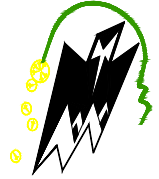


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue d'obtention du diplôme de Master en Travaux Public .
Option : Voie et Ouvrage d'Art.

THEME

Etude d'un Bâtiment (R+ 8+Entre-sol)
Contreventé par
Portiques et voiles à usage d'habitation,
commercial et services modélisé par le logiciel
ROBOT



Etudié par: M^r KHADIR Mahfoud

Dirigé par : M^{me} HELLAL Ourida

M^r LOUNI Makhoulouf

Année : 2019/2020



Dédicace

Je dédie ce travail :

*Aux deux piliers de ma vie, mes très chers parents pour
leurs amours, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières
tout au long de ma vie et de mes études.*

*A mes très chers frères : **MOUSSA** et **SAMIR***

*A ma tante adorable **TAOUS***

*A ma copine **LYDIA***

*A mes ami(es) surtout : **Ahmed, Moh, Rabah, Arezki, Noura,
Lamia, Kahina, Samira, Karima et Farida***

*A mon binôme, **MOUSSA** et sa respectueuse
famille.*

A toute la promotion Travaux Public de l'université Mouloud Mammeri

MAKHLOUF





Dédicace

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le
Courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie*

Mes très chers parents

*Qui m'ont toujours soutenue soit moralement ou financièrement, et leurs
sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.*

*Je prie, Dieu le tout puissant de vos protéger et de vous procurer santé,
Bonheur et longue vie.*

Ma chère sœur : Samia

Que Dieu vous apporte bonheur et vous aide à réaliser tous vos vœux.

Mes chers frères

Je vous dédie ce travail pour votre soutien et aide. .

Mes très chères nièces

Votre joie, votre insouciance me comble de bonheur.

Puisse Dieu vous garde et éclaire votre chemin.

*Mon frère et binôme : **LOUNI MAKHLOUF** et sa famille*

Tous mes amis (es)

*Toutes les personnes qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon parcours
et à tout*

ceux qui m'ont aidé et conseillé de près ou de loin,





Dédicace

Je dédie ce travail :

*Aux deux piliers de ma vie, mes chers parents pour
leurs amours, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières
tout au long de ma vie et de mes études.*

*A mes chers frères : **MOUSSA** et **SAMIR***

*A ma tante adorable **TAOUS***

*A ma copine **LYDIA***

*A mes ami(es) surtout : **Ahmed, Moh, Rabah, Arezki, Noura,
Lamia, Kahina, Samira, Karima et Farida***

*A mon binôme, **MOUSSA** et sa respectueuse
famille.*

A toute la promotion Travaux Public de l'université Mouloud Mammeri

MAKHLOUF



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Chapitre III : Calcul des éléments

Chapitre IV : Modélisation et vérification de la structure

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Chapitre VI : Etude des l'infrastructure

Chapitre VII : Etude du mer plaque

Conclusion générale

Introduction

La qualité des constructions s'est accrue de façon notable au cours de la dernière décennie, sans que les conditions économiques aient été profondément modifiées. Les progrès enregistrés sont dus, en grande partie, à l'apparition de composants industriels performants et plus particulièrement les nouvelles technologies qui sont régies par l'outil informatique, fruits des recherches de l'industrie du bâtiment et des divers centres techniques.

C'est précisément dans un cadre pédagogique, pour nous et pour rendre accessible au plus grand nombre de futures d'étudiants l'essentiel des méthodes de calcul d'un bâtiment et leurs modes opératoires et pour leur donner la possibilité de mieux appréhender cette discipline en général, que ce mémoire a été conçu et réalisé.

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressé à la conception architecturale, à l'étude de la structure sur le plan de la résistance des éléments structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+10).

I- Introduction :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8+sous-sol) implanté au lieu-dit Oued Falli, cette structure est destinée pour usage multiple : habitation, commerce et bureaux. Elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

Le site du projet est localisé à environ 4 KM Ouest de la ville de Tizi-Ouaou qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la zone IIa (zone de moyenne sismicité).

I-2. Caractéristiques de la structure :

I-2.1. Caractéristiques géométriques :

Les dimensions géométriques principales de l'ouvrage sont :

a-dimensions en élévation :

- Hauteur totale32.13m
- Hauteur de l'entre sol4.59m
- Hauteur du RDC.....3.06m
- Hauteur d'étage courant.....3.06m

b-dimensions en plan :

- Longueur totale du bâtiment.....18.10m
- Largeur totale du bâtiment14.40m

I.2.2.Données de site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- Le sol de notre site est constitué de limons marneux graveleux.
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2,17$ bars. (Annexe I)
- L'ancrage minimal des fondations : $D=3,50$ m

I.2.3 : Description structurale :

❖ Ossature

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges.
- Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), consistant d'un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité.

❖ Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

❖ Les planchers

Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

- Ils sont capables de supporter en outre de leurs poids propres les charges d'exploitation est de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Planchers en corps creux qui sont portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Planchers en dalles pleine coulée sur place, pour les portes à faux.

❖ *Les escaliers*

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place.

❖ *Ascenseur*

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

❖ *L'acrotère*

L'acrotère est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible. Son rôle est d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

❖ *Le remplissage (maçonnerie)*

On distingue deux types :

- Murs de façade réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

❖ *Les revêtements*

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

❖ *Fondations*

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise « sol », elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque de sa bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble. Ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol (la décente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.

Le choix de type dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des charges, de la nature du sol et de contrainte admissible du sol.

I.2.4. Choix du contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone IIa, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.3 : Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.2.

I-4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien (**RPA 99/version2003**).

I.4.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau .Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage du béton.

Le béton utilisé pour notre bâtiment sera dosé de 350 kg/ m³de ciment portland composées 325(CPJ 325) (moulage dans 1 m³ de béton dosé à 350 Kg/ m³)

a- Résistance du béton à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée « f_{cj} », (avec j l'âge de béton).

Dans notre cas $f_{c28} = 25$ Mpa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1, 11 BAEL 91**)

$$f_c = \frac{1}{(4,7 + 0,8 j)} f_{c2} \quad \text{pour } f_{c2} < 40 \text{MPa}$$

$$f_c = \frac{1}{(1,4 + 0,9 j)} f_{c2} \quad \text{pour } f_{c2} > 40 \text{MPa}$$

b- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ Mpa}$$

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

c- Méthode de calcul :

Une connaissance plus précise du comportement du béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul.

d- Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- A sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- A son comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité.

Les états limites sont classés en deux catégories :

- ❖ **Etats limite ultime** : Il correspond à la perte d'équilibre statique, à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.
- ❖ **Etats limite de service** : Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation de la durabilité (ouvertures des fissures, déformation excessives des éléments porteurs).

e- Contraintes limite de résistance à la compression :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous ArtA4.3. 41BAEL91 :

$$f_b = \frac{0,85 f_c}{\gamma_b} \text{ en Mpa}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1,15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$

: coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

=1 : si la durée d'application est >24h,

$\gamma_b = 0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\gamma_b = 0.85$: si la durée d'application est < 1 h,

Pour $\chi_b = 1.5$ et $\gamma_b = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ Mpa

Pour $\chi_b = 1.15$ et $\gamma_b = 0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

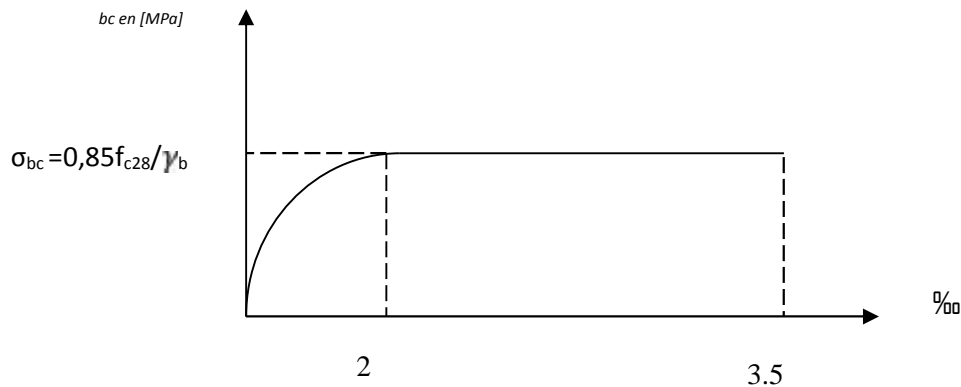


Figure I.1 : Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.

f- Contrainte limite de service à la compression (Art : A4.5, 2 B.A.E.L) :

C'est l'état au delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en Mpa, à 28 jours $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa avec $f_{c28} = 25$ Mpa

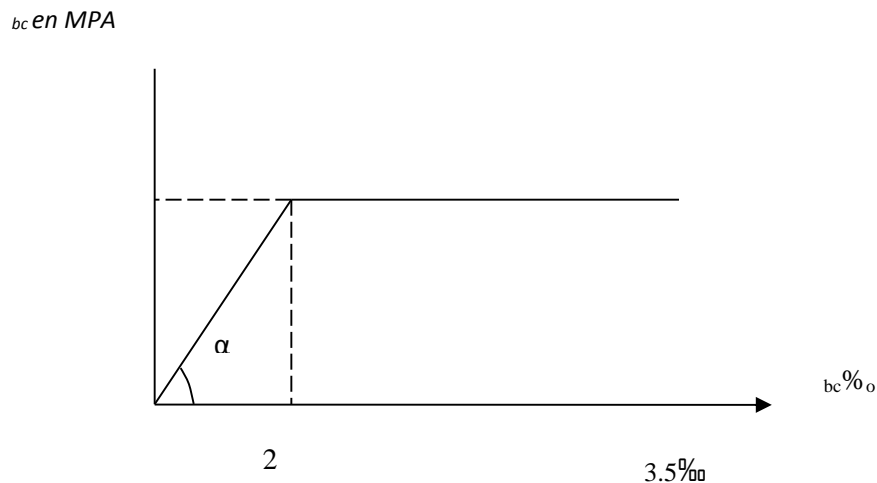


Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$ (module d'élasticité).

g- Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\alpha_b} ; 5 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\alpha_b} ; 4 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

h- Module d'élasticité :

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

❖ Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte d'application est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c} \text{ en Mpa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

❖ Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_v = 10819 \text{ MPa.}$$

❖ Module d'élasticité transversale

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \text{ en MPa.}$$

μ : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

❖ Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL)

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

=0.2 à l'état limite de service.

=0 à l'état limite ultime.

i- Actions :

❖ Définitions

Ce sont des forces appliquées à une construction :

Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.

Soit indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

❖ *Les actions permanentes « G »*

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

Poids propre de la structure.

Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).

Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).

Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

Les actions variables « Q » :

Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

Les charges d'exploitations

Les charges climatiques.

Les variations de température.

❖ *Actions accidentelles*

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que:

- Charges climatiques exceptionnelles.
- Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.
- Explosion (gaz, bombes,...)
- Séisme.

I.4.2. Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction .Il se distingue par sa nuance et son état de surface dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

a- Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration []	Coefficient de scellement [s]
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en	Treillis soudé TL520	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

treillis	($\Phi < 6$)						
----------	----------------	--	--	--	--	--	--

b- Module de déformation longitudinal (Art A .2.2.1 BAEL 91 modifiées 99) :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000$ Mpa (article A.2.2-1 du BAEL 91).

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

c- Contraintes limites :

❖ *Contrainte limite ultime (ELU)*

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour la situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ pour la situation accidentelle} \end{array} \right.$$

Nuance de l'acier	Situation durable	Situation accidentelle
FeE400	$\sigma_{st} = 348$ Mpa	$\sigma_{st} = 400$ Mpa
FeE520	$\sigma_{st} = 452$ Mpa	$\sigma_{st} = 520$ Mpa

❖ *Contrainte limite de service (ELS)*

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

✓ *Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32BAEL91 modifiées 99)*

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

✓ *Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33BAEL91 modifiées 99)*

C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\tau_s < \tau_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\gamma f_{ij}})\right) \text{MPa.}$$

Avec :

τ_{st} : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{ij} : la résistance caractéristique à la traction du béton.

γ : coefficient de fissuration.

$\gamma = 1,6$ pour les HA

$\gamma = 1$ pour les RL.

✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34BAEL91 modifiées 99)**

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\tau_s < \tau_{st} \leq 0.8 \min\left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\gamma f_{ij}})\right]$$

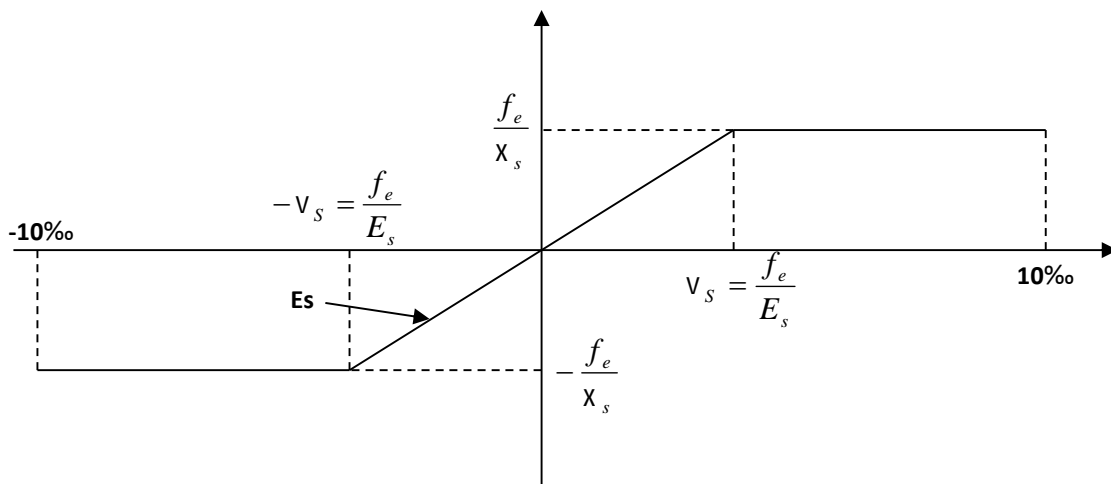


Figure I.3: Diagrammes des contraintes- déformations de l'acier.

d- Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes : (**Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99**).

- **c 5 cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **c 3 cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c 1cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Conclusion :

Dans cette partie, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure. Dans les chapitres qui suivront on effectuera les calculs et les vérifications.

III.1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement et Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'étude des éléments non structuraux : plancher, escaliers, balcon, acrotère et ascenseur. Cette étude se fait à base des règlements en vigueur et en suivant le cheminement suivant :

- Evaluation des charges sur l'élément considéré
- Calcul des sollicitations les plus défavorables.
- Détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les sollicitations considérées

III.2. CALCUL DU PLANCHER**III.2.1. Introduction :**

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment. Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

) Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance. La distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

) Remplissage en corps creux (Hourdis); sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique. Sa hauteur est de 16 cm.

) Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armatures (Treillis soudés) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

III.2.2. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par **B.A.E.L.(Art B.6.8.423) :**

- 20cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles
- 33cm pour les armatures parallèle aux poutrelles

III.2.2.1. Ferrailage de la dalle de compression :❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_r \times \frac{4}{f_e} \left| \frac{l'}{l'} \right.$$

Avec : l' : entre axes des poutrelles

❖ **Largeur du hourdis : 50cm TM l' TM 80cm**

$$l' = 65\text{cm}$$

$$f_e = 520\text{MPa}$$

$$D'où : A_r \times \frac{4}{520} \left| \frac{65}{65} \right. \times 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit des barres de $\theta 5$, la section d'une barres $A = 0,20\text{cm}$, le nombre de barres est :
 $n = 5$

$$A_r = 5T5 = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Armatures parallèle aux poutrelles :**

$$A_{//} \times \frac{A_r}{2} \times \frac{0,98}{2} \times 0,490 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $5T5 = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20cm.

❖ **Remarque :**

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).

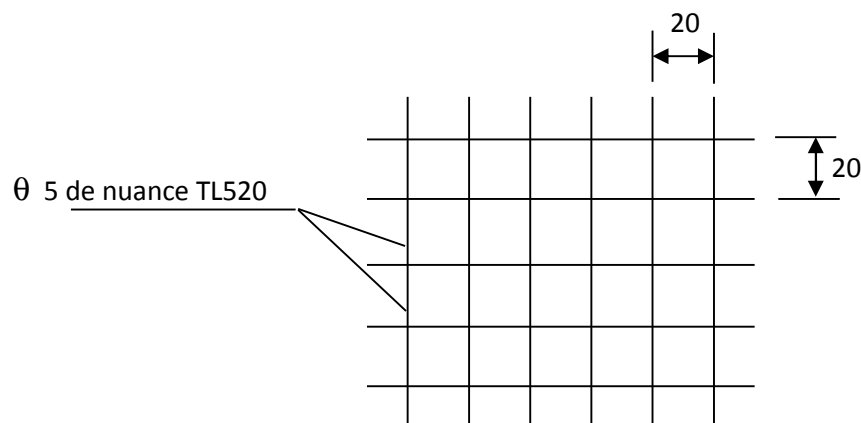


Figure III.1 : Ferrailage de la dalle de compression avec un Treillis soudé 20x20cm

III.2.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles seront considérées comme des poutres continues reposant sur plusieurs appuis et soumises aux charges suivantes :

- Poids propre de la poutrelle
- Poids du plancher
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait en deux étapes :

1^{ère} étapes : avant le coulage de la dalle de compression

2^{ème} étapes : après le coulage de la dalle de compression

a)- dimensionnement des poutrelles :

$h_0 = 4 \text{ cm}$: L'épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20 \text{ cm}$: La hauteur de la nervure.

