T16	20.61	80
(45 × 45)	2025	12.6	16.02	4.05	8T16	16.08	64
(40 × 40)	1600	13.6	12.8	3.2	4T16+4T14	14.2	64
(35 × 35)	1225	12.2	9.8	2.45	8T14	12.32	56
(30 × 30)	900	11.8	7.2	1.8	8T14	12.32	56

I. Étude des voiles

A. Etude des murs voiles de contreventement :

Les voiles sont des éléments destinés à résister aux efforts horizontaux tels que le vent et le séisme, aussi à équilibrer la structure vis-à-vis de la rotation autour de l'axe verticale passant par le centre de torsion. On admet les hypothèses suivantes :

- Les voiles sont parfaitement encastres de leur base.
- La rigidité EI est constante sur toute la hauteur du voile,

Combinaison de calcul :

- $1,35 G + 1,5 Q$
- $G \pm Q + E$
- $0,8 G \pm E$

L'épaisseur du mur est donnée par la condition $e \geq \frac{h_e}{22}$

$$e \geq \frac{380}{22} = 17,27 \text{ cm} \quad \text{Soit : } e = 20 \text{ cm.}$$

Prescriptions imposées par le RPA₉₉/Version₂₀₀₃ :

Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse prendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA₉₉/Version₂₀₀₃ décrites ci-dessous :

a)-L'effort de traction engendré dans une partie du voile tendue sous l'action des forces verticales et horizontales doit être pris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

b)-Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

c)-A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Acier horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ .

Règles générales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

a)-L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1,5 \cdot e \\ S \leq 30 \text{ cm} \\ e: \text{épaisseur du voile} \\ S: \text{espacement} \end{array} \right. \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}_{99/03}$$

b)-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

c)-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d)-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

	$M_{yy}(\text{KN.m})$	$P_{\text{corr}}(\text{KN})$	$V_{\text{max}}(\text{KN})$
E.L.U	224,2456	373,909	23,16
Accidentel	240,4619	267,368	

Armature longitudinales (verticales) :

Le mur sera calculé en flexion composée.

➤ **Situation durable et transitoire : (ELU)**

$$\begin{cases} N = 373,909kN \\ M = 224,2456kN.m \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,599m = 59,9cm.$$

$$e_G = 59,9cm > \frac{h}{12} = 25,5cm \Rightarrow \text{Cas d'une compression excentrée.}$$

$$l_f = 0,7.l_0 = 0,7.120 = 84cm.$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{84}{306} = 0,27cm.$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,27cm < \max\left(15; \frac{20.e_G}{h}\right) = (15; 1,19) = 15cm \Rightarrow \text{Calcul en flexion composée}$$

En tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité du second ordre.

Excentricité du 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3(l_f)^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \phi)}{10^4 \cdot h}, \quad \text{avec} \quad \alpha = 1; \text{ et } \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3(84)^2 \cdot (2 + 1 \times 2)}{10^4 \cdot 306} \Rightarrow e_2 = 0,028cm.$$

Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right); L = 1,2m$$

$$e_a = \max(2cm; 0,48) \Rightarrow e_a = 2cm.$$

$$e_1 = e_G + e_a + e_2 = 59,9 + 2 + 0,028 \Rightarrow e_1 = 61,93cm$$

$$M_u = N_u' \cdot e_1 = 373,909 \times 0,6193 = 213,562kN.m.$$

$$e_1 = 61,93 > \frac{h}{2} - d_1 = 50cm \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée et sera donc calculée en}$$

flexion simple sous le moment fictif M_A

$$M_A = N \left(e_1 + \frac{h}{2} - d_1 \right)$$

$$M_A = 224,245(0,6193 + 0,6 - 0,1) \Rightarrow M_A = 250,997kN.m$$

$$\mu = \frac{250997}{14,2 \cdot (110)^2 \cdot 20} = 0,073$$

$$\alpha = 0,095 \quad \beta = 0,962$$

$$A = \frac{250997}{0,962 \cdot 110 \cdot 400} = 5,93 \text{ cm}^2.$$

En flexion composée :

$$A_1 = 5,93 - \frac{373,909 \cdot 10^3}{100 \cdot 400} = 3,42 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales

Selon le BAEL :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right]$$

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times 20 \times 120}{100}; \frac{8(20+120)}{100} \right] \Rightarrow A_{\min} = 11,2 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA :

$$A_{\min} = 0,15\% (b \cdot h)$$

$$A_{\min} = 0,15\% (20 \times 120) \Rightarrow A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{RPA}; A_{BAEL}; A_{cal}) \Rightarrow A = 11,2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A = 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Ou bien : } A = 6T16 = 12,07 \text{ cm}^2.$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} N = 267,368 \text{ kN} \\ M = 240,462 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,899 \text{ m} = 89,9 \text{ cm}.$$

$$e_G = 89,9 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 25,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Cas d'une compression excentrée.}$$

$$l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 120 = 84 \text{ cm}.$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{84}{306} = 0,27 \text{ cm}.$$

$$\frac{l_f}{h} = 0,27\text{cm} < \max\left(15; \frac{20 \cdot e_G}{h}\right) = (15; 3,92) = 15\text{cm} \Rightarrow \text{Calcul en flexion composée}$$

En tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité du second ordre.