$b = 65 \text{ cm}$: largeur de la dalle de compression.

$b_0 = 12 \text{ cm}$: Le largeur de la nervure.

$b_1 = 12 \text{ cm}$

D'après le pré dimensionnement on a un plancher (16 + 4) cm.

III.2.3.1. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle est soumise à :

❖ **Charges et surcharges :**

Charge permanente (KN/ml)		Charge d'exploitation (KN/m)
Poids propre de la poutrelle	$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$	1
Poids de corps creux	$0.65 \times 0.95 = 0.62$	
$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$		$Q = 1$

Tableau III.1 : Charges et surcharges avant le coulage de la dalle de compression.

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

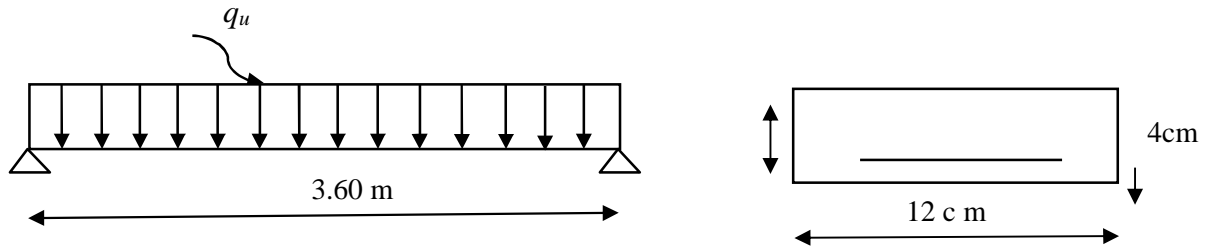


Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle.

L : c'est la distance entre nu d'appuis

D : hauteur utile

) **Moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,6^2}{8} = 4,05 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 4,05 \text{ KN.m}$$

) **Effort tranchant max :**

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,6}{2} = 4,5 \text{ KN}$$

$$T = 4,5 \text{ KN}$$

) **Calcul des armatures :**

$$\rho_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec : $b=12\text{cm}$; $d=h-c$; $h=5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $d=3\text{cm}$ (hauteur utile)

$$\mu = \frac{4,0 \times 10^3}{12 \times 3^2 \times 14,17} = 5,94 > 0,392$$

$\mu > \mu_s = 0,392$ section doublement armée.

III.2.3.2. Apres coulage du béton de la dalle de compression :

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis et encastree partiellement à ses 02 extremités. Elle supporte en plus de son poids propre, celui du corps creux et de la dalle de compression, ainsi que les surcharges d'exploitation.

❖ **Choix de la méthode :**

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- a-Méthode forfaitaire.
- b-Méthode de Caquot.
- c-Méthode des trois moments.

➤ **Méthode forfaitaire :**

a-Domaine d’application de la méthode forfaitaire :

)] La méthode s’applique aux planchers à surcharges d’exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d’exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m^2 , $Q^{\text{TM}}_{\text{max}} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

En effet : $\max \{2G; 5\text{kN/m}^2\} = 2G = 2 \times 5.5 = 11\text{KN/m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

)] Le moment d’inertie des sections transversales est le même dans les différentes Travées.....Condition vérifiée

)] La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....Condition vérifiée.

)] Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

c à d : $0.80^{\text{TM}} \frac{l_i}{l_{\text{IPI}}} \text{TM} 1.25 ; 0.8 < \frac{3.6}{3.6} = 1 < 1.25 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

❖ **Remarque:**

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

b- Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P Mougine art 3III4) :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c’est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

❖ **Exposé de la méthode :**

)] Le rapport (\mathfrak{S}) des charges l’exploitation à la somme des charges permanente et d’exploitation, en valeurs non pondérées $\mathfrak{r} X \frac{Q}{Q + G}$

)] M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 X \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

)] M_w : Valeur absolue du moment sur l’appui de gauche ;

)] M_e : Valeur absolue du moment sur l’appui de droite ;

)] M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w, M_e, M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

)] $M_t \leq \max \{1,05 ; (1 + 0,3\mathfrak{S}) M_0^* - \frac{M_w + M_e}{2}\}$

-) $M_t \mid \frac{1\Gamma 0,3\Im}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
-) $M_t \mid \frac{1,2\Gamma 0,3\Im}{2} M_0$ dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

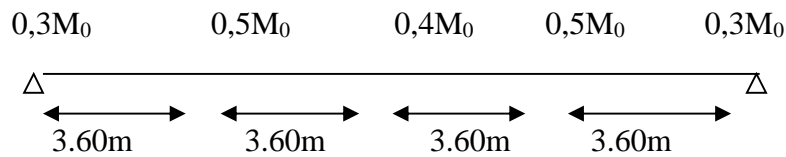


Figure III.3 : Schéma statique de la poutrelle à quatre travées

❖ Application de la méthode :

) Les charges :

Plancher étage courant :

Charge permanente : $G= 5.24 \times 0.65 = 3.40$ KN/ml

Charge d'exploitation : $Q= 1.5 \times 0.65 = 0.975$ KN/ml

Plancher de service :

Charge permanente : $G= 5.24 \times 0.65 = 3.40$ KN/ml

Charge d'exploitation : $Q= 2.5 \times 0.65 = 1.625$ KN/ml

Plancher d'étage inaccessible :

Charge permanente : $G= 5.83 \times 0.65 = 3.78$ KN/ml

Charge d'exploitation : $Q= 1 \times 0.65 = 0.65$ KN/ml

Combinaison de charge :

Etage courante : $qu=1.35(3.40)+1.5(0.975)=6.052$ KN/ml

$$qs=3.40+0.975=4.375 \text{ KN/ml}$$

plancher de service : $qu=1.35(3.40)+1.5(1.625)=7.027$ KN/ml

$$qs=3.40+1.625=5.025 \text{ KN/ml}$$

terrasse inaccessible : $qu = 1.35(3.78)+1.5(0.65)=6.078$ KN/ml

$$qs= 3.78+0.65=4.430 \text{ KN/ml}$$

)] **Calcul le rapport de charge :**

$$= 1.625 / (1.625 + 3.4) = 0.323 \text{ KN/ml}$$

$$1 + 0.3 = 1.097$$

$$(1 + 0.3) / 2 = 0.548$$

$$(1.2 + 0.3) / 2 = 0.648$$

)] **Calcul du moment isostatique M₀ à l'ELU :**

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 \times \frac{qL^2}{8}$$

$$M = 7.027 \times \frac{(3.6)^2}{8} = 11.383$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_1 = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 11.383 = 3.414 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = [0.5 \times 11.383] = 5.691 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \times 11.383 = 4.553 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.5 \times 11.383 = 5.691 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 11.383 = 3.414 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments En travées :**

a-Travée de rive :

$$a) M_T \geq (1 + 0.3) M - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$b) M_T \geq \left(\frac{1.2 + 0.3}{2} \right) M$$

➤ **Travée de rive A – B :**

$$a) M_T = (1 + 0.3) M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.097 \times 11.383 - \frac{3.4 + 5.6}{2} = 7.934 \text{ KN.m}$$

$$b) M_T \geq \left(\frac{1.2 + 0.3}{2} \right) M = \frac{1.2 + 0.3(0.3)}{2} \times 11.383 = 7.381 \text{ kn.m}$$

On prend : $M_{T1} = 7.9 \text{ K . m}$

➤ **Travée de rive D – E :**

$$a) M_T = (1 + 0.3) M - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.097 \times 11.383 - \frac{3.4 + 5.6}{2} = 7.934 \text{ KN.m}$$

$$b) M_T = \left(\frac{1.2 + 0.3}{2} \right) M = 0.648 \times 11.383 + 7.381 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{T1} = 7.9 \text{ K . m}$

b-Travée intermédiaires :

➤ **Travée intermédiaire B – C :**

$$a) M_T = (1 + 0.3) M - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.097 \times 11.383 - \frac{5.6 + 4.5}{2} = 7.365 \text{ KN.m}$$

b) $M_{EI} = \left(\frac{1.2+0.3}{2}\right)M = 0.548 \times 11.383 = 6.237 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{EI} = 7.3 \text{ .m}$

➤ Travée intermédiaire C– D :

a) $M_{EI} = (1 + 0.3)M - \frac{M_1+M_2}{2} = 1.097 \times 11.383 - \frac{5.6 + 4.5}{2} = 7.365 \text{ KN.m}$

b) $M_{EI} = \left(\frac{1.2+0.3}{2}\right)M = 0.548 \times 11.383 = 6.237 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{EI} = 7.3 \text{ .m}$

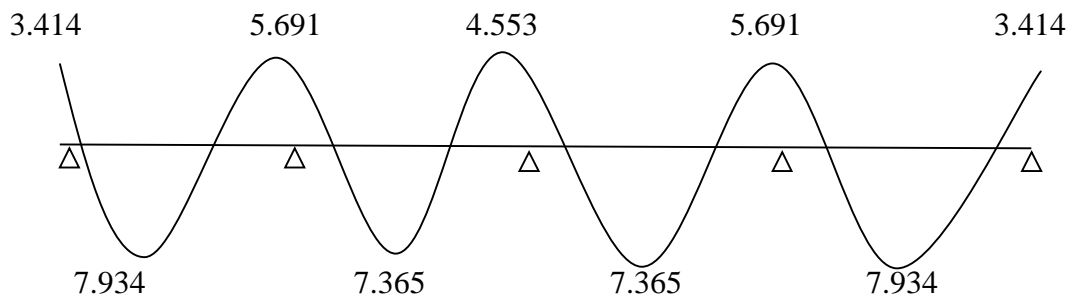


Figure III.4 : Diagramme des moments isostatiques à l'ELU.

)] Calcul du moment isostatique M à l'ELS :

$M_1 = M_2 = M_3 = M_4$

$M = X \frac{qL^2}{8} = X \frac{5.025(3.60)^2}{8}$

$M = 8.140 \text{ KN.m}$

a- Les moments aux appuis :

$M_A = 0.3 \times M_1 = 0.3 \times 8.140 = 2.44 \text{ KN.m}$

$M_B = 0.5 \times 8.140 = 4.070 \text{ KN.m}$

$M = 0.4 \times 8.140 = 3.265 \text{ KN.m}$

$M_C = 0.5 \times 8.140 = 4.070 \text{ KN.m}$

$M_A = 0.3 \times M_1 = 0.3 \times 8.140 = 2.44 \text{ KN.}$

b-Moments En travées :

➤ Travée de rive A – B :

a) $M_{EI} = (1 + 0.3)M_0 - \frac{M_1+M_2}{2} = 1.097 \times 8.140 - \frac{2.4 + 4.0}{2} = 5.673 \text{ KN.m}$

b) $M_{EI} = \left(\frac{1.2+0.3}{2}\right)M = \frac{1.2+0.3(0.3)}{2} \times 8.140 = 5.274 \text{ kn.m}$

On prend : $M_{ei} = 5.6$. m

➤ Travée de rive D – E :

a) $M_{ei} = (1 + 0.3)M_0 - \frac{M_1+M_2}{2} = 1.097 \times 8.140 - \frac{2.4 + 4.0}{2} = 5.673 \text{ KN.m}$

b) $M_{ei} = \left(\frac{1.2+0.3}{2}\right)M = \frac{1.2+0.3(0.3)}{2} \times 8.140 = 5.274 \text{ kn.m}$

On prend : $M_{ei} = 5.6$. m

➤ Travée intermédiaire B – C :

a) $M_{ei} = 1.097 \times 8.140 - \frac{4.0 + 3.2}{2} = 5.266 \text{ KN.m}$

b) $M_{ei} = 0.548 \times 8.140 = 4.460 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{ei} = 5.2$. m

➤ Travée intermédiaire C– D :

a) $M_{ei} = 1.097 \times 8.140 - \frac{4.0 + 3.2}{2} = 5.266 \text{ KN.m}$

b) $M_{ei} = 0.548 \times 8.140 = 4.460 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{ei} = 5.2$. m

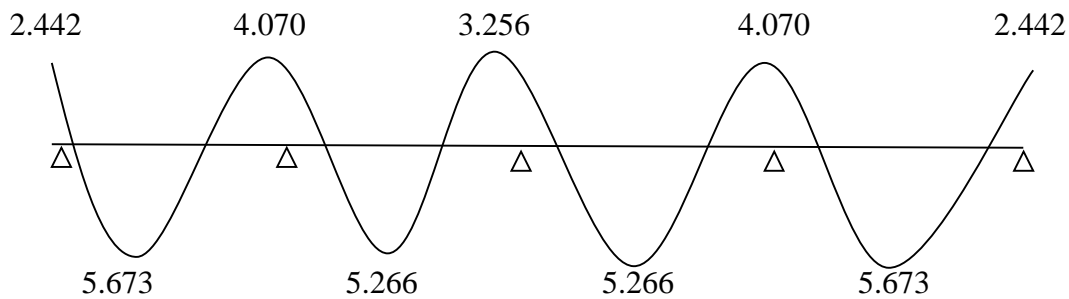


Figure III.5. Diagramme des moments isostatiques à l'ELS.

) Calcul de l'effort tranchant :

⇒
$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

⇒
$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

✓ A L'ELU :

➤ La travée A – B :

$$V_A = \frac{5.6 - 3.1}{3.6} + \frac{(7.0 \times 3.6)}{2} = 13.281 \text{ Kn}$$

$$V_B = \frac{5.6 - 3.4}{3.6} - \frac{7.0 \times 3.6}{2} = -12.016 \text{ Kn}$$

➤ La travée B– C :

$$V_B = \frac{4.5 - 5.6}{3.6} + \frac{7.0 \times 3.6}{2} = 12.332.$$

$$V_C = \frac{4.5 - 5.6}{3.6} - \frac{7.0 \times 3.6}{2} = -12.964$$

➤ La travée C– D :

$$V_C = \frac{5.6 - 4.5}{3.6} + \frac{7.0 \times 3.6}{2} = 12.964$$

$$V_D = \frac{5.6 - 4.5}{3.6} - \frac{7.0 \times 3.6}{2} = -12.332 \text{ Kn}$$

➤ La travée D– E

$$V_D = \frac{3.4 - 5.6}{3.6} + \frac{7.0 \times 3.6}{2} + 12.016 \text{ Kn}$$

$$V_E = -\frac{3.4 - 5.6}{3.6} + \frac{7.0}{2} = -13.281 \text{ Kn.}$$

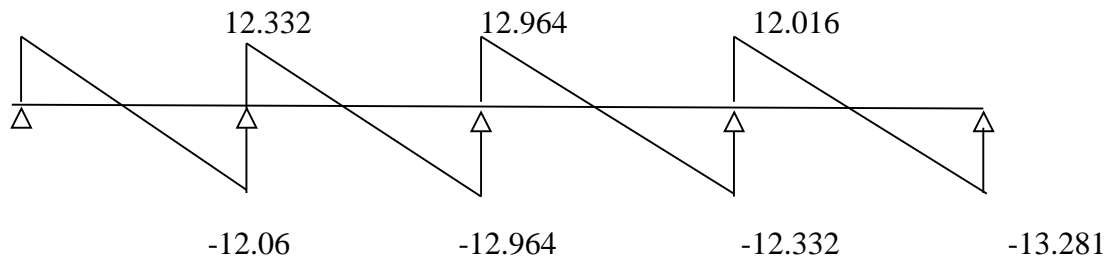


Figure III.6 ;; Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ A L'ELS :

➤ La travée A – B :

$$V_A = \frac{4.0 - 2.4}{3.6} + \frac{(5.0 \times 3.6)}{2} = 9.4 \text{ Kn.}$$

$$V_B = \frac{4.0 - 2.4}{3.6} - \frac{5.0 \times 3.6}{2} = -8.5 \text{ Kn}$$

➤ La travée B– C :

$$V_B = \frac{3.2 - 4.0}{3.6} + \frac{5.0 \times 3.6}{2} = 8.818.$$

$$V_C = \frac{3.2 - 4.0}{3.6} - \frac{5.0 \times 3.6}{2} = -9.271$$

➤ La travée C- D :

$$V_C = \frac{4.0 - 3.2}{3.6} + \frac{5.0 \times 3.6}{2} = 9.271$$

$$V_D = \frac{4.0 - 3.2}{3.6} - \frac{5.0 \times 3.6}{2} = -8.818 \text{Kn}$$

➤ La travée D- E :

$$V_D = \frac{2.4 - 4.0}{3.6} + \frac{5.0 \times 3.6}{2} = -8.592 \text{Kn}$$

$$V_E = -\frac{2.4 - 4.0}{3.6} + \frac{5.0 \times 3.6}{2} = -9.497 \text{Kn.}$$

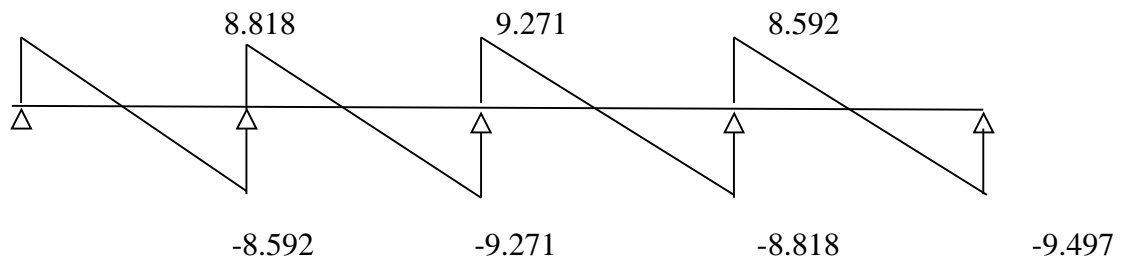


Figure III.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.2.4. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fait à l'ELU.