Excentricité du 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3(l_f)^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \phi)}{10^4 \cdot h}, \quad \text{avec} \quad \alpha = 1; \text{ et } \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3(84)^2 \cdot (2 + 1 \times 2)}{10^4 \cdot 306} \Rightarrow e_2 = 0,028\text{cm}.$$

Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right); L = 1,2\text{m}$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; 0,48) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}.$$

$$e_1 = e_G + e_a + e_2 = 89,9 + 2 + 0,028 \Rightarrow e_1 = 91,93\text{cm}$$

$$M_u = N_u' \cdot e_1 = 267,368 \times 0,9193 = 245,791\text{kN.m}.$$

$e_1 = 91,93 > \frac{h}{2} - d_1 = 50\text{cm} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et sera donc calculée en

flexion simple sous le moment fictif M_A

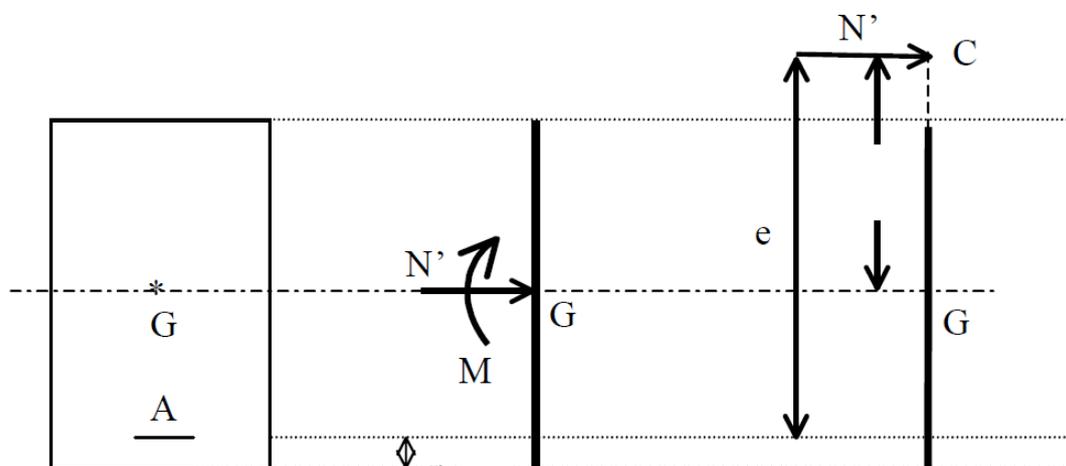


Fig.VII.1-Schéma statique d'une section entièrement comprimée

$$M_A = N \left(e_1 + \frac{h}{2} - d_1 \right)$$

$$M_A = 240,462(0,9193 + 0,6 - 0,1) \Rightarrow M_A = 341,288\text{kN.m}$$

$$\mu = \frac{341288}{18,48 \cdot (110)^2 \cdot 20} = 0,076$$

$$\alpha = 0,099 \quad \beta = 0,960$$

$$A = \frac{341288}{0,960 \cdot 110 \cdot 400} = 8,08 \text{ cm}^2$$

En flexion composée :

$$A_1 = 8,08 - \frac{267,368 \cdot 10^3}{100 \cdot 400} = 1,4 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales

Selon le BAEL :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right]$$

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times 20 \times 120}{100}; \frac{8(20+120)}{100} \right] \Rightarrow A_{\min} = 11,2 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA :

$$A_{\min} = 0,15\% (b \cdot h)$$

$$A_{\min} = 0,15\% (20 \times 120) \Rightarrow A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{RPA}; A_{BAEL}; A_{cal}) \Rightarrow A = 11,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ou bien : } A = 6T16 = 12,07 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

$$e \leq \min(1,5 \cdot a; 30); \quad a : \text{Épaisseur du mur } a = 20 \text{ cm}$$

$$e \leq \min(1,5 \cdot 20; 30); \quad a \leq 30 \text{ cm}$$

-D'après le RPA99 ; l'espacement en zone d'about est égale à la moitié de l'espacement de la zone courante

$$\text{Zone courante } S=15 \text{ cm}$$

$$\text{Zone d'about } S=10 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{A_v}{2} = \frac{12,31}{2} = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{u\max} = 23,16kN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d} = \frac{23,16 \times 10^3}{20 \times 110 \times 100} = 0,105MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \left(0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 1,17MPa \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$\tau_u = 0,105MPa < \bar{\tau}_u = 1,17MPa \Rightarrow$ Les armatures transversales seront perpendiculaires aux armatures longitudinales.

diamètre des armatures transversal :

$$\phi \leq \frac{a}{10} = \frac{20}{10} = 2cm$$

longueur de recouvrement :

$$L_r = 50\phi_{\max} \quad \text{D'après le RPA (zone II)}$$

$$L_r = 50 \times 1,4 = 70cm. \quad \text{Soit } L_r = 70cm$$

B. Etude Voile périphérique :

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

Dimensionnement:

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

L'épaisseur (e) du mur sera donnée par la condition suivante :

$$\text{hauteur du mur: } h_e = 3.40 - 0,40 = 3 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \rightarrow e \geq \frac{300}{25} \rightarrow e \geq 12\text{cm} \rightarrow \text{on opte pour une épaisseur } e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{300}{595} = 0,50 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

On adopte une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

La hauteur de voile périphérique = 3.00 m.

Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles ; un encastrement parfait au niveau des quatre côté.

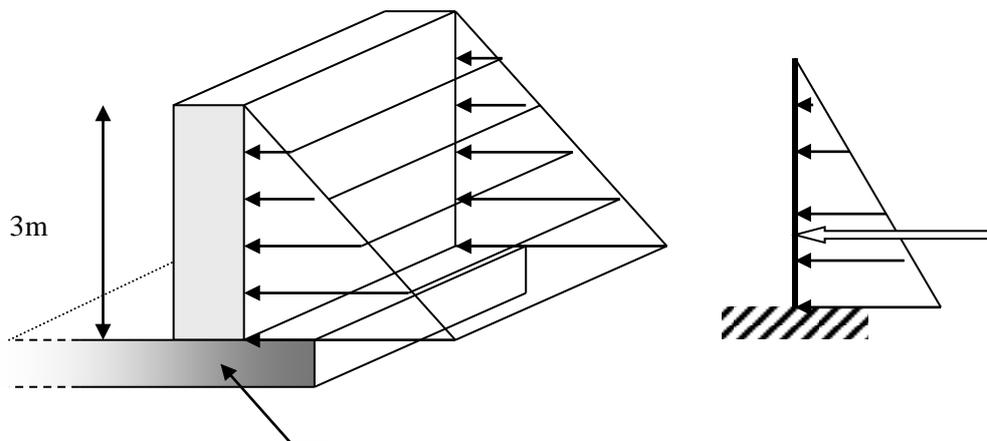


Fig. (VII-1) Schéma statique d'un voile périphérique

Calcul de la poussée des terres :

$$q = \gamma \cdot h_e \cdot A$$

Où :

γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

ϕ : angle de frottement de remblai = 30° .

A: coefficient de possée $\rightarrow A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Calcul des sollicitations :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

En appui : $M_{ax} = -0,4 M_{0x}$

$$M_{ay} = -0,4 M_{0x}$$

Combinaison fondamentale :

E.L.U.R : $q_u = (1,35 \cdot \gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m \rightarrow q_u = 1,35 \times 18 \times 3 \times 0,333 \times 1 = 24,28 \text{ KN/m}$.

E.L.S : $q_{ser} = (\gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m = 18 \times 3 \times 0,333 \times 1 = 17,98 \text{ daN/m}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le panneau considéré		E.L.U.R	E.L.S
Lx (m)		3	3
Ly (m)		5,95	5,95
ρ		0,5	0,5
μ_x		0,0962	0,1
μ_y		0,181	0,3437
Moments isostatiques	M_{0x} (KN.m)	21,022	16,182
	M_{0y} (KN.m)	3,986	5,562
Moments en travée	M_{tx} (KN.m)	17,869	13,754
	M_{ty} (KN.m)	3,388	4,428
Moment en appui	M_{ax} (KN.m)	-8,409	-6,473
	M_{ay} (KN.m)	-1,594	-2,225

Tableau (VII-1) : Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

Calcul du ferrailage :

E.L.U.R :

Le sens x-x :

En travée :

Calcul d'une section rectangulaire (b x e) avec b=100cm et e=15cm

$$M_{ux}^t = 17,869 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$d = 0,9 \cdot e = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17,869 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,039$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,039}) = 0,049$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot 0,049 = 0,98$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{17,869 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,98 \cdot 18} = 2,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En appui :

$$M_{ux}^a = -8,409 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0,018$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0$$

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

$$\alpha = 0,023$$

$$\beta = 0,991$$

$$A_u^a = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8,409 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,991 \cdot 18} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens y-y :

En travée :

$$M_{uy}^t = 3,388 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3,388 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,007$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0$$

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

$$\alpha = 0,008$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3,388 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,996 \cdot 18} = 0,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui :

$$M_{uy}^a = -1,594 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0,0035$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\dot{A}_u = 0$$

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

$$\alpha = 0,009$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_u^a = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1,594 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,996 \cdot 18} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

E.L.S :

Fissuration préjudiciable \rightarrow il faut calculer les armatures.