➤ En travées :

$$M_u^m = 11.56 \text{ Kn.m}$$

Calcul du moment équilibré par la table de compression

$$M_u = b \cdot d \cdot (\alpha / 2) f_b \text{ Avec : } f_b = 14.2 \text{ M}$$

$$M_u = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.0}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_u^m < M_u \implies$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section Rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

$$\mu = \frac{M_u^m}{bd^2 f_t} = \frac{7.9 \times 10^3}{6 \times 10^2 \times 10^2 \times 1.2} = 0.026.$$

$\mu = 0.026 < \mu_1 = 0.392$ Donc la section est simplement armée (S S A)

-Du tableau (Pierre Charon) on tire : β

$$\mu = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.9$$

$$A_S = \frac{M_t^m}{\beta \cdot d \times \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{7.934 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 1.28 \text{ cm}^2$$

Soit : Adap=3HA10= 2.35cm².

➤ Aux appuis :

$$M_u^m = 5.673 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^m}{bd^2 f_c} = \frac{5.673 \times 10^3}{6 \times 18^2 \times 1.2} = 0.019$$

$$\mu = 0.019 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{S S A}$$

$$\mu = 0.019 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_u = \frac{M_u^m}{\beta \sigma_s} = \frac{5.673 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 3} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Soit Adap=1HA12= 1.13 cm².

a) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art a.7.2.12, BAEL 91) :

$$\varnothing \min \left\{ \frac{b}{3} ; \frac{d}{4} ; \varnothing \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} ; \frac{1}{4} ; 1 \right\} = 57 \text{ cm}$$

Ø max diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre 2 T 8 avec At = 2HA8= 1.00 cm²

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de T8.

) Espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :

L'espacement des armatures transversales est au plus égale au plus bas des espacements suivant :

$$S_t \min (0.9d ; 40 \text{ cm}).$$

$$S_t \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend : S_t = 1 c

On adopte un étrier de Ø=8mm et d'espacement de S_t = 1 c entre les cadres.

III.2.5. Vérifications à l'ELU:

III.2.5.1. vérification de la condition de non fragilité :

➤ **En travées :**

On doit vérifier que : $A \geq A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e$.

$A_{min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$ $A_{adop} = 2,35 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :**

$A_{min} = 0,23 \left| \left| 12 \right| \left| 18 \right| \right| 2,1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2 < A = 1,13 \text{ cm}^2$ | Condition vérifiée.

III.2.5.2. Vérification au cisaillement :(Art A.5.1 ,1 BAEL91 mod99) :

$$\tau_u = \frac{T_m}{B} \quad \bar{\tau}_u. \text{ Avec } T_{max} = 10.39 \text{ KN}$$

Calcule la contrainte de cisaillement admissible

$$\bar{\tau}_u = m \left(\frac{0,2 f_{t2}}{\gamma_f}; 5M \right) = m \left(\frac{0,2 \times 2}{1,5}; 5M \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ Mpa}; 5M) = 3,33 \text{ MPA}$$

Calcule la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_m}{B} = \frac{1,3}{1 \times 1} = 0,48 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

III.2.5.3. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :(Art. A.6.13/BAEL91) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t2}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \psi_s : \text{Coefficient de scellement. } = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).} \\ \psi_s \times f_{t2} = 1,5 \times 2,1 = 3,15M \end{array} \right.$

$$\tau_u = \frac{T_m}{0,9d \ u_t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} u_t \text{ Somme de périmètres utiles des barres} \\ \text{Avec } u_t = n \ \emptyset. \\ n : \text{Nombre e barres} \end{array} \right.$$

➤ **En travée :**

$$u_t = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{10.39 \times 10^3}{0.9 \times 94.2 \times 188.4} = 0.68 \text{ M}$$

$$\tau_u = 0.51 \text{ M} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ *Aux appuis :*

$$u_t = 1 \times 3.14 \times 12 = 37.68 \text{ mm.}$$

$$\tau_u = \frac{10.39 \times 10^3}{0.9 \times 37.68 \times 62.8} = 1.7 \text{ M}$$

$$\tau_u = 1.7 \text{ M} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Donc : Pas de risque d'entraînement des barres.

III.2.5.4. Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99) :

$$l_s = \frac{f_e}{4\tau_u} \quad \text{Telque :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} \\ \tau_u = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.} \\ l_s = \frac{1 \times 4}{4 \times 2.8} = 35.27 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.2.5.5. Longueur d'ancrage d'après l'article : (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99) :

$$l_c = 0.4 l_s \quad l_c = 0.4 \times 35.27 = 14.1 \text{ cm.}$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : Longueur d'ancrage.

III.2.6. Vérification à l'ELS (Art A.4.5.2/BAEL 91) :

III.2.6.1. Vérification de la résistance à la compression du béton (Art 4.5.2 BAEL 91) :

σ_s $\bar{\sigma}_s$: dans l'acier

σ_b $\bar{\sigma}_b$: dans le béton

➤ *Aux appuis :*

a) **Dans le béton :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c2} = 1 \text{ M}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte de béton à la compression à l'ELS.

La section d'armature adoptée à l'ELU est : $A_a=1HA12= 1.13 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{1 A_a}{b_0 d} = \frac{1 \times 1.1}{1 \times 1} = 0.523 \quad \text{Donc :}$$

$$\rho_1 = 0.5 \quad \{ \beta_1 = 0.08, K_1 = 3.0 \}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{5.6 \times 10^3}{0.8 \times 1.1 \times 1^2 \times 1} = 314.02 M$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{3.0}{3.0} = 10.10 M \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \quad \bar{\sigma}_s = \frac{I_E}{\gamma_s} = \frac{4}{1.5} = 3 M$

$$\sigma_s = 314.02 M \quad \bar{\sigma}_s = 348 M \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ *En travées :*

a) Dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{1 A_t}{b_0 d} = \frac{1 \times 2.3}{1 \times 1} = 1.09 \quad \text{Donc}$$

$$\rho_1 = 1.09 \quad \{ \beta_1 = 0.856, K_1 = 19.72 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{5.673 \times 10^3}{0.856 \times 2.35 \times 18} = 156.674 M$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{1.6}{1.7} = 7.94 \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \quad \bar{\sigma}_s = \frac{I_E}{\gamma_s} = \frac{4}{1.5} = 348 M$

$$\sigma_s = 156.674 M \quad \bar{\sigma}_s = 348 M \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6.2. Vérification de la flèche (Art B.6.5.1/BAEL91) :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{2.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{1 M_0}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

h : hauteur de la section est égale à 21cm

L : portée libre est égale à 470 cm.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

A : section des armatures tendues.

M₀: moment max de la travée isostatique

$$\frac{2}{3} = 0.055 \quad \frac{1}{2.5} = 0.044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{2}{3} = 0.055 \quad \frac{5.6}{1 \times 8.1} = 0.04 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{2.3}{1 \times 1} = 0.0108 \quad \frac{3.6}{4} = 0.009 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que : $f \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \sqrt[3]{500} = 3600 \sqrt[3]{500} = 7.2 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5}{348} \frac{qsl^2}{EI}$$

Avec : \bar{f} : Flèche admissible.

E_V : Module de déformation différé.

$$E_V = 3 \sqrt[3]{f_{cz}} = 3 \sqrt[3]{2} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section ($n = E_s/E_b = 15$)

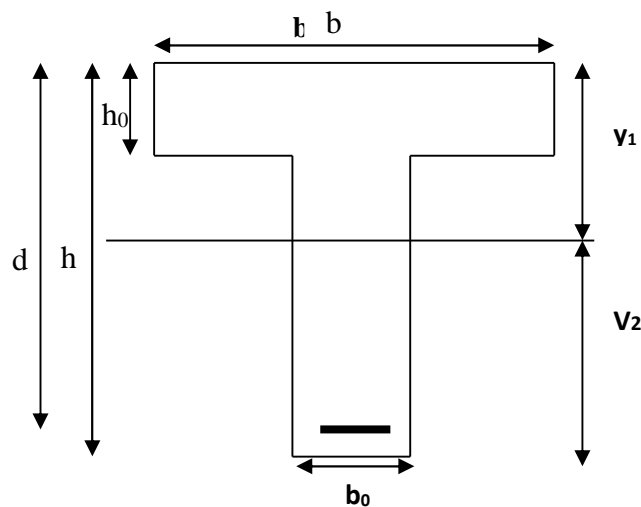


Figure III.8 : Coupe schématique de la section en T.

) **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A_t = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t$$

$$= 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

) Calcul de : Y_1 et Y_2

y_1 : position de l'axe neutre

Moment statique de la section homogénéisée

par rapport à xx :

$$S_{/xx} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_c) h_c \times \frac{h_c}{2} + 15 A_t d$$

$$= b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_c) \frac{h_c^2}{2} + 15 A_t d$$

$$= 12 \times \frac{2^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$$

$S_{/xx} = 3458.5 \text{ cm}^2$

$$y_1 = \frac{S_{/x}}{B_c} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ c}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ c}$$

I_c : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:

$$I_c = \frac{b_c}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_c) h_c \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right] + 15 A_t (y_2 - c)^2$$

$$= \frac{12}{3} (12.91^3 + 7.09^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.91 - 2)^2$$

$$= 2507.98 + 5772.76 + 4195.74$$

$I_c = 12476.48 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{5}{3} \times \frac{5.0 \times 3.6^2 \times 1^2}{E} = \frac{6}{1.8 \times 10^6 \times 1.4 \times 10^{-8}} = 0.000689 \text{ m} = 0.689 \text{ m}$$

$f = \bar{f} = 7.2 \text{ m}$ Condition vérifiée

III.3. Calcul des escaliers

III.3.1. Définition :

Un escalier est un élément en béton armé constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Se caractéristique dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et de type de bâtiment.

III.3.2. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure III.11 :

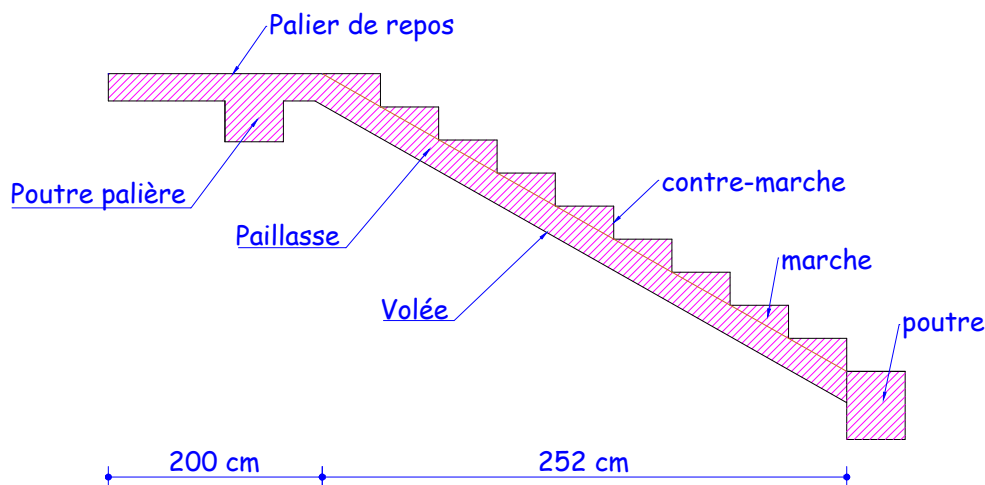


Figure III.11 : Schéma d'un escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Remarque :

Nous avons : Une volée d'étage courant et RDC d'une hauteur $H = 3.06\text{m}$

NB : Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple.

III.3.3. Pré dimensionnement de l'escalier :

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL, qui permet de pré dimensionner notre escalier.

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

Avec :

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de la marche (giron)

h : est le plus courant varie de 14 à 18 (17 en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne)

on prend : h = 17 cm

$$n = \frac{H}{1} = \frac{1}{1} = 9$$

$$g = \frac{l}{n} = \frac{2.5}{9} = 28 \text{ cm}$$

III.3.3.1. Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 28 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm} \quad 59 \text{ cm} \leq 62 \leq 66 \text{ cm.} \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4. Dimensionnement de la paillasse et de palier :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la condition suivante :

$$\frac{l}{3} \leq e_p \leq \frac{l}{2} \quad \text{avec} \quad L_1 = \text{longueur de la paillasse}$$

$$L_0 = \text{longueur réelle de la paillasse}$$

$$Tg = \frac{H}{L} = \frac{1}{2} = 0.607$$

$$L_0 = \frac{2}{c \cdot u} + 110 = 405.08 \text{ cm}$$

$$\frac{4.0}{3} \leq e_p \leq \frac{4.0}{2} \implies 13.50 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.25 \text{ cm}$$

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

Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers de bâtiment.

III.3.5. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.3.5.1. Charges permanentes :➤ **Paillasse :**

$$G=9.36 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Palier de repos :**

$$G=6.54 \text{ KN/m}^2$$

III.3.5.2. Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du (DTR B.C.2.2)

Qui est la même pour la paillasse et le palier.

$$Q=2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ kn/ml}$$

III.3.6. Calcul à l'ELU :**III.3.6.1. Combinaison des charges et surcharges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- Paillasse : $q_u = 1.35 \times 9.36 + 1.5 \times 2.5 = 16.38 \text{ [KN/ml]}$.
- Pallier : $q_u = 1.35 \times 6.54 + 1.5 \times 2.5 = 12.25 \text{ [KN/ml]}$.
- Mure extérieure : $P = 1.35 \times 3.74 = 5.05 \text{ [KN./ml]}$

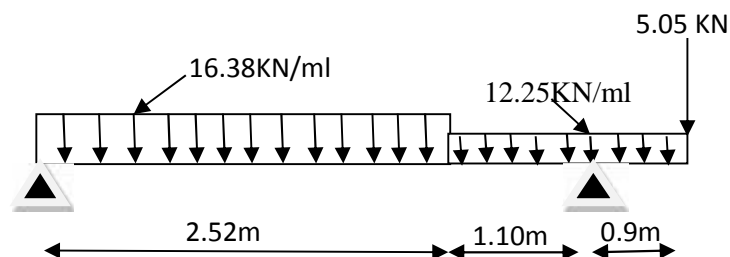
III.3.6.2. Efforts internes :**III.3.6.2.1. Calcul à l'ELU :**

Figure III.12. Schéma statique des escaliers d'étage courant

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = (qu_2 \times 2.52) + (qu_1 \times 2) - P \times 0.9 = (16.38 \times 2.52) + (12.25 \times 2) + 5.05$$

$$\Rightarrow RA + RB = 70.82 \text{ KN}$$

$$M/A = 0 : 3.62R_B - P - 12.25 \left(2 \times \frac{2}{2} \times 3.52 \right) + 16.38 \left[2.52 \times \left(\frac{2.5}{2} \right) \right] = 0$$

$$M/A = 0 \Rightarrow 12.25 \left(2 \times \frac{2}{2} \times 3.52 \right) + 16.38 \left[2.52 \times \left(\frac{2.5}{2} \right) \right] - 3.62R_B + 5.05 = 0$$

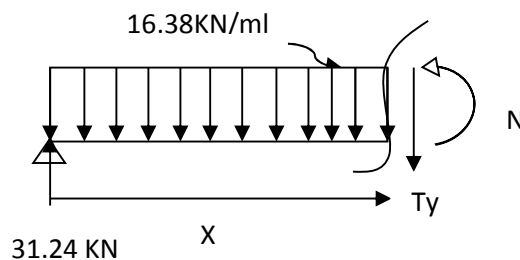
$$3.62 R_{BY} = 143.29 \text{ KN}$$

$$R_{AY} = 31.24 \text{ KN.}$$

$$R_{BY} = 39.58 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

) 1^{er} tronçon : 0 TMx TM 2.52m

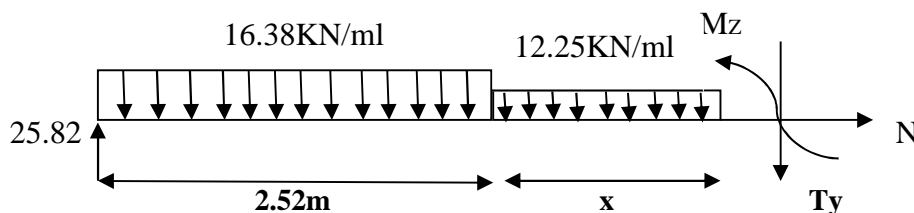


$$T_y = -16.38x + 31.24 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = 31.24 \text{ KN} \quad \text{pour } x=0 \\ T_y = -10.03 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 2.52 \end{array} \right.$$

$$X = 31.24 / 16.38 = 1.90 \text{ m}$$

$$M_z = -16.38 \frac{x^2}{2} + 31.24x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \quad \text{pour } x = 0 \\ M_z = 29.79 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 1.90 \\ M_z = 26.71 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 2.52 \end{array} \right.$$

) 2^{ème} tronçon : 0 TMx TM 1.10m :