Le sens x-x :

En travée :

$$M_{ser\ x}^t = 13,754 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser\ x}^t}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} \rightarrow \mu_1 = \frac{13,754 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 201,66} = 0,0021$$

$$\lambda = 1 + 30 \cdot (0,0028) = 1,063$$

$$\cos \varphi = 1,063^{(-3/2)} = 0,91$$

$$\rightarrow \varphi = 24,18^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{1,063} \cdot \cos\left(240 + \frac{24,18}{3}\right) = 0,229$$

$$K_1 = \frac{15(1 - 0,229)}{0,229} = 50,50$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201,66}{50,50} = 3,99 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ il n'y a pas d'armature comprimée.

$$\Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0,229}{3} = 0,924.$$

$$A_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{13,754 \cdot 10^3}{201,66 \cdot 0,924 \cdot 18} = 4,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui :

$$M_{ser\ x}^a = -6,473 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = 0,0009$$

$$\lambda = 1,03$$

$$\cos \varphi = 1,018^{(-3/2)} = 0,95$$

$$\rightarrow \varphi = 16,86^\circ$$

$$\alpha_1 = 0,162$$

$$K_1 = 77,59$$

$$\sigma_{bc} = 2,59 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ il n'y a pas d'armature comprimée.

$$\Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$\beta_1 = 0,946.$$

$$A_{ser}^a = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6,473 \cdot 10^3}{201,66 \cdot 0,946 \cdot 18} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens y-y:**En travée :**

$$M_{sery}^t = 4,428 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,66 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = 0,0006$$

$$\lambda = 1,020$$

$$\cos \varphi = 1,020^{(-3/2)} = 0,970$$

$$\rightarrow \varphi = 14,01$$

$$\alpha_1 = 0,136$$

$$K_1 = 95,29$$

$$\sigma_{bc} = 2,12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow$ il n'y'a pas d'armature comprimée.

$$\Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0,136}{3} = 0,955.$$

$$A_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4,428 \cdot 10^3}{201,66 \cdot 0,955 \cdot 18} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui :

$$M_{sery}^a = -2,225 \cdot 10^3 \text{ N.m}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,66 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = 0,0003$$

$$\lambda = 1,010$$

$$\cos \varphi = 1,010^{(-3/2)} = 0,98$$

$$\rightarrow \varphi = 9,98^\circ$$

$$\alpha_1 = 0,09$$

$$K_1 = 151,67$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201,66}{151,67} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ il n'y'a pas d'armature comprimée.

$$\Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$\beta_1 = 0,97.$$

$$A_{ser}^a = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2,225 \cdot 10^3}{201,66 \cdot 0,97 \cdot 18} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures minimales :

$$\text{R. P. A: } A_{min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = A_{min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{B. A. E. L: } A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400}\right) \rightarrow A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix d'armatures :

Sens x-x :

$$\text{En travée : } A_x^t = \max(A_u; A_{ser}; A_{min \text{ BAEL}}; A_{min \text{ RPA}}) = \max(2,9; 4,10; 2,17; 2)$$

$$A_x^t = 4,10 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prendra: 6T10/ml = 4,71 cm²/ml.

$$\text{En appui : } A_x^a = \max(A_u; A_{ser}; A_{min \text{ BAEL}}; A_{min \text{ RPA}}) = \max(1,35; 1,88; 2,17; 2)$$

$$A_x^a = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prendra: 5T10/ml = 3,93 cm²/ml.

Sens y-y :

$$\text{En travée : } A_y^t = \max(A_u; A_{ser}; A_{min \text{ BAEL}}; A_{min \text{ RPA}}) = \max(0,54; 1,28; 2,17; 2)$$

$$A_y^t = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prendra: 5T10/ml = 3,93 cm²/ml.

$$\text{En appui : } A_y^a = \max(A_u; A_{ser}; A_{min \text{ BAEL}}; A_{min \text{ RPA}}) = \max(0,26; 0,63; 2,17; 2)$$

$$A_y^a = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prendra: 5T10/ml = 3,93 cm²/ml.

Etude des fondations

I. Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres d'écrite ci-dessous :

- Les caractéristiques géotechniques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- Type d'ouvrage.
- La capacité portante de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de structure.

II. Choix du type de fondation :

Notre ouvrage étant réalisé en portique (poteaux poutres + les voiles), avec une contrainte admissible du sol d'assise qui est égale à 1,5 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles isolées (semelles sous poteaux).
- Des semelles filantes.
- Un radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques géotechniques du sol (une contrainte admissible =1,5 bars) sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer radier générale comme solution.

Semelles isolées :

ELUR :

$N=3216,73 \text{ KN}$

Avec:

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}=1,5\text{bars}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma = \frac{N}{a.b} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A.B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B$$

$$\text{Avec: } a = 55 \text{ cm ; } b = 55 \text{ cm} \Rightarrow A = (55/55).B$$

$$\Rightarrow B = \sqrt{\frac{a.N}{b.\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{55 \times 321673}{55 \times 1.5}} = 463,09 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } A = 465 \text{ cm ; } B = 465 \text{ m.}$$

Donc semelle isolées ne passe pas.

Semelles filantes :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_s / S_{bât} \leq 0.5$$

$$\text{Avec: } S_{bât} = 429,6 \text{ m}^2$$

ELS:

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_s = 52158,8 \text{ KN; } \bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars} = 15 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq 348 \text{ m}^2$$

On a: $S / S_{bât} = 0.8$ (alors les semelles filantes ne conviens pas).

Conclusion:

Puisque La surface totale des semelles occupe plus de 50% de surface d'emprise de l'ouvrage, on opte pour la solution du radier général comme fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

III. Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les murs et poteaux prennent appuis.

A. Pré dimensionnement du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition forfaitaire.
- Condition de rigidité.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{500}{8} \leq h_r \leq \frac{500}{5} \rightarrow 62,5 \leq h_r \leq 100 \text{ (cm)} \dots \dots \dots (2)$$

La valeur de la hauteur générale du radier à adopter est :
On prend : h= 80 cm

Condition de rigidité k :

On utilise un radier rigide => $L \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots \dots \dots (1)$

Le : longueur élastique donnée par : $L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots \dots \dots (2)$

K : coefficient de rigidité du sol =31 N/m³ (tableau du module de réaction du sol)
E : Module de déformation=3,2 x 10⁴ N/m² ;

I : Inertie du radier : $I = \frac{b \times h^3}{12} \dots \dots \dots (3)$

b =largeur du radier.

Introduisons les expressions (2) et (3) dans (1).Il en résulte :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$h \geq 67 \text{ cm} \rightarrow h= 100 \text{ cm}$

Condition de non cisaillement:

Pour le panneau le plus défavorable :

On a : $L_x=4,10 \text{ m}$ $L_y= 5,00 \text{ m}$

On sait que:

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.2 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$$T = \max(T(x) ; T(y)); \quad h_3 \geq \frac{T}{0,9 \times b \times \tau_u}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{410}{500} = 0,82 \Rightarrow \text{Le panneau travail suivant deux directions}$$

$$\Rightarrow T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de :

$$S = 429,6 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 4794,95 \text{ KN}$$

$$q'' = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q'' = 1.35 \times \frac{4794,95}{425} + 1.5 \times 2.5 = 18,98 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$T_x = 32,90 \text{ KN} ; \quad T_y = 34,34 \text{ KN}.$$

$$T^{\max} = 34,34 \text{ KN}.$$

$$h \geq \frac{34,34}{0,9 \times 1 \times 3,2 \times 10^3} = 0,01 \text{ m} \Rightarrow h \geq 1 \text{ cm}$$

B. Vérification au non poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité
 $N_u=3505.11\text{KN}$

$$\mu_c : \text{périmètre du contour cisailé, } \mu_c = 2(a_1 + b_2) \Rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

Avec $a=45\text{ cm}$ et $b=45\text{cm}$

$$\Rightarrow \mu_c = 2(a+b+2h) \Rightarrow \mu_c = 2(40+40+2h) \Rightarrow \mu_c = 160+4h$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$\Rightarrow N_u \leq 0,045 (160+4h) \cdot h \cdot 25 / 1.5$$

$$3 \cdot h^2 + 120h - N_u \geq 0$$

$$3 \cdot h^2 + 120 \cdot h - 4447,25 \geq 0.$$

Donc : $h \geq 31,2\text{m}$

Conclusion :

Pour satisfaire les conditions précédentes, on prendra une hauteur du radier égale à 150cm

Le radier est un plancher renversé comporte un système poutre (nervures) avec une hauteur

égale à $\frac{L}{10}$ et une dalle pleine d'épaisseur égale $\frac{L}{20}$

Où : L : la plus grande portée entre axes des poteaux.