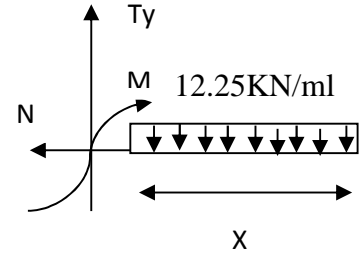
$$T_y = 12.25x + 16.38 \times 2.52 - 31.24 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = -10.03 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 0 \\ T_y = -23.50 \text{ KN} \quad \text{pour } x = 1.10 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -(16.38 \times 2.52 \times (1.26 + x)) - (12.25 \times \frac{x^2}{2}) + 31.24(2.52 + x) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 26.71 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 0 \\ M_z = 8.26 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 1.1 \end{array} \right.$$

3^{ème} tronçon : 0 TMx TM0.9m

$$T_y = 12.25x + 5.05 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = 5.05 \text{KN} \quad \text{pour } x = 0 \\ T_y = 16.07 \text{KN} \quad \text{pour } x = 0.9 \end{array} \right.$$

$$M_z = -12.25 \frac{x^2}{2} - 5.05 \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = -5.05 \text{KN.m} \quad \text{pour } x = 0 \\ M_z = -10.01 \text{KN.m} \quad \text{pour } x = 0.9 \end{array} \right.$$



Tronçon	Expression de Ty	Expression de Mz	x(m)	Ty(KN.m)	Mz(KN.m)
0 TM x TM 2.52m	16.38x+31.24	$-16.38 \frac{x^2}{2} + 31.24x$	0	21.82	0
			1.33	/	14.58
			2.52	-19.45	2.98
0 TM x TM 1.10m	12.25x+16.38×2.52-21.82	$-(16.38 \times 2.52 \times (1.26+x)) - (12.25 \times \frac{x^2}{2}) + 21.82(2.52+x)$	0	-19.45	0
			1.10	-32.90	-24.35
0 TM x TM 0.9m	12.25x	$-12.25 \frac{x^2}{2}$	0	0	0
			0.9	11.26	-4.96

Tableau III.2 : Récapitulatif des résultats trouvés

$T(x) = 16.38x + 31.24 \implies x = 1.90 \text{ m}$

Donc :

$M_z^{\max} = -16.38 \frac{(1.90)^2}{2} + 31.24(1.90)$

$M_z^{\max} = 26.71 \text{KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

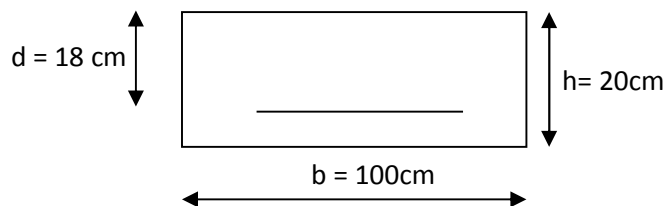
) Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -8.01 \text{KN.m}$

) en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 22.70 \text{KN.m}$

c) Calcul des armatures :

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion de section rectangulaire (b×h) de dimension

b=100[cm] ; h=20 [cm] ; d= 18 [cm]



) **En travée :**

$$M_u = -22.70 \text{KN.m}$$

) **Armatures principale :**

$$\mu_a \times \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.7 \times 10^3}{1 \times 1^3 \times 1.2} = 0.04 < \tilde{\mu}_r = 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\tilde{\mu}_a \times 0.04 \quad \mu_u \times 0.980$$

$$A_t = \frac{22.70 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 3.70 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA12 ($A_{AP} = 6.79 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{cm}$.

) **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.7}{4} = 1.96$$

On opte pour : 6HA10 ($A_r = 4.71 \text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{cm}$

➤ **Aux appuis :**

$$M_t = -8.01 \text{KN.m}$$

) **Armatures principales :**

$$\mu_a \times \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.0 \times 10^3}{1 \times 1^3 \times 1.2} = 0.017 < \hat{\mu}_r = 0.392$$

$$\mu_a \times 0.017 \quad \mu_u \times 0.991$$

$$A_t = \frac{8.0 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 1.29 \text{cm}^2$$

On opte pour : **6HA10** ($A_{pt} = 4.71 \text{cm}^2$) ; Avec un espacement de 20cm

) **Armatures de répartition :**

Pour des raisons de réalisation et de sécurité, on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour le palier et la pailasse

$$A_r \times \frac{A_r}{4} \times \frac{4.71}{4} \times 1.17 \text{ Cm}^2$$

On opte pour **6HA8** ($A_{rt} = 3.02 \text{cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{cm}$.

III.6.2.2. Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_a = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$; Condition est vérifiée

- Aux appuis : $A_{rt} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$; Condition est vérifiée

➤ **Espacement des barres :**

) **Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$ }
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$ } $< \min\{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$; Condition vérifiée

) **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$ }
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$ } $< \text{Min}\{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$; condition vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{V}{b} < \tau_u \text{ avec } V_{\max} = 31.24 \text{ KN}$$

) **Calcul la contrainte de cisaillement admissible (fissuration peu nuisible) :**

$$\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

) **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{31.24}{100 \cdot 18} = 0.173 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.173 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \tau_u \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art 5.1.3 BAEL 91 Modifiée 99) :**

) **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que $V_u < 0.4 \frac{f_{t28} a}{s}$ avec $a = 0.9d = 16.2 \text{ cm}$

$$31.24 < 0.4 \frac{2 \times 10 \times 1}{1.5} \times 0.1 = 1080 \text{ KN}$$

$$V_u = 31.24 < 1080 \text{ KN} \text{ condition vérifiée.}$$

)] Influence sur les armateurs :

$$A_u = \frac{S}{f} \times \left(T_u + \frac{M}{0.9d} \right) = \left(31.24 \times 10^3 + \frac{-8.0 \times 1}{0.9 \times 1} \right) \times \frac{1.1}{4} = 3.10 \text{ cm}^2$$

$A_u = 6.79 \text{ cm}^2 > A = 3.10 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

$$s = \frac{V_u^m}{0.9 \times d \times U_i} < \bar{s} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Il faut vérifier que : $\bar{s}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$U_i \times n = 6 \times 4.71 \times 1.2 = 33.91 \text{ cm}$$

$$s_{se} = \frac{31240}{0.9 \times 180 \times 150.7} = 1.27 \text{ MPa}$$

$s_{se} = 1.27 \text{ MPa} < \bar{s}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Ancrage des barres (A-6-1-23 BAEL91) :

)] La longueur de scellement est :

$$L_s \geq \frac{f_e}{4 s} \quad \text{Avec : } \bar{s} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s \geq \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} L_s = 45 \text{ cm} \\ L_c = 0.4 L_s = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_s \geq \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} L_s = 40 \text{ cm} \\ L_c = 0.4 L_s = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

III.3.7. Calcul à L'ELS :

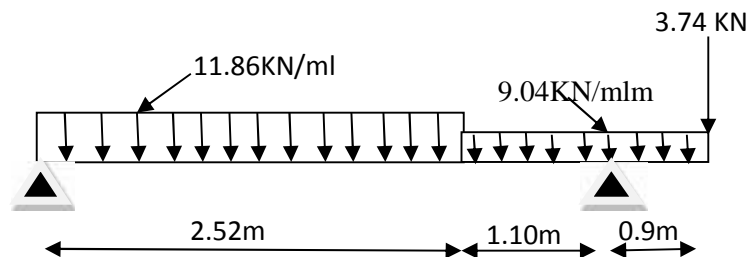


Figure III.13. Schéma statique des escaliers d'étage courant.

III.3.7.1. Combinaison de charge :

$$Q_s = G + Q$$

➤ **La paille :**

$$Q_s = 9.36 + 2.5 = 11.86 \text{ KN/ml}$$

➤ **Le palier :**

$$Q_s = 6.54 + 2.5 = 9.04 \text{ KN/ml}$$

$$P = 3.74 \text{ KN/ml}$$

III.3.7.2. Calcul des réactions aux appuis :

$$F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (9.04 \times 2) + (11.86 \times 2.52) + 3.74$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 55.70 \text{ KN}$$

$$M/A = 0 \Rightarrow 9.04(2 \times 3.52) + 11.86 \left[2.52 \times \left(\frac{2.5}{2} \right) \right] + 3.74 - 3.62 R_B = 0$$

$$R_A = 26.68 \text{ KN.}$$

$$R_B = 29.02 \text{ KN.}$$

III.3.7.3. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :) **1^{er} tronçon : 0 TMx TM 2.52m :**

$$T_y = -11.86x + 26.68 \quad \left\{ \begin{array}{ll} T_y = 26.68 & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -3.20 & \text{pour } x = 2.52 \end{array} \right.$$

$$X = 22.22 / 11.86 = 1.87 \text{ m}$$

$$M_z = -11.86 \frac{x^2}{2} + 26.68x \quad \left\{ \begin{array}{ll} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 30 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2.24 \text{ m} \\ M_z = 21.04 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2.52 \text{ m} \end{array} \right.$$

) **2^{ème} tronçon : 0 TMx TM 1.10m :**

$$T_y = -9.04x - 11.86 \times 2.52 + 26.68 \quad \left\{ \begin{array}{ll} T_y = -3.20 & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -13.15 & \text{pour } x = 1.10 \end{array} \right.$$

$$M_z = -[11.86 \times 2.52 \times (1.26 + x)] - (9.04 \times \frac{x^2}{2}) + 26.68(2.52 + x) \quad \left\{ \begin{array}{ll} M_z = 29.57 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 20.59 & \text{pour } x = 1.10 \end{array} \right.$$

3^{ème} tronçon : 0 TMx TM 0.90m :

$$T_y = 9.04x + 3.74 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{ll} T_y = 3.74 & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 11.87 \text{ KN} & \text{pour } x = 0.9 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -3.74 - 9.04 \frac{x^2}{2} \implies \begin{cases} M_z = -3.74 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = -7.40 \text{ KN} & \text{pour } x = 0.90 \text{ m} \end{cases}$$

$$T(x) = 11.86x + 26.68 \implies x = 2.25 \text{ m}$$

Donc :

$$M_z^{\max} = -11.86 \frac{(2.25)^2}{2} + 26.68(2.25)$$

$$M_z^{\max} = 30 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\begin{aligned} \text{) Aux appuis : } & M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -9 \text{ KN.m} \\ \text{) en travées : } & M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 25.50 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant : les valeurs complétés

III.3.7.4. Vérification à l'ELS :

III.3.7.4.1. Vérification de la résistance à la compression du béton (Art 4.5.2 BAEL 91) :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Dans le béton}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Dans l'acier}$$

➤ *En travées*

$$\begin{aligned} A_t &= 6.79 \text{ cm}^2 \\ M_t &= 25.50 \text{ KN.m} \\ d &= 18 \text{ cm} \end{aligned}$$

) **Dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 18} = 0.377$$

$$\rho_1 = 0.377 \quad s_1 = 0.905 \quad r_1 = 0.285 \quad \text{et} \quad K = \frac{r_1}{15(1 + Zr_1)} = \frac{0.285}{15 \times 1.285} = 0.026$$

$$r_1 = 0.285 \quad K = 0.026$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \cdot s_d} = \frac{25500}{6.79 \times 0.905 \times 18} = 230.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 230.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

) **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.026 \times 230.54 = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bc} = 6 \text{MPa} < \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_a = 4.71$$

$$M_a = 9 \text{ KN.m}$$

) **Dans les aciers :**

$$\dots_1 \times \frac{100}{b.d} \mid A_a \times \frac{100}{100} \mid \frac{4.71}{18} \times 0.261$$

$$\dots_1 = 0.261 \quad s_1 = 0.919 \quad \text{et} \quad r_1 = 0.243$$

$$K \times \frac{r_1}{15(1 Z r_1)} \times \frac{0.243}{15(1 Z 0.243)} \times 0.021$$

$$r_1 = 0.243 \quad K = 0.021$$

$$\tau_{st} \times \frac{M_a}{A_s \cdot s_d} \times \frac{9 \mid 10^6}{471 \mid 0.919 \mid 180} \times 115.51 \text{MPa} \Phi 348 \text{MPa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

) **Dans le béton :**

$$\tau_{bc} \times K \tau_{st} = 0,021 \times 115.51 = 2.42 \text{MPa}$$

$$\tau_{bc} = 2.42 \text{MPa} < \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

III.3.7.4.2. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a) $\frac{h}{L'} \mid \frac{1}{1}$ h : hauteur de la section est égale à 20cm.

b) $\frac{h}{L'} \mid \frac{M_t}{1 M_t}$ L' : portée libre est égale à 360cm.

c) $\frac{A_s}{b} \mid \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

$$\frac{h}{L} \mid \frac{1}{16} \mid \frac{20}{360} \times 0.055 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée}$$

(La condition 1 n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche).

➤ **Calcul de la flèche : [Art B.6.5.2 /BAEL91] :**

$$f = \frac{5qL^4}{3 E_v I_f} < \bar{f} = \frac{L}{5}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c} = 10818.87 \text{ Mpa}$$

Avec :

f : Flèche admissible

L : longueur de la poutre considérée.

M_s^t : Moment de service maximal en travée.

E_v : module de déformation différée du béton ;

I_{fi} : Inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

I_0 = moment d'inertie totale de la section homogène.

Avec :

E_v : Module de la déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c} = 10818.86 \text{ Mpa.}$$

$$q_s = \max \{ 11.86 \text{ KN/ml}, 8.70 \text{ KN/ml} \} = 11.86 \text{ KN/ml.}$$

I_{fv} : Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I_{fi} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_x = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \cdot h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bd + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 18}{100 \times 18 + 15 \times 6.79} = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{1}{3} (11.86^3 + 9.74^3 + 15 \times 6.79 (9.74 - 2)^2) = 76146.18 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 1.8 \times 36^4}{3 \times 1 \times 8 \times 1^3 \times 7 \times 1 \times 1^{-8}} = 0.3 \text{ m} < \bar{f} = \frac{3.6}{5} = 0.7$$

$f < \bar{f}$ La Condition est vérifiée.

Conclusion:

Sections d'armatures:

➤ **Aux appuis:**

- Armatures principales: **6 HA 10**
- Armatures de répartition: **6 HA 8**

➤ **En travée:**

- Armatures principales: **6 HA12**
- Armatures de répartition: **6 HA 10.**

Figure III.14. Ferrailage des escaliers

III.4. Calcul de la poutre palière**III.4.1. Introduction :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités, dans les poteaux. sa portée est de 3.90m

III.4.2. Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10}$$

$$26 \text{ cm} \leq h_t \leq 39 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm}$$

Le RPA exige que $b \geq 20 \text{ cm}$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4$$

Donc on fixe sa hauteur à 35 cm

➤ **Largeur :**

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit : $b \times 30 \text{ cm}$

Poutre palière => (30 | 35) cm²

III.4.3. Les charges revenant a la poutre :

Son poids : $G = 25 \times 0,35 \times 0,3 = 2,625 \text{ KN/ml.}$

Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 25,62 \text{ KN/ml.}$

Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 18,67 \text{ KN/ml.}$

➤ **Combinaison à considérer :**

) **ELU :**

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}.$$

$$q_u = 1,35 \mid (2.625) + 25.62 = 29.16 \text{ KN/ml.}$$

) **ELS :**

$$q_s = G + Q = G + R_{As}.$$

$$q_s = 2.625 + 18.67 = 21.30 \text{ KN/ml.}$$

III.4.4. Calcul du ferrailage (ELU):

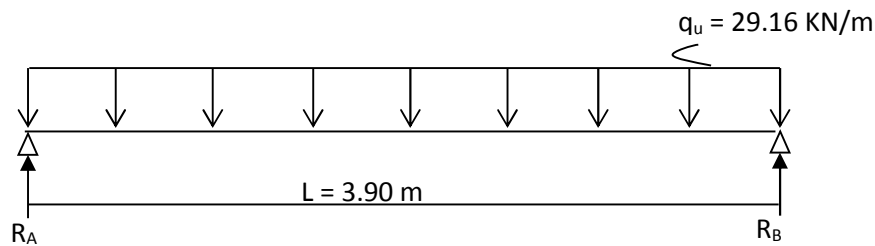


Figure III.15. Schéma statique de la poutre.

) **Réactions d'appuis:**

$$R_A \times R_B \times \frac{q_u \cdot L}{2} \times \frac{29.16 \mid 3.90}{2} \times 56.86 \text{ KN.}$$

) **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 \times M_{\max} \times \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} \times \frac{29.16 \mid (3.90)^2}{8} \times 55.44 \text{ KN.m.}$$

) **Correction des moments :**

- *Aux appuis :*

$$M_a = -0,3 M_o = -0,3 \mid 55.44 = -16.63 \text{ KN.m.}$$

- *En travée*

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 \mid 55.44 = 47.12 \text{ KN.m.}$$

) **Effort tranchant :**

$$T \times R_A \times R_B \times \frac{q_u \cdot \ell}{2} \times 56.86 \text{ KN.}$$

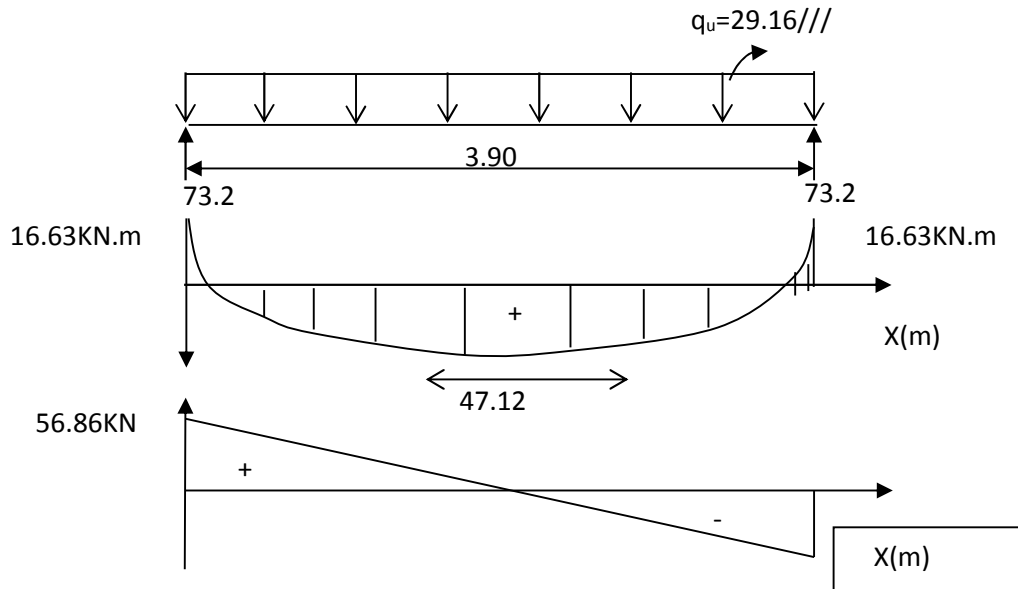


Diagramme des moments et efforts tranchants.