C. Dimensionnement des poutres :

Poutre principale :

Hauteur de nervure :

$$\triangleright h \geq \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm}$$

On prendra une épaisseur $h = 60\text{cm}$.

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25\text{cm}$$

On adoptera une épaisseur $e = 40\text{ cm}$.

L : la portée entre nus d'appuis de la nervure.

$$b_0 = (0,3 \div 0,4) h = (0,3 \div 0,4) 90 \rightarrow b_0 = 35\text{cm (mais pour des raisons constructives } b_0 = 55\text{cm)}$$

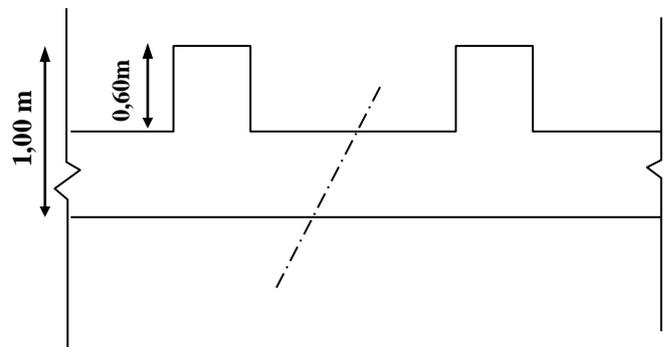
$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} \\ \frac{(L_n - b_0)}{2} \end{array} \right.$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_1 = 50\text{ cm}$$

$$b_0 = 55\text{ cm}$$

$$h = 90\text{ cm};$$



FigVIII.1: Schémas du Radier

$h_0=30\text{cm}$;

On prend: $b= 155 \text{ cm}$.

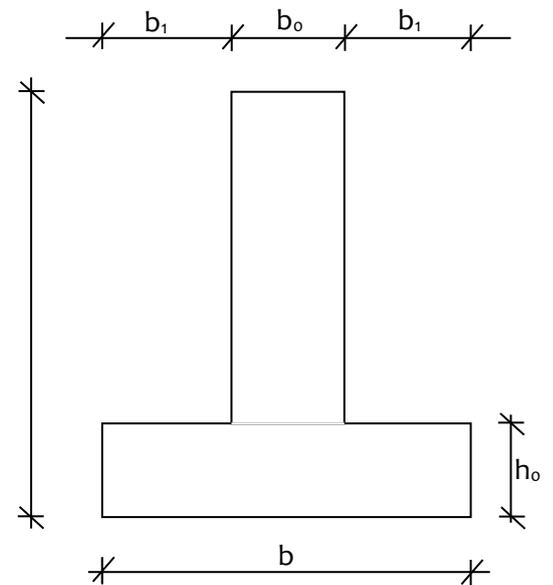
2) Poutre secondaire:

On a les dimensions suivantes:

$h = 100 \text{ cm}$; $h_0 = 40 \text{ cm}$; $b_0 = 55 \text{ cm}$; $b_1 = 50 \text{ cm}$; $b = 155 \text{ cm}$

Tableau VIII.1: Dimensions des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	100	100
h_0 (cm)	40	40
b_0 (cm)	55	55
b_1 (cm)	50	50
b (cm)	155	155



Détermination des sollicitations:

Caractéristiques du radier :

$h = 100 \text{ cm}$; $e = 40 \text{ cm}$.

Surface du radier : $S = 429.6 \text{ m}^2$

Centre de gravité de la section du radier:

$X_G = 14,75 \text{ m}$.

$Y_G = 9.42 \text{ m}$.

$I_{xx} = 8822,5 \text{ m}^4$.

$I_{yy} = 3257,1 \text{ m}^4$.

Calcul du poids du radier: P_r

Poids du radier sans poutres : $P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$;

Poids des poutres principales : $P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$;

Poids des poutres secondaires : $P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 429,6 \times 0,4 \times 25 \Rightarrow P_1 = 4296 \text{ KN.}$$

$$P_p = 95,2 \times (1 - 0,4) \times 0,55 \times 25 \Rightarrow P_p = 785,4 \text{ KN.}$$

$$P_s = 113,2 \times (1 - 0,4) \times 0,55 \times 25 \Rightarrow P_s = 933,9 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow Pr = P_1 + P_p + P_s = 6015,3 \text{ KN.}$$

Surcharges d'exploitation : QR

$$Qr = 2,5 \times S$$

$$Qr = 2,5 \times 429,6 \Rightarrow Qr = 1074 \text{ KN.}$$

Combinaisons d'actions :

ELU

$$\text{Situations durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35Pr + 1,5Qr)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel ETABS sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 63280,64 \text{ KN}$$

$$N_u = 63280,64 + 15949 \Rightarrow N_u = 79229,54 \text{ KN.}$$

$$M_x = 103,42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 13,42 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (Mx + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (My + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

Mx , My et F_z sont donnés par le logiciel ETABS;

x , y : abscisses du point d'application de F_z .