III.4.5. Calcul des armatures :

III.4.5.1. Armatures principales (longitudinal) :

) *En travée :*

$$M_u = 47.12 \text{ kN.m.}$$

$$\tilde{\sigma}_t = X \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = X \frac{47.12 \cdot 10^3}{30 \cdot (33)^2 \cdot 14,2} = X 0,10 < \tilde{\sigma}_e = X 0,392 \quad \text{SSA.}$$

$$\tilde{\sigma}_t = X 0,10 < \tilde{\sigma}_e = X 0,995$$

$$A_t = X \frac{47.12 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 33 \cdot 348} = X 4,12 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA14 (A = 4.62 cm²)**.

) *Aux appuis :*

$$M_u = - 16.63 \text{ kN.m}$$

$$\tilde{\sigma}_a = X \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = X \frac{16.63 \cdot 10^3}{30 \cdot (33)^2 \cdot 14,2} = X 0,035 < \tilde{\sigma}_e = X 0,392 \quad \text{SSA.}$$

$$\tilde{\sigma}_a = X 0,035 < \tilde{\sigma}_e = X 0,983$$

$$A_a \times \frac{M_u}{S.d. \cdot \frac{f_e}{\chi_s}} = \frac{16.63 | 10^3}{0.983 | 33 | 348} \times 1.47 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

III.4.6. Vérification :

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art a-4-2-1) :**

$$A_{\min} \times \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} \times \frac{0.23 | 30 | 33 | 2.1}{400} \times 1.19 \text{ cm}^2$$

-En travée :

$$4.62 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

-Aux appuis

$$3.39 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \alpha_s \cdot f_{t28} \quad \overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ϕu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\phi u_i \times n \cdot f_w \times 3 | f | 14 \times 131.88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} \times \frac{V_{u\max}}{0.9 d \phi u_i} \times \frac{56.86 | 10^3}{0.9 | 330 | 131.88} \times 1.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \times 1.45 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

- **Encrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} \times 0.6 \alpha_s^2 \cdot f_{t28} \times 0.6 | (1.5)^2 | 2.1 \times 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} \times 1.45 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- **Longueur de scellement droit (BAEL91 art a-6-1-2-3) :**

$$l_s \times \frac{W_{travée} \cdot f_e}{\tau_{su}} \times \frac{1.4 | 400}{4 | 2.835} \times 49.38 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$l_c = 0.4 \times l_s \text{ (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$l_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL91. art a.5-1-313) :**

) **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{b.a} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\alpha_b} \quad V_u^{\max} \leq 0.267.a.b.f_{c28}$$

a : désigne la longueur d'appuis égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 (33) = 297 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \mid 297 \mid 300 \mid 25 \times 579150 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} \times 56.86 \text{ KN} < 57.915 \text{ KN} \quad \text{CV.}$$

) **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{V_u \Gamma \frac{M_a}{0.9d}}{f_e / \alpha_s} \quad A_a \geq \frac{1.15}{f_e} V_u \Gamma \frac{M_u}{0.9d}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} 56.86 \mid 10^3 \geq \frac{16.63 \mid 10^6}{0.9 \mid 330} \times 2.49 \text{ cm}^2$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 2.49 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

III.4.5.2. Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **(BAEL 91 Art A7-2-2).**

$$w_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; w_\ell ; \frac{b}{10} \right\} \times \min \left\{ \frac{350}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right\}$$

Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la poutre...

$$t \leq \min \{10; 12; 30\} = 10 \text{ mm.}$$

$$t = 8 \text{ mm} < 10 \text{ mm} \rightarrow \quad \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm} ; CV}$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

) **Zone nodal :**

$$S_t \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \varnothing_1, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \min \left\{ \frac{3}{4}, 12 \times 1.4, 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 8.75, 16.8, 30 \text{ cm} \} = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

) **Zone courante :**

$$S_t \frac{h}{2}$$

$$S_t \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Exigences du RPA pour les aciers transversales (ART 7.5.2.2/RPA2003) :**

) **Zone nodale :**

$$S_t \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4 \right)$$

$$= \min (8.75 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm})$$

Soit :

On opte pour $S_{t \max} = 8 \text{ cm}$

) **Zone courante :**

$$S_t \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

Soit : $S_{t \max} \min (33.3 \text{ cm} ; 17.5 \text{ cm}) = 17.5 \text{ cm}$

On opte pour $S_{t \max} = 17 \text{ cm}$

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t \cdot b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 17.5 \times 30 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

A adopté > A_{\min} du RPA

III.4.7. Calcul à l'ELS :

) **La combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q = G + R_{As.} = 21.30 \text{ KN/ml.}$$

) Réaction :

$$R_A \times R_B \times \frac{q_s L}{2} \times \frac{21.30 | 3.90}{2} \times 41.53 \text{ KN.}$$

) Les efforts internes :

1) Effort tranchant :

$$T_A = - T_B = R_A = 41.53 \text{ KN. /ml.}$$

2) Moment isostatique :

$$M_{os} = M_{os} \times M_s \times \frac{q_s \cdot \ell^2}{8} \times \frac{21.30 | 3.90^2}{8} \times 40.50 \text{ KN.m}$$

➤ aux appuis :

$$M_a = - 0,3 | M_{os} = - 0,3 | 40.50 = - 12.15 \text{ KN.m}$$

➤ en travée :

$$M_t = 0,85 M_{os} = 0,85 | 40.50 = 34.43 \text{ KN.m}$$

III.4.8. Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes dans le béton (ART A.4.5.2/BAEL 91) :

Vérification de la condition suivante:

$$f_{bc} \leq \overline{f_{bc}}$$

$$\overline{f_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

) En travée :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{1 \times A_s}{b \times d} = \frac{1 \times 4.6}{3 \times 3} = 0.46$$

$$\rho = 0.46 \quad \{ \beta_1 = 0.908; k_1 = 39.35 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{1.6 \times 10^3}{0.9 \times 3.3 \times 3} = 169.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{169.04}{39.35} = 4.3 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

- Contraintes dans les aciers

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 169.04 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} = \frac{4}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

169.04 MPa < 348 MPa condition vérifiée.

J) Aux appuis :

- Contraintes dans le béton :

$$= \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342$$

$$= 0.342 \quad \left\{ \begin{array}{l} i_1 = 0.921, \\ k_1 = 48.29 \end{array} \right.$$

$$s = \frac{M_{sa}}{i_1 \times A_s \times d} = \frac{5.87 \times 10^3}{0.921 \times 2.36 \times 32} = 84.39 \text{ MPa}$$

$$bc = \frac{s}{K_1} = \frac{84.39}{48.29} = 1.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{CV.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = 84.39 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f}{\gamma_s} = \frac{4}{1.5} = 348 \text{ Mpa}$$

$$84.39 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➤ Etat limite d'ouvertures des fissurations :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors il est inutile de faire cette vérification.

➤ Etat limite de déformation (ART B.6.5.2/BAEL91) :

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

- $\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16}$ avec : h : hauteur de la section est égale à 35 cm.
 - $\frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 385 cm.
 - $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.
- Ms_t : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{390} = 0.090 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \quad 0.090 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{385} = 0.090 \\ \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{34.43}{10 \times 40.50} = 0.085 \end{array} \right\} \quad 0.09 > 0.085 \quad \text{CV}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0035 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \quad 0.0035 \leq 0.0105 \quad \text{CV}$$

Remarque :

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5. Etude de la poutre de chaînage

II.5.1.Introduction :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.5.1.Pré dimensionnement :

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_m}{1} \leq h_t \leq \frac{L_m}{1}$$

Avec :

-) h_t : hauteur de la poutre.
-) L_m : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$$L_m = 3 \text{ m} - 3 \text{ m} = 3 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10}$$

$$24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$$

On opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

- **Largeur :**

La largeur de la poutre de chaînage est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$\text{D'où : } 0.4 \times 35 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 35 \text{ cm} \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Selon le RPA : $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ on opte pour $b = 30 \text{ cm}$.

III.5.2. Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003) :

$b \geq 20 \text{ cm}$	$30 > 20 \text{ cm}$	condition vérifiée
$h_t \geq 30 \text{ cm}$	$35 > 30 \text{ cm}$	condition vérifiée
$h_t / b \leq 4$	$35/30 = 1.16 < 4$	condition vérifiée

Donc la poutre chaînage a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.5.3.Détermination des charges et surcharges :

➤ **Les charges permanentes :**

) **Poids propre de la poutre :**

$$G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.19 \text{ kN/ml}$$

) Poids du mur :

$$G = 2.36 \text{ KN/m}^2 \text{ pour le mur double cloison}$$

$$(3.06 - 0.35) \times 2.36 = 6.395 \text{ kN/ml}$$

) Poids de plancher :

$$(G = 5.50 \text{ KN/m}^2)$$

A vérifié

$$\frac{5.5}{2} \times 0.65 = 1.70$$

$$G = 2.19 + 6.395 + 1.70 = 10.28 \text{ kN/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation : (étage courant $Q = 1.5$)

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ kN/ml}$$

) Combinaison de charges :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5$$

$$q_u = (1.35 \times 10.28) + (1.5 \times 0.49)$$

$$q_u = 14.61 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 10.28 + 0.49$$

$$q_s = 10.77 \text{ kN/ml}$$

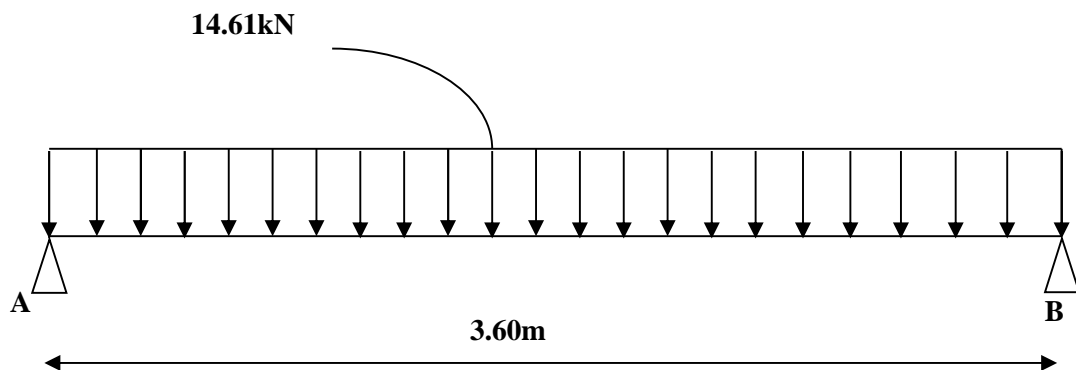
III.5.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Figure.III.17. Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

➤ Effort tranchant :

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{14.61 \cdot 3.60}{2} = 26.298 \text{ kN}$$

➤ **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{\bar{q} \cdot l^2}{8} = \frac{1 \cdot 6 \cdot 6^2}{8} = 23.66 \text{ KN}$$

) *En travée* : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 23.66 = 20.11 \text{ kN.m}$

) *Aux appuis* : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 23.66 = -7.09 \text{ Kn}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

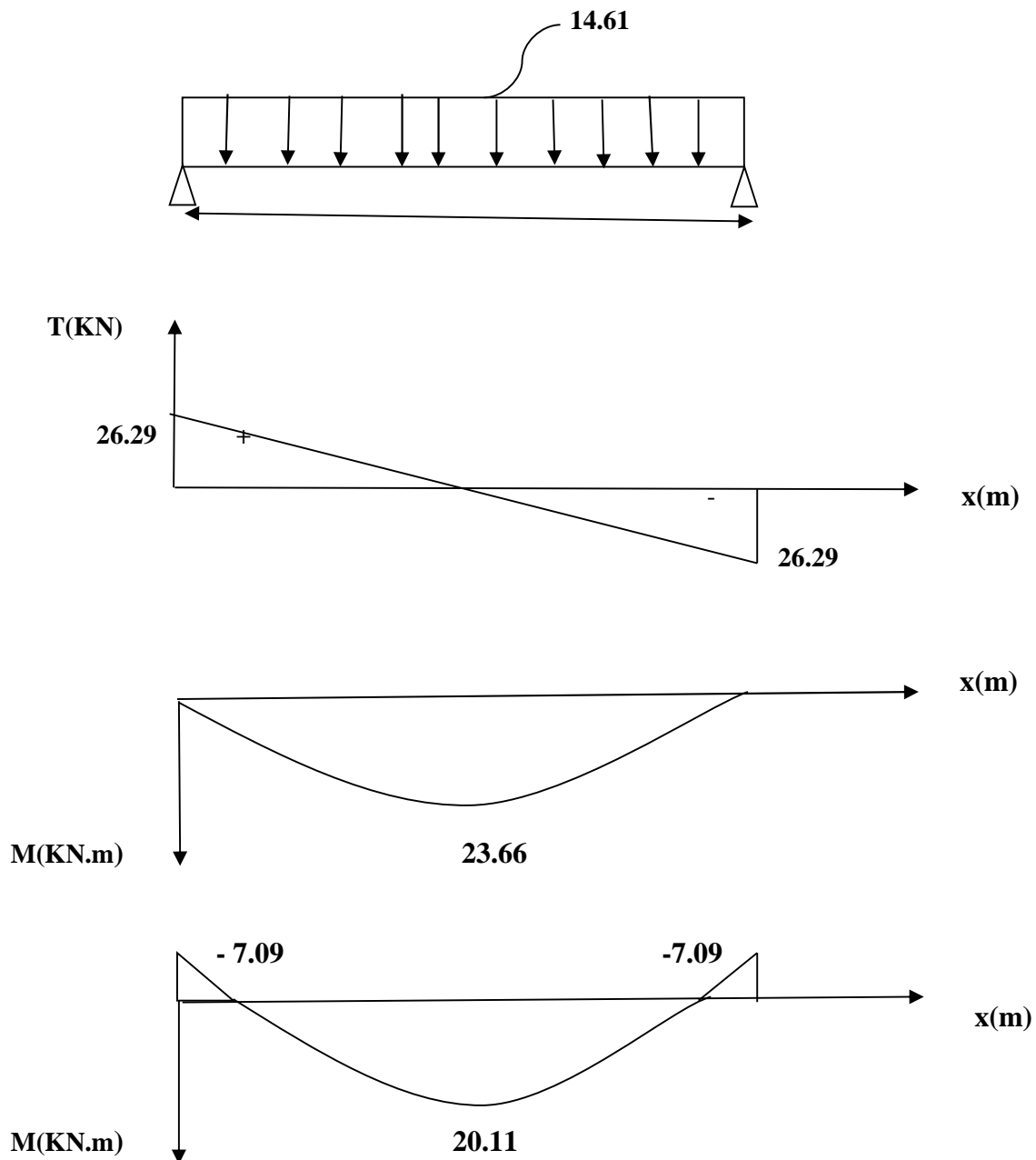


Diagramme des moments et des efforts internes à l'ELU.