Situation accidentelle:

$$[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)] \text{ et } [(0,8G \pm E) + 0,8Pr]$$

$$N_a = 91277,12 + 25204,41 \Rightarrow N_a = 116481,53KN.$$

$$Mx = 981,43KN.m$$

$$My = 2089,59kN.m.$$

E L S

$$(G + Q) + (Pr + Qr)$$

$$N_s = 51362,73 + 10566 = 61928,73KN.$$

$$Mx = 75,03KN.m$$

$$My = 9,86KN.m$$

Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

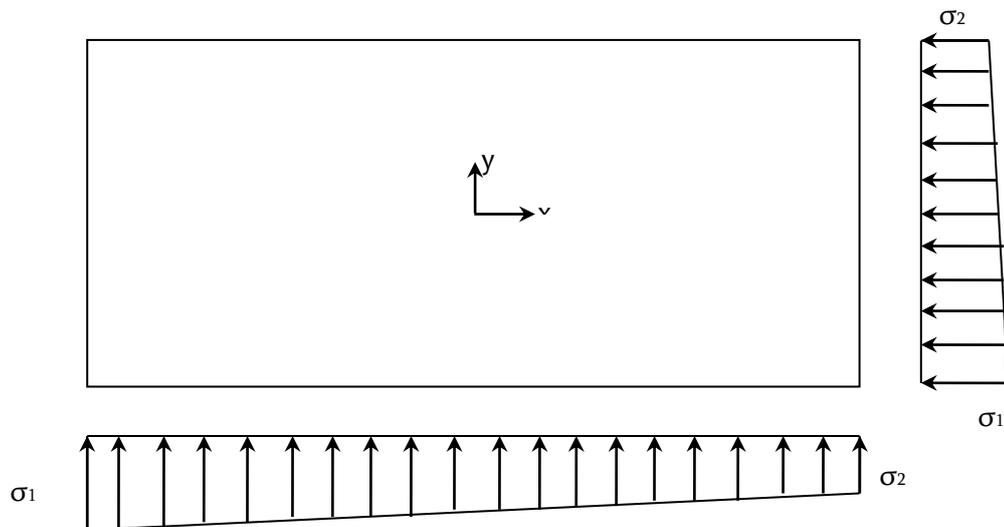


Fig. VIII.2: Schéma des contraintes du sol

Situation durable et transitoire :**E L U**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 79229,54 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bars}$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{79229,54}{425} \pm \frac{103,42}{8822,5} \times 14,75 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,86 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,86 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,86 \text{ bars}$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{79229,54}{425} \pm \frac{13,42}{3257,1} \cdot 9,42 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,86 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,86 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,86bars$$

E L S

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 61928,73KN$$

▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{61928,73}{425} \pm \frac{75,03}{8822,5} \times 14,75 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,46bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,46bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,46bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{61928,73}{425} \pm \frac{9,86}{3257,1} \cdot 9,42 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,46bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,46bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,46bars$$

Situation accidentelle :▪ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{116481,53}{425} \pm \frac{981,43}{8822,5} \times 14,75 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,76bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,76bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,76bars$$

▪ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{116481,53}{425} \pm \frac{2089,59}{3257,1} \times 9,42 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,80bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,80bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,80bars$$

Vérification de l'effet de sous pression :

La vérification de non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique est donnée par la formule suivante :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : poids du bâtiment.

S : Surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : Poids volumique de l'eau.

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 425 \times 10 \times 4,9 = 3123,75 \text{ KN}$$

$$P = 5733,405 \text{ KN} > 3123,75 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : la structure ne se soulève pas sous l'effet de la pression hydrostatique. Le bâtiment est stable.

Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se reporter aux méthodes données par le BAEL 91.

D. Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$

et (ν prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU), Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \cdot M_x ; M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \cdot M_x ; M_{ay} = 0,5 \cdot M_y$)

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :**ELU**

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 276,675 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 217,175 \text{ KN/ml}$$

Situation accidentelle :

$$q_{Acc} = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 416,5 \text{ KN/ml}$$

Le panneau considéré	E.L.U.R	E.L.S
Lx (m)	5,2	5,2

Ly (m)		5,95	5,95
ρ		0,87	0,87
μ_x		0,0486	0,0556
μ_y		0,7244	0,8074
Moments isostatiques	M_{0x} (KN.m)	476,036	427,827
	M_{0y} (KN.m)	344,840	345,428
Moments en travée	M_{tx}(KN.m)	357,027	320,870
	M_{ty}(KN.m)	258,630	259,071
Moment en appui	M_{ax} (KN.m)	-238,018	-213,135
	M_{ay} (KN.m)	-172,420	-172,714

Enrobage :

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2cm$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \qquad \phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{60}{10} = 6cm$$

En prend : $\phi = 2,5cm$

Donc :

$$C_x = a + \frac{2,5}{2} = 3,25cm$$

$$C_y = a + 2,5 + \frac{2,5}{2} = 5,75cm$$

$$d_x = h_0 - c_x = 56,75cm$$

$$d_y = h_0 - c_y = 54,25cm$$

E. Ferrailage des poutres :**Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

E L U**Poutres principales :**

$$q_1 = \frac{S_{aff}}{L_y} \times \sigma_m$$

$$q_1 = \frac{17,28}{5,95} \times 186$$

$$q_1 = 540,181 \text{KN/m}_L$$

Poutres secondaires :

$$q_2 = \frac{S_{aff}}{L_x} \times \sigma_m$$

$$q_2 = \frac{13,52}{5,2} \times 186$$

$$q_2 = 483,6 \text{ KN/m}_L$$

E L S**Poutres principales :**

$$q_1 = 424,013 \text{KN/m}_L$$

Poutres secondaires :

$$q_2 = 379,6 \text{ KN/m}_L$$

Situation accidentelle :**Poutres principales :**

$$q_1 = 819,765 \text{ kN/m}_L$$

Poutres secondaires

$$q_2 = 717,6 \text{ kN/m}_L$$

condition de non fragilité :

Selon RPA $\rightarrow A_{\min} = 0,5\% h.b = 0,005 \cdot 90 \cdot 50 = 22,5 \text{ cm}^2$

Selon BAEL $\rightarrow A_{\min} = 0,23 f_{t28} b.d / f_e = \frac{0,23 \times 2,1 \times 50 \times 81}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$

Armatures max selon RPA :

$$A_{\max} = 4\% h.b = 180 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% h.b = 270 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

Poutre dans le sens principal : $T = 1062,924 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1062924}{50 \times 81 \times 100} = 1,72 \text{ MPa}$$

la fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 1,72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Poutre dans le sens secondaire : $T = 902,265 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{902265}{50 \times 81 \times 100} = 0,28 \text{ MPa}$$

la fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

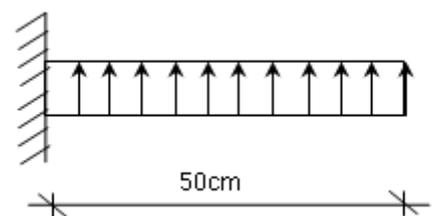
$$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

F. Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

E L U



$$\sigma_m = 186 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = 186 \times 1 = 186 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -23,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{23250}{14,2 \times 100 \times (54)^2} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_{ax}^u = 1,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5\text{T}12 \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

E L S

$$q_s = 146 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -18,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 5,65}{100} = 0,85 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 5,65 \cdot 45}{100} = 76,28 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,85 + \sqrt{(0,85)^2 + 76,28} = 7,92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7,92)^3}{3} + 15 \cdot 5,65 \cdot (45 - 7,92)^2 = 133084,78 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{18250}{133084,78} = 0,14$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,14 \times 7,92 = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,14 \times (45 - 7,92) = 77,87 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

CONCLUSION

Notre projet de fin d'étude nous a permis :

- *De concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur en Génie civil et de savoir connaître le comportement réel de la structure pour mener un bon calcul en béton armé.*
- *D'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié tels que :*
 - *RPA 99 / V₂₀₀₃*
 - *BAEL 91*
 - *CBA 93*
- *d'avoir une idée sur les problèmes que l'on peut rencontrer dans le domaine pratique et de reconnaître la solution la plus fiable en mettant la sécurité en premier lieu et l'économie en second lieu.*
- *Ainsi que la maîtrise des outils informatiques tels que Autodesk Robot Structural Analysis Professional; L'AUTO CAD 2016 qui possèdent des avantages énormes comme la possibilité d'une étude dynamique et la rapidité d'exécution.*
- *Nous avons constatées que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures; c'est par minimiser les déplacements dus aux charges horizontales (d'origine sismique dans notre cas).*

Enfin, nous espérons que ce travail aidera nos collègues étudiants durant leur formation et qu'il sera un point de départ pour d'autres études plus ambitieuses et plus approfondies.