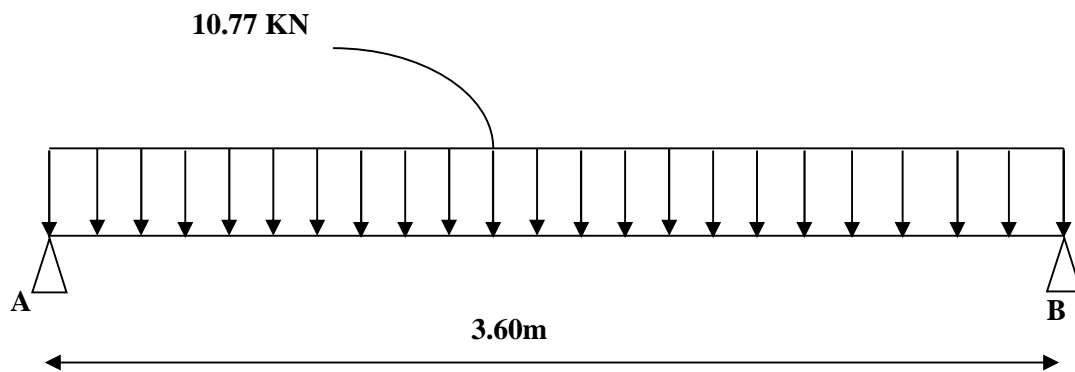
III.5.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

Figure III.18. Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

➤ **Effort tranchant**

$$T = \frac{10,77 \times 3,60}{2} = 19,83 \text{ KN}$$

➤ **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{10,77 \cdot 3,6^2}{8} = 17,44 \text{ KN.m}$$

) *En travée* : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 17,44 = 14,82 \text{ kN.m}$

) *Aux appuis* : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 17,44 = -5,23 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

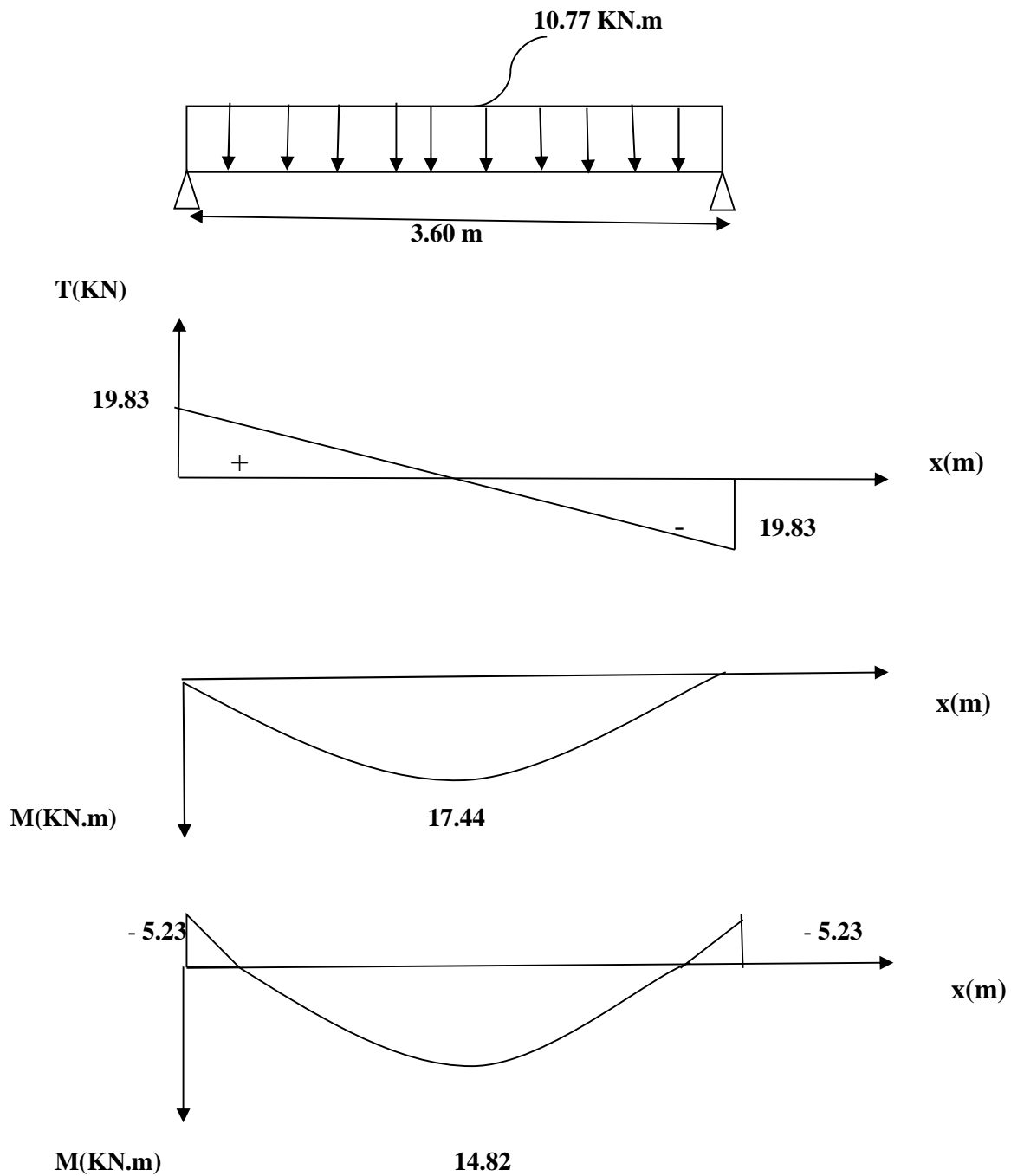


Diagramme des moments et des efforts internes à l'ELS

III.5.6. Ferrailage à ELU :

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_0}$$

Avec:

$$f_{td} = \frac{0.8 f_c}{\gamma_{fb}} = \frac{0.8 \times 14.2}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 20.11 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h \times 0.9 = 35 \times 0.9 = 31.5 = 32 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{2.1 \times 10^6}{3 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.046$$

$\mu = 0.046 < \mu_1 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.046 \rightarrow \rho = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_t}{d \cdot s}$$

Avec : $s = \frac{f_e}{1.1} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$

$$A_t = \frac{2.1 \times 10^6}{0.9 \times 31.5 \times 348} = 185.02 \text{ mm}^2 = 1.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3 \text{ cm}^2 = 4.6 \text{ cm}^2$.

➤ aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{td}}$$

$$\mu = \frac{7.0 \times 10^6}{3 \times 31.5^2 \times 14.2} = 0.016$$

$\mu = 0.016 < \mu_1 0.392$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.016 \rightarrow \rho = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_a}{d \cdot s}$$

Avec : $s = \frac{f_e}{1.1} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$

$$A_a = \frac{7.0 \times 10^6}{0.9 \times 31.5 \times 348} = 64.18 \text{ mm}^2 = 0.64 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3 \text{ cm}^2 = 3.3 \text{ cm}^2$.

III.5.7. Vérification à ELU :

➤ Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_a \cdot \epsilon > A_m$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{ct} = 0.6 + 0.06 f_c = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_m = \frac{0.2 \times 3 \times 3 \times 2.1}{4} = 1.159 \text{ cm}^2$$

) **En travée :**

$$A_T = 4.62 \text{ cm}^2 > A_m = 1.159 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

) **Aux appuis :**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_m = 1.159 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_m}{b d}$$

Avec : T_m : effort tranchant.

$$T_m = 26.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26.29 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{ct}}{b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ fissurations peu nuisibles.}$$

Avec :

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{2}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.3/BAEL91 / modifiée 99) :**

) **Influence sur le béton :**

$$T_m = 0.4 \times \frac{f_c}{b} \times a \times b$$

Avec :

$$T_m = 26.29 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$b = 1.5$$

$$T_m = 0,4 \times \frac{25}{1.5} \times 0,9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN}$$

$$T_m = 34.99 \text{ KN} \quad 480 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

) **Influence sur les armatures :**

$$\left(T_m + \frac{M_m}{0.9d} \right) \frac{s}{f_e} < A$$

Avec :

$$s = 1.15 \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad M_m = 7.09 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_m = 26.29 \text{ KN}$$

$$\left(26.29 + \frac{7.09}{0.9 \cdot 3} \right) \frac{1.15}{400} = 0.048 \text{ cm}^2 < A_a = 4.62 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

$$s = \frac{V_u^m}{0.9 \times d \cdot U_l} < \bar{s} = \psi_s \cdot f_{ct}$$

Avec : ψ_s Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

Avec :

u_i : somme des périmètres utiles des barres

$u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot \pi \cdot 1.4 = 13.19 \text{ cm}$, n : nombre de barres.

$$s = \frac{2.2}{0.9 \times 3 \times 1.1} \times 10 = 0.692 \text{ MPa}$$

$$s = 0.692 \text{ MPa} \quad \bar{s} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.5.8. Calcul des armatures transversal :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91) :

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{3}, \phi_l, \frac{b}{1} \right\}$$

Avec :

ϕ_t : diamètre des armatures transversal.

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{3}{3}, 1.4, \frac{3}{1} \right\} = \min \{1, 1.4, 3\} = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de **HA8**.

III.5.8.1. Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

) **Zone nodal :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \varnothing_1, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t = \min \left\{ \frac{3}{4}, 12 \times 1.4, 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 8.75, 16.8, 30 \text{ cm} \} = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

) **Zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{2}$$

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.5.9.Vérification à l' ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton (ArtA.4.5.2 / BAEL91 modifiées 99) :**

$$\sigma_b \quad \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_c$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

) **En travée :**

$$b = \frac{1}{K_1} \times s$$

$$s = \frac{M_s}{\sigma_b \cdot A_s}$$

Avec :

$$M_s = 14.82 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$i = \frac{1}{b \cdot d} \cdot A_s = \frac{1}{3 \times 3} \cdot 6 = 0.48$$

$$i = 0.48 \quad i = 0.895 \quad K_1 = 32.62$$

$$s = \frac{1.8 \cdot i^3}{0.8 \cdot 3 \times 4.6} = 112 \text{ MPa}$$

$$b = \frac{1}{3 \cdot 6} \times 112 = 3.43 \text{ MPa}$$

$$b = 3.43\text{MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

) Aux appuis :

$$b = \frac{1}{K_1} \times s$$

$$s = \frac{M_s}{d \cdot A_s}$$

$$M_s = 5.23\text{KN.m}$$

$$A_s = 3.39\text{cm}^2$$

$$i = \frac{1}{b \cdot d} \cdot A_s = \frac{1}{3} \times 3.3 = 0.35$$

$$i = 0.35 \quad i = 0.908 \quad K_1 = 39.35$$

$$s = \frac{5.2 \cdot 1^3}{0.9 \times 3 \times 3.3} = 53.56\text{MPa}$$

$$b = \frac{1}{3} \times 53.56 = 1.53\text{Mpa}$$

$$b = 1.53\text{M} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ M}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{1}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{1 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{b} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale. (h = 35 cm)

l : porté entre nue d'appuis. (l = 3.90)

M_t : Moment max en travée. (M_t = 14.82)

M₀ : Moment max de la travée isostatique. (M₀ = 23.66KN)

A_t : Section des armatures. (A_t = 4.62cm²)

b : largeur de la nervure. b = 30 cm

d : hauteur utile de la section droite. (d = 32cm)

$$1) \frac{h}{l} = \frac{3}{3} = 0.0 \quad \frac{1}{1} = 0.0 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{3}{3} = 0.0 \quad \frac{M_t}{1 \cdot M_0} = \frac{1.8}{1 \times 2.6} = 0.0 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{b} = \frac{4.6}{3 \times 3} = 0.0 \quad \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{4} = 0.0 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.

Conclusion :

le ferrailage de la poutre chinage sera comme suit :

➤ *Armatures longitudinales :*

-) **3HA14** filantes pour le lit inférieur.
-) **3HA12** filantes pour le lit supérieur.

➤ *Armatures transversales :*

1cadre et 1 étrier en **H**

III.6. CALCUL LES BALCONS

III.6.1 Introduction :

Le balcon est considéré comme une console encadrée au niveau de la poutre du plancher et libre encastree sur deux appuis. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h = 1.20\text{m}$.

Ce type de balcon est soumise à une charge concentrée verticale (G1) due au poids propre du garde-corps, ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G et Q. Le ferrailage ce fera pour une bande de 1m, en flexion simple.

III.6.2. Pré dimensionnement :

On a balcon appui sur deux appuis donc :

$$\frac{L}{3} = \frac{1}{3} = 4,28 \quad \text{e} \quad \frac{L}{3} + \frac{1}{3} = 5$$

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12 cm (RPA99/version 2003) Soit : $e=15\text{cm}$.

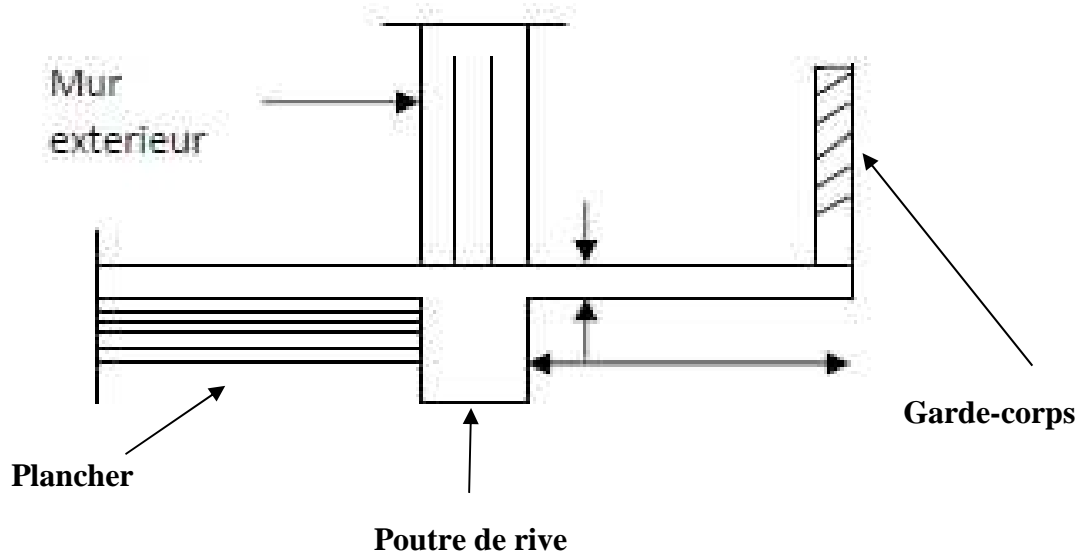


Figure III.20 : Détermination des charges et surcharges.

III.6.3. Détermination des charges et surcharges :

❖ Poids propre revenant au balcon :

$$G = 5.79 \text{ KN/m}^2.$$

❖ Charges permanentes concentrées:

$$P = 1.62 \text{ KN}$$

❖ Charges concentrée : due au poids de garde-corps :

$$p_{\text{mur}} = \text{poids de brique creuse} + 2 \times (\text{poids de l'enduit en ciment}, (e_p = 2\text{cm}).$$

$$G2 = 1.62 \times 1\text{m} \times 1.5\text{m} = 2.43\text{KN}$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (DTR B.C.2.2).}$$

❖ Charge due à la main courante :

$$Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2.$$

III.6.4. Combinaisons des charges :

a) Combinaisons des charges à l'ELU :

➤ La dalle :

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.79) + (1.5 \times 3.5) = 13.06 \text{ KN/ml.}$$

➤ Le garde-corps :

$$q_{u2} = (1.35 \times G) \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 2.43 = 3.28 \text{ KN/ml.}$$

➤ La main courante :

$$q_{u3} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

b) Combinaisons des charges à l'ELS :

Pour la dalle : $q = G + Q$ KN/ml

$$q \times 5.79 + 3.5 \times 9.29 \text{ KN ml}$$

Pour le garde-corps : $g = G = 2.43$ KN ml

III.6.5. Ferrailage des balcons :

III.6.5.1. Ferrailage à l'ELU :

a) Calcul du moment sollicitant :

) ELU :

$$\text{Moment dû à la charge } q_u : M_1 = \frac{q_{u1} L^2}{2}$$

$$M_{qu} = 13.06 \times (1.5)^2 / 2 = 14.69 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment dû à poids du garde-corps : } M_2 = q_{u2} \times L$$

$$M_{gu} = 3.28 \times 1.5 = 4.92 \text{ KNm}$$

Le moment total est : $M_u = M_{qu} + M_{gu}$

$$M_u = 14.69 + 4.92 = 19.61 \text{ KN/m}$$

) ELS :

Moment provoqué par charge q_s :

$$M_{qs} = q_s L^2 / 2 = 9.29 \times (1.5)^2 / 2 = 10.45 \text{ KNm}$$

Moment provoqué par surcharge g_s :

$$M_{gs} = g_s \times L = 2.43 \times 1,5 = 3.64 \text{ KNm}$$

Moment total: $M_s = M_{qs} + M_{gs}$

$$M_s = 10.45 + 3.64 = 14.09 \text{ KN/m}$$

b) Calcul du ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

b-1) Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}; c = 2.5 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{1.6 \times 10^3}{1 \times 1.5^2 \times 1.2} = 0.088$$

$0.088 < 0.392$ > section simplement armée

$$\mu_u = 0.088 \Rightarrow \xi = 0.954$$

$$\xi_{st} = \frac{f_s}{f_b} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s} = \frac{1.6 \times 10^3}{0.9 \times 1.5 \times 3} = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12 = 5.65 cm²** avec **St = 25 cm**

b-2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.6}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA8 = 2.51 cm²** avec **S_r = 20 cm**

c) Vérification à L'E.L.U :

➤ **condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99] :**

$$A_s > A_{min}$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t2}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{4} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$f_{t2} = 0,6 + 0,06f_{c2} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ M}$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,50 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

➤ **Vérification au Contrainte de cisaillement [BAEL 91 /ART A.5.1.21] :**

La fissuration est préjudiciable

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min = \left\{ \frac{0.1 f_c}{\gamma_c}; 4 \right\} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} < \bar{\tau}_u$$

$$\checkmark V_u = q_u \times L + q_u = 13.06 \times 1.5 + 3.28 = 22.87 \text{ KN}$$

$$\checkmark \tau_u = \frac{2.8 \times 10^3}{1 \times 1} = 0.18 \text{ M}$$

$$\checkmark \tau_u = 0.18 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ *Vérification de l'adhérence dans les barres :*

$$\tau_s < \bar{\tau}_u = \psi \cdot f_{t2} \quad \text{avec : } \tau_s = \frac{V_u}{0.9d \cdot u_t}$$

u_t Somme des périmètres utiles des barres

$$u_t = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\therefore \tau_s = \frac{V_u}{0.9d \cdot u_t} = \frac{2.8 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 188.4} = 1.079 \text{ MPA.}$$

$$\tau_s = 1.079 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi \cdot f_{t2} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \quad \text{c.v}$$

il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

c-4) Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 91 /ART A.6.1, 23] :

$$L_s = \frac{f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{1 \times 4}{4 \times 2.8} = 42.32 \text{ cm} > e = 15 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0.4 L_s = 17 \text{ cm}$$

III .6.5.2. Vérifications à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

$$\rho_1 = \frac{1 \times A_s}{b \times d} = \frac{1 \times 5.6}{1 \times 1.5} = 0.452.$$

$$\rho_1 = 0.452 \begin{cases} \beta_1 = 0.898 \\ K_1 = 34.02 \end{cases}$$

➤ Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}.$$

$$\sigma_s = \frac{1.4 \times 10^6}{0.8 \times 1 \times 5} = 164.77 \text{ M}$$

$$\bar{\sigma}_s = m \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t2}} \right\}.$$

$$\bar{\sigma}_s = m \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C.V}$$

Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

➤ Vérification des contraintes dans le béton : [BAEL 91 /ART A.4.5.2]

Il faut vérifier que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0.60 f_c = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{164.77}{34.02} = 4.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \quad \text{C.V}$$

➤ Etat limite de déformation :

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

$$J) \frac{h}{L} = \frac{1}{1} = 0.1 \quad \frac{1}{1} = 0.06 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$J) \frac{h}{L} = \frac{1}{1} = 0.1 \quad \frac{M_s}{1 M_0} = \frac{1.0}{1 \times 1.0} = 1 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$J) \frac{A}{d} = \frac{5.5}{1 \times 1.5} = 0.00452 \quad \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{4} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

Conclusion :

Les balcons seront ferrillés comme suit :

➤ **Armatures principales :**

$$5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}.$$

III.7.ETUDE DE DALLE PLEINE

III.7.1. Introduction :

Notre dalle pleine est située dans la cage d'ascenseur. Elle est isolée et reposée sur trois cotés.

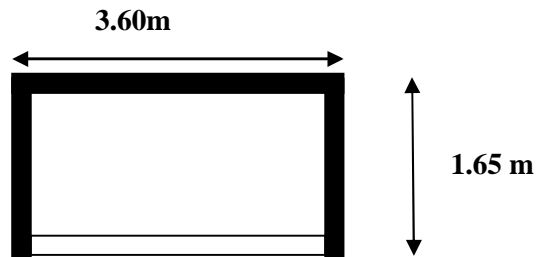


Figure III.22. Schéma statique de la dalle pleine.

On utilise le théorème des lignes de rupture



$$L_x = 1.65\text{m}$$

$$L_y = 3.60\text{m}$$

$$L_x = 1.65 < L_y / 2 = 1.80\text{m}$$

On est dans le deuxième cas donc :

$$\begin{cases} M = q \frac{L_x^2}{6} \\ M = \frac{q \times L^2 \times L'}{2} = \frac{2 \times q \times L'x}{3} \end{cases}$$

Charge et surcharge

$$G = 5.78\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

III.7.2. Calcul des sollicitations :

➤ A L'ELU :

$$q_u = 1,35 \times 5,78 + 1,5 \times 3,5 = 13,053 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y^0 = \frac{1 \cdot 0 \times 1,6^3}{6} = 9,77 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{1 \cdot 0 \times 1,6^2 \times 3,6}{2} - \frac{2 \times 1 \cdot 0 \times 1,6^3}{3} = 24,87 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^T = 0,85 \times M_x^0 = 21,13 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{sens x-x} \\ M_x^A = 0,5 \times M_x^0 = 12,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y^T = 0,85 \times 9,77 = 8,30 \longrightarrow & \text{sens y-y} \\ M_y^A = M_x^0 = 12,43 \end{cases}$$

➤ **A L'ELS**

$$q_s = 5,78 + 3,5 = 9,28 \text{ KN/m}^2$$

$$M_y^0 = \frac{9,2 \times 1,6^3}{6} = 6,94 \text{ KN.m}$$

$$M_x^0 = \frac{9,2 \times 1,8^2 \times 3,9}{2} - \frac{2 \times 9,2 \times 1,8^3}{3} = 17,68 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_x^T = 0,85 \times M_x^0 = 15,28 \longrightarrow & \text{sens x-x} \\ M_x^A = 0,5 \times M_x^0 = 8,84 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y^T = 0,85 \times M = 5,899 \longrightarrow & \text{sens y-y} \\ M_y^A = M_x^A = 8,84 \end{cases}$$

III.7.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 15 \text{ cm}, \quad d = 12,5 \text{ cm}, \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

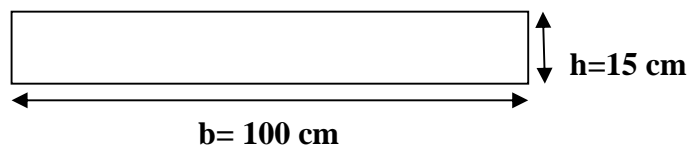


Figure III.23. Section de la dalle pleine a ferrailé.

Elément	Sens	Moments (KN.m)	μ_{bu}	η	Z (m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
Travée	X-X	21.13	0.12	0.160 3	0.93 6	6.61	5T14=7.70
	Y-Y	8.83	0.04 9	0.061 5	0.97 5	2.69	5T12=5.65
Appui		12.84	0.07 2	0.093 5	0.96 3	3.93	5T12=5.65

Tableau III.3. Calcul des armatures principales.

1) Espacement :

Parallèle à Lx : St min (3*e , 33cm)

Parallèle à Ly : St min (4*e , 45cm)

Parallèle à Lx: St min (3*15, 33cm) = 33cm.

Parallèle à Ly: St min (4*15, 45cm) = 40cm.

On prend

Parallèle à Lx: St =20cm.

Parallèle à Ly: St =20cm.

2) Vérification :

➤ Vérification à l'ELU :

) L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{uR}$

$$\tau_{uR} = \min \left(0.2 \frac{f_c}{\gamma_E} ; 5\text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} = \frac{9.28 \times 10^3}{125 \times 100} = 0.742 \text{ M}$$

$$\tau_u = 0.742 \text{ M} < \tau_{uR} = 3.33 \text{ M} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Y'a pas de risque de rupture par cisaillement)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

) Condition de non fragilité :

$$A_m = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t2}}{f_c} = 0.23 \times 1 \times 1.25 \times \frac{2.1}{400} = 1.50 \text{ cm}^2$$

1,5 < 5.65.....c'est vérifié

) Vérification des aciers minimaux dans la dalle :

$$A_y^t = A_x^t \longrightarrow 5.65 > \frac{7.7}{4} = 1.925 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

➤ Vérification à l'ELS :

) La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b \quad \overline{\sigma_b} ; \cdot \quad \overline{\sigma_b} = 348 \text{ MPA}$$

$$M_x^s = 17.68 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^s = 6.94 \text{ KN.m}$$

On a : $A_s = 6.61 \text{ cm}^2$

Sens X - X :

$$\rho_1 = \frac{1}{1} \frac{6.6}{1.5} = 0.528 \longrightarrow \{ \beta_1 = 0.891, K_1 = 30.91 \}$$

) Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{1.6 \times 1}{0.8 \times 6 \times 1} = 240.1 \quad \overline{\sigma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Dans le béton :

$$\text{On doit vérifier} \quad \sigma_D = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \overline{\sigma_D} = 0.6 f_{t2} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = \frac{2.1}{3.9} = 7.76 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Sens Y-Y :

$$\rho_1 = \frac{1}{1} \frac{2.6}{1.5} = 0.0.224 \quad \{ \beta_1 = 0.924, K_1 = 50.79 \}$$

) Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{6.9 \times 1}{0.9 \times 5 \times 1} = 106.34 \quad \overline{\sigma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Dans le béton :

On doit vérifier $\sigma_D = \frac{\sigma_s}{k_1}$ $\bar{\sigma}_D = 0.6f_{ct2} = 15 \text{ Mpa}$

$\sigma_D = \frac{1.3}{5.7} = 2.09 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$ condition vérifié.

III.4. Vérification de la flèche :

Sens X – X

$\frac{t}{l} = \frac{0.1}{1.8} = 0.083 < \frac{1}{1} = 0.062$ Condition vérifié.

$\frac{t}{l} = \frac{0.1}{1.8} = 0.083 < \frac{M}{1 \text{ MG}}$ Condition vérifié.

$\frac{A}{b} = 0.009 < \frac{4.2}{f}$ condition vérifié.

Sens Y-Y :

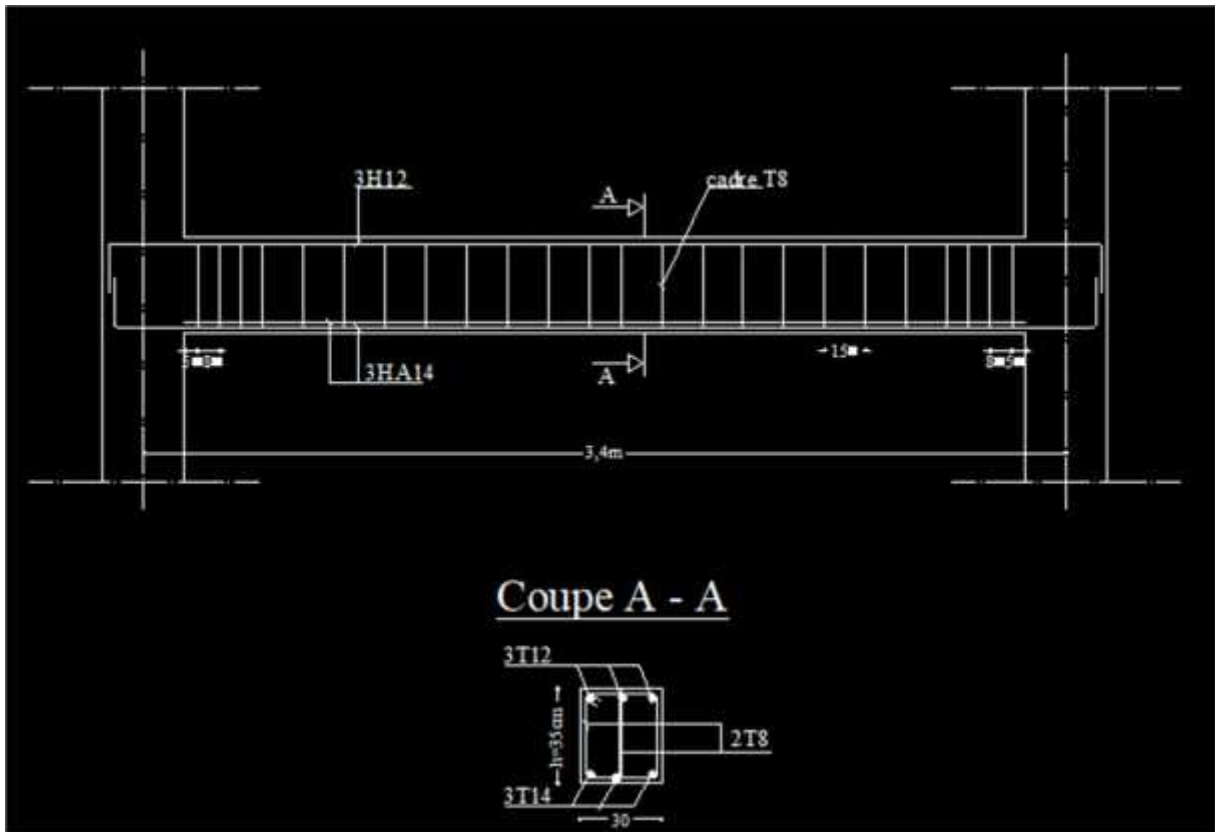
$\frac{ht}{l} = 0.038 < \frac{1}{1} = 0.062$ Condition vérifié.

$\frac{ht}{l} = \frac{0.1}{1.8} = 0.038 < \frac{M}{1 \text{ MG}} = 0.084$ Condition vérifié.

$\frac{A}{b} = 0.005 < \frac{4.2}{f}$ condition vérifié

Remarque :

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



III.8.CALCUL DE L'ACROTÈRE

III.8.1.Introduction :

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à l'effort « **G** » du à son poids propre et à un effort horizontale « **Q** » du à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

III.8.2.Dimension de l'acrotère :

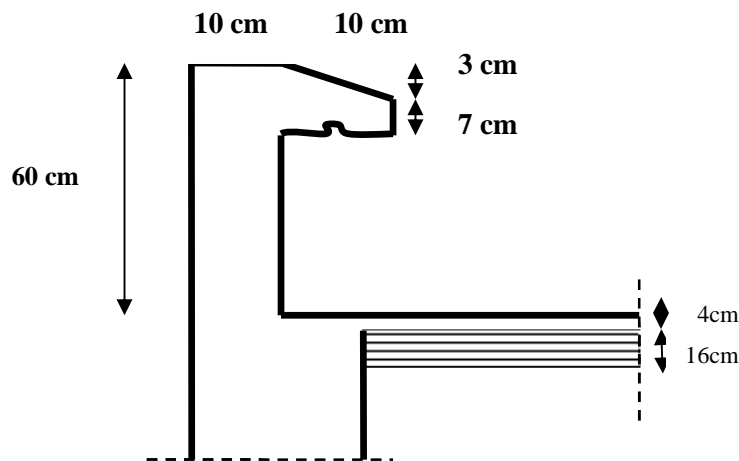


Figure III.25.Schéma statique de l'acrotère :

III.8.2.1.Détermination des sollicitations :

$$G = \text{béton} \times S$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.01) / 2 = 0.0685 \text{ m}$$

) Poids propre de l'acrotère :

$$G = 25 \times 0.0685 = 1.712 \text{ KN/ml}$$

) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.00 \text{ KN /ml}$$

) Effort normal dû au poids propre

$$G : N = G \times 1\text{ml} = 1.712 \text{ KN}$$

) Effort tranchant :

$$T=Q \times 1\text{ml} = 1.00 \text{ KN}$$

) Moment fléchissant max dû a la surcharge

$$Q : M=T \times H=Q \times 1\text{ml} \times H=0.60 \text{ KN m}$$

III.8.2.2. Combinaison des charges :

❖ **A l'ELU :**

$$N_u=1.35 \times G=1.35 \times 1.712 = 2.311 \text{ KN}$$

$$M_u=1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KNm}$$

❖ **A l'ELS:**

$$N_s=1.819 \text{ KN}$$

$$M_s=0.60 \text{ KNm}$$

III.8.2.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée

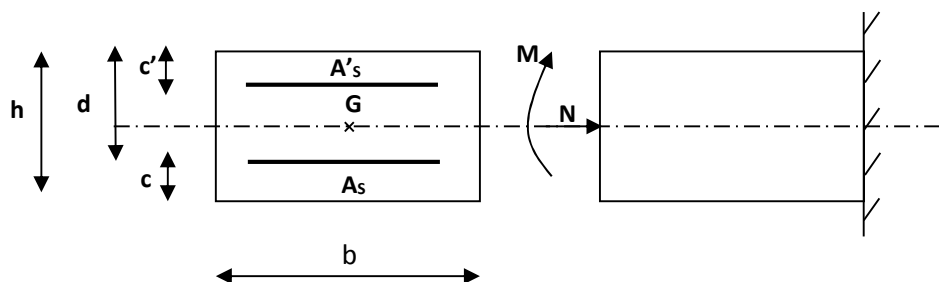


Figure III.26. section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 2,5cm

d = h – c : Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à l'ELU :

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u \times \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.3} = 0.389 \text{ m} = 38.9 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.025 = 0.025 \text{ m}$$

$\frac{h}{2} Z_c e_u$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M, puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

a-1) Calcul en flexion simple :

➤ Moment fictif :

$$M_f = N u \cdot e \text{ avec } e = e_u + \left(\frac{5}{2} - c\right) = 0.389 + 0.025$$

$$e = 0.414 \text{ m}$$

$$M = 2,311 \cdot 0.414 = 0.9567 \text{ KN/m}$$

$$M = 0.957 \text{ KN/m}$$

➤ Moment réduit

$$\tilde{u} = \frac{M}{b f} = \frac{0.9}{1} \frac{1}{7.5 \cdot 1} = 0.012$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = 0.85 f_{c28} = 0.85 \cdot 25 = 21.25 \text{ MPa}$$

$$\tilde{u} < \tilde{u}_l = 0.392 \text{ La section est simplement armée}$$

$$\tilde{u} = 0.012 < 0.392$$

➤ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M}{\beta \frac{f}{b}} = \frac{0.9}{0.9} \frac{1}{7.5 \cdot 3} = 36.89 \text{ mm}^2$$

$$A_f = 0.3689 \text{ cm}^2$$

a-2) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f \cdot \frac{N}{\beta} = 0.36 \cdot \frac{2.3}{3} \frac{1}{1} = 30.15 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.30 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à l'ELU :

b-1) Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1/BAEL 91) :

$$A_{min} = \frac{0,2 b z}{f} = \left[\frac{e - 0,4 d}{e - 1 d} \right] = \frac{0,2 \cdot 1 \cdot 7,5 \cdot 2,1}{4} * \frac{3,0 - 0,4 \cdot 7,5}{3,0 - 0,1 \cdot 7,5} = 85,20 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$e_s = \frac{M}{N} = \frac{0,6 \cdot 1}{1,7} = 35,4 \text{ cm}$$

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

On remarque que :

$\gamma_s < \gamma_{min}$ (Condition non vérifiée) donc le ferrailage se fera avec A_{mi}

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

✓ **Armatures principales :**

$$A_s \geq A_{min} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{min} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b-2) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1) :

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \text{ avec : } V_u = 1,5 \text{ | } Q = 1,5 \text{ | } l = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 70} = 0,021 \text{ MPa} < \tau_{u, \text{lim}} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

b-3) Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91) :

$$\tau_{se} \leq \tau_{s, \text{lim}} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = X \frac{V_u}{0,9d \cdot u_i} \quad \text{Avec : } u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barre}$$

$$u_i = n \cdot \theta \cdot f = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{1}{0,9 \cdot 7 \cdot 1,5} = 0,221 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{se} \leq \sigma_{se} \quad \text{C.V}$$

c) Ancrages des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{W \cdot f_e}{4 \cdot \sigma_{su}} \quad ; \quad \sigma_{su} = 0,6 \cdot E_s \cdot \epsilon_s \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Soit : Ls = 30cm.

d) vérification à L'ELS :

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

$$\sigma_s \leq \sigma_{s,lim} = \frac{2}{3} f_e + 110 \sqrt{f_{t28}}$$

On a des aciers HA : $\leftarrow 6 \text{ mm}$ \rightarrow X1.6 donc :
FeE400

$$\sigma_s \leq \frac{2}{3} \cdot 400 + 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}$$

$$\sigma_s \leq 201,63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$f_c = 40 \text{ MPa}$$

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

$$f_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{I_d A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{100 A_s}{bd} \times \frac{100}{100} \left| \frac{2.01}{7.5} \right| \times 0.268 \times 10^6 = 91.8 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0217$$

$$\sigma_{st} = \frac{6 \times 1}{0.9 \times 7 \times 2.0} = 43.35 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = 43.35 \text{ [MPa]} \quad \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ [MPa]} \quad \text{C.V}$$

d.1. Les contraintes dans le béton :

Vérifions que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

avec : $\sigma_b = K \times \sigma_{st}$

$$\sigma_b = 0.0217 \times 43.35 = 0.910 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_b = 0.910 \text{ [MPa]} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ [MPa]}$$

e) vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot w_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$$A = 0,15$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

w_p : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1,819KN.

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712 = 0.822 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$$

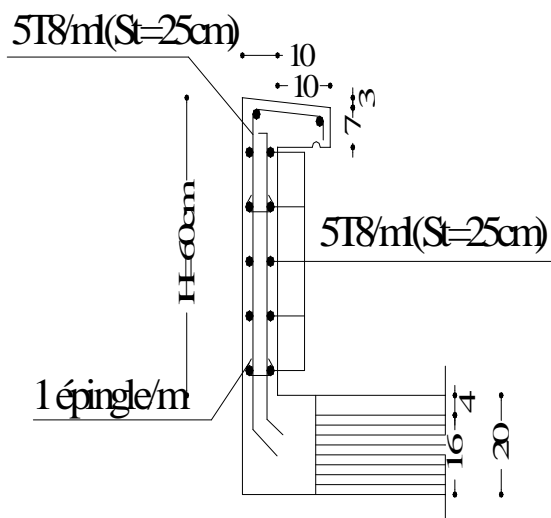
L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p, d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

➤ Remarque :

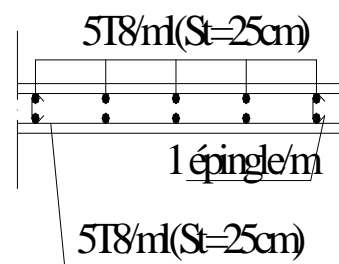
Le calcul de l'acrotère se fait avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p, donc le ferrailage adopté précédemment est donc convenable.

➤ Conclusion :

- ✓ *Armatures principales* : $5HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.
- ✓ *Armatures de répartition* : $5HA 8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.



Ferraillage de l'acrotère



Coupe Transversale

III.9. ETUDE DE LA SALLE MACHINE :**III. 9.1 Détermination des moments de flexion et des efforts tranchants :**

Lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies :

- le rapport $\frac{l_x}{l_y}$ est inférieur à 0,4 ;
- la dalle est uniformément chargée ;

On évalue les moments en ne tenant compte de la flexion que suivant la plus petite portée. On dit que la dalle ne porte que dans un seul sens.

a) La dalle ne porte que dans un seul sens :

On est donc ramener à l'étude d'une poutre de section rectangulaire de largeur 1 m, de hauteur totale h_0 et de portée l_x .

Pour déterminer les moments à prendre en compte, on pourra, suivant la valeur des charges d'exploitation, utiliser les méthodes données ci-dessus :

$$M_t = \frac{q.l_x^2}{10} = 0,8M_0 \qquad M_a = Z \frac{q.l_x^2}{16} = -0,5 M_0$$

Avec :

q = charge uniformément répartie ;

l_x = portée dans le sens ox .

$$M_0 = \frac{q.l_x^2}{8} = \text{moment pour la dalle sur deux appuis libres.}$$

En général, l'effort tranchant est calculé comme si la dalle reposait sur deux appuis simples, c'est-à-dire sans tenir compte de la continuité.

b) La dalle porte suivant deux sens :

Une dalle sera considérée comme portant suivant deux directions si :

- le rapport $\frac{l_x}{l_y}$ est compris entre 0,4 et 1 (on aura donc $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$) et la dalle est uniformément chargée ;
- la dalle est soumise à des charges concentrées, quel que soit le rapport des portées l_x et l_y .

Pour une dalle reposant librement sur son pourtour, et supporte une charge uniformément répartie q couvrant tout le panneau, les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur de 1m, sont données par les formules suivantes :

- Sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$
- Sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot p \cdot l_x^2$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\frac{l_x}{l_y}$ et de ν ; on prend $\nu = 0$ à l'ELU et 0,2 à l'ELS donné par le tableau de BAEL.91.

III.3.1.1 Dalle simplement appuyée supportant une charge répartie sur un rectangle concentrique ou non :

Soit p la charge totale appliquée au centre de la plaque; les moments engendrés par cette charge se calculent aux moyens d'abaques (obtenus par la méthode de Ritz).

On détermine les cotés u et v de la surface d'impact au feuillet moyen ; on calcul les coefficients $\frac{l_x}{l_y}$, $\frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$ à partir de ces trois données, les abaques fournissent deux coefficients M_1 et M_2 qui permettent de calculer les moments par les formules suivantes :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \quad M_y = \mu_y \cdot p \cdot l_x^2$$

A l'ELU : $M_{xu} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$ $M_{yu} = \mu_y \cdot p \cdot l_x^2$

A l'ELS : $M_{xser} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$ $M_{yser} = \mu_y \cdot p \cdot l_x^2$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant de compter sur un encastrement partiel, on réduit les valeurs trouvées ci-dessus pour les moments en travée, et on calcul les moments sur appuis.

On adopte, en général, les valeurs suivantes pour les planchers et les constructions similaires :

- si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
Moments en travée : $0,75 \cdot M_x$ ou $0,75 \cdot M_y$

Moments d'encastrement pour les petits et les grands cotés : $0,50 \cdot M_x$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour $e_p = 15$ cm

$$U = u_{\text{eff}} + k \cdot h_r + h_0$$

$$V = v_{\text{eff}} + k \cdot h_r + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle

$h_r = 5$ cm , épaisseur du revêtement

$$u = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm}$$

$$v = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm}$$

1) Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = \alpha q_u \Gamma M_1 \Delta M_2^A$$

Avec :

α : Coefficient de Poisson

$$M_y = \alpha q_u \Gamma M_2 \Delta M_1^A$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \times \frac{1,50}{1,50} \times 1$$

$$\frac{U}{L_x} \times \frac{1,25}{1,50} \times 0,83$$

$$\frac{V}{L_y} \times \frac{1,25}{1,50} \times 0,83 ; M_1 \times 0,053, M_2 \times 0,053$$

A L'ELU : $\alpha = 0$

$$q_u = 1,35G + 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = q_u M_1 = 76,95 \times 0,053 = 4,08 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = q_u M_2 = 76,95 \times 0,053 = 4,08 \text{ KNm}$$

2) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\dots \times \frac{L_x}{L_y} \times 1 \quad 0,4 \leq 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\dots \times 1 \quad \sim_x \times 0,0368$$

$$\quad \quad \quad \sim_y \times 1,000$$

$$M_{x2} \times \uparrow_x \mid q \mid L_x^2$$

$$M_{y2} \times \uparrow_y \mid M_{x2}$$

Poids de la dalle : $G \times 25 \mid 0,15 \times 3,75 \text{ KN/m}^2$

Avec : $q_u \times 1,35 \cdot G \Gamma 1,5 \cdot Q \times (1,35 \mid 3,75) \Gamma (1,5 \mid 1) \times 6,56 \text{ KN/mL}$

$$M_{x2} \times \sim_x \mid q \mid L_x^2 \times 0,0368 \mid 6,56 \mid 1,5 \times 0,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} \times \sim_y \mid M_{x2} \times 1 \mid 0,54 \times 0,54 \text{ KN.m}$$

3) superposition des moments :

$$M_x \times M_{x1} \Gamma M_{x2} \times 4,08 \Gamma 0,54 \times 4,62 \text{ KN.m}$$

$$M_y \times M_{y1} \Gamma M_{y2} \times 4,08 \Gamma 0,54 \times 4,62 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

4) Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

zone	Sens	Mu (KN.m)	\sim_b	S	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	1,40	0,058	0,970	0,32	2,01	4HA8	25
	Y-Y	1,40	0,058	0,970	0,32	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	3,93	0,165	0,909	0,91	2,01	4HA8	25
	Y-Y	3,93	0,165	0,909	0,91	2,01	4HA8	25

Tableau

5) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

) *Armatures inférieures :*

$$W = W_0 \times \left(\frac{3Z_{\dots}}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

Avec : $\dots \times \frac{l_x}{l_y} = 1$

A_{\min} : Section minimale d'armature.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \frac{3Z_1}{2} = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

) *Armatures supérieures :*

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 2,01 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

B) DIAMETRE MINIMAL DES BARRES : (ART A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\leftarrow_{\max} \frac{TMh}{10} = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\leftarrow = 8 \text{ mm} < \leftarrow_{\max} = 15 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

❖ Armatures $A_x // L_x$: $S_t \times 25 \text{ cm} \Phi \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \} \times 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

❖ Armatures $A_y // L_y$: $S_t \times 25 \text{ cm} \Phi \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \} \times 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

d) Vérification au non poinçonnement : (BAEL91/art : A.5.2. 42) :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{X_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot f_u \cdot \Gamma_v \leq 2(1,25 \cdot 1,25) \times 5,00 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u \leq 57 \text{ kN} \cdot \frac{0,045 \cdot 5,00 \cdot 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} \leq 562,5 \text{ kN} \quad | \quad \text{condition vérifiée}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u = v$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{P}{u + 2u_0}$$

$$P = 1,35 \times 5,7 = 7,695 \text{ t}$$

$$V_u = \frac{7,695}{(2 + 1) \cdot 1} \times 2,565 \text{ t}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{7,695}{3 \cdot 1} \times 2,565 \text{ t}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{2,565 \cdot 10^4}{1000 \cdot 130} \leq 0,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,2 \text{ MPA} \quad \sigma_{tr} = 3,25 \text{ MPa} \quad | \quad \text{condition vérifié}$$

6). Vérification à l'ELS :

a) les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \cdot l \cdot (M_1 + \epsilon M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \cdot l \cdot (M_2 + \epsilon M_1)$$

$$q_s = P \quad ; \quad \epsilon = 0,2 \quad \text{à ELS} :$$

$$M_{x1} = 57 (0,053 + 0,2 \cdot 0,053) \quad M_{x1} = 3,625 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y1} = 57 (0,053 + 0,2 \cdot 0,053) \quad M_{y1} = 3,625 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G+Q = 3,75 + 1 \quad q_s = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$\dots \quad X_1 \quad \begin{matrix} \sim_x & X_{0,0442} \\ \sim_y & X_{1,000} \end{matrix}$$

$$M_{x2} = \sim_x \cdot q_s \cdot l^2 \cdot X_{0,0442} = 4,75 \cdot 1,5^2 \cdot X_{0,0442} = 0,472 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \sim_y \cdot q_s \cdot l^2 \cdot X_{1,000} = 4,75 \cdot 1,5^2 \cdot X_{1,000} = 0,778 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 3,625 + 0,472 = 4,097 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 3,625 + 0,472 = 4,097 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

$$\text{Aux appuis : } M = 0,3 \cdot 4,097 = 1,229 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{En travées : } M = 0,85 \cdot 4,097 = 3,482 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\varnothing \Phi \frac{\uparrow Z1}{2} \Gamma \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \uparrow X \frac{M_u}{M_s}$$

Sens (X-X) :

▪ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} X \frac{3,93}{3,482} X 1,13$$

$$\sim_u X 0,165 \quad r X 0,2284$$

$$\frac{x Z1}{2} \Gamma \frac{f_{c28}}{100} X \frac{1,13 Z1}{2} \Gamma \frac{25}{100} X 0,32 \Psi r X 0,2284 \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} X \frac{1,40}{1,19} X 1,18$$

$$\sim_u X 0,058 \quad r X 0,0747$$

$$\frac{x Z1}{2} \Gamma \frac{f_{c28}}{100} X \frac{1,18 Z1}{2} \Gamma \frac{25}{100} X 0,34 \Psi r X 0,0747 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

IV.I Introduction :

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces et des déplacements.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses. Ainsi pour un chargement dynamique on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et que nous devons prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage

IV.II. Etude dynamique :**a) Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses Vibrations Libres non Amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe ; C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

b) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

➤ La méthode statique équivalente (Art4.1.2 RPA vs 2003) :

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

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

Zone IIa :

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

➤ La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 vs 2003) :

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

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la M.S.E n'est pas permise.

➤ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (Art 4.1. 1.3 vs 2003).

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23m donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99.4.1.2**). La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.III. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à TIZI-OUZOU (**Zone IIa**), Il sera classé au **groupe d'usage 2**.

IV.III.1. Classification du site :

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

La structure à étudier est implantée dans un site de **catégorie S2** (site ferme). (**Art 3.1.1.RPA 99 vs 2003**).

VI. Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe :

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

b) Hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

VI.II. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

Soit :
$$V = X \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$
 RPA99/version 2003 (art 4,2, 3)

A : Coefficient d'accélération de zone. Tableau 4.1 (.RPA99.vs 2003).

Groupes	Zone sismique		
	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Tableau IV.1. Coefficient d'accélération de zone.

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, (**Art.4.2.RPA.99vs.2003**).

fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement () et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 & 0 < T < T_2 \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T < 3,0s \\ 2,5 \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

•T2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau VI.2.Valeurs de T1 et T2.

: facteur de correction d’amortissement donné par la formule

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

Remplissage	portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé/maçonnerie
Leger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI.3.Valeurs ξ %.

Pour un contreventement mixte on prend $\xi = \frac{7+1}{2} = 8.5\%$

Donc : $= \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816$

Estimation de la période fondamentale de la structure

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : Où (%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau

$$T = C_T h_N$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres 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 C_T = 0.050.

D’après le tableau suivant :

cas	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Tableau VI.3. Valeurs de C_T.

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_{xy} = \frac{0.9}{\sqrt{d}} \quad \text{RPA(4.7)}$$

d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0.05(hN)^{3/4} = 0.05(32.13)^{3/4} = 0.67s$$

$$T_x = \frac{0.9 \times 3.1}{\sqrt{1.4}} = 0.72s$$

$$T_y = \frac{0.9 \times 3.1}{\sqrt{1.1}} = 0.80s$$

$$T_x = \min(T ; T_x) = 0.67s$$

$$T_y = \min(T ; T_y) = 0.67s$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (Art 4.2.4)

$$T_x = 1.3 \times 0.67 = 0.87s$$

$$T_y = 1.3 \times 0.67 = 0.87s$$

$$D = 2.5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad 0.40 \quad T \quad 3,0s$$

$$D = 2.5 \times 0.816(0.4/0.87)^{0.6}$$

$$D = 1.21s$$

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement tel que défini dans le tableau suivant :

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	<u>Béton armé :</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
	Noyau	3.5
3	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4a	Portiques contreventés par des voiles	4
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau VI.4. Valeur de coefficient R.

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 3.5$

Q: Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est on fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

- La valeur de Q est déterminée par la formule: $Q = B + \sum_{i=1}^5 P_i$

P_i est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau suivant :

Critère q	Pq			
	observé	Pxx	Non observé	Py
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2-Redondance en plan	oui	0	oui	0
3-Régularité en plan	oui	0	oui	0
4-Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.10	non	0.10

Tableau VI.5. Valeurs de la pénalité P_i .

Donc : $Q_x = Q_y = 1,15$

W : Poids total de la structure

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \phi W_{Qi}$$

ϕ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation $\phi = 0,2$ d'après le tableau suivant :

cas	Type d'ouvrage	ϕ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.30 0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau VI.6. Valeurs de coefficient de pondération ϕ .

VII.1. Présentation du logiciel ROBOT :

Le logiciel auto desk Robot Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un logiciel destiné à modéliser et dimensionner les différents types de structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.



Figure IV. 1. Page d'accueil du logiciel ROBOT

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

VII.2. Etapes de modélisation :

Nous pouvons résumer les étapes de modélisation comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles,...)
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments
- Introduction des combinaisons d'actions
- Définition des nœuds maitres inertie d'étages
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour notre cas, on étudier a une structure en coque comme montré sur la figure 2.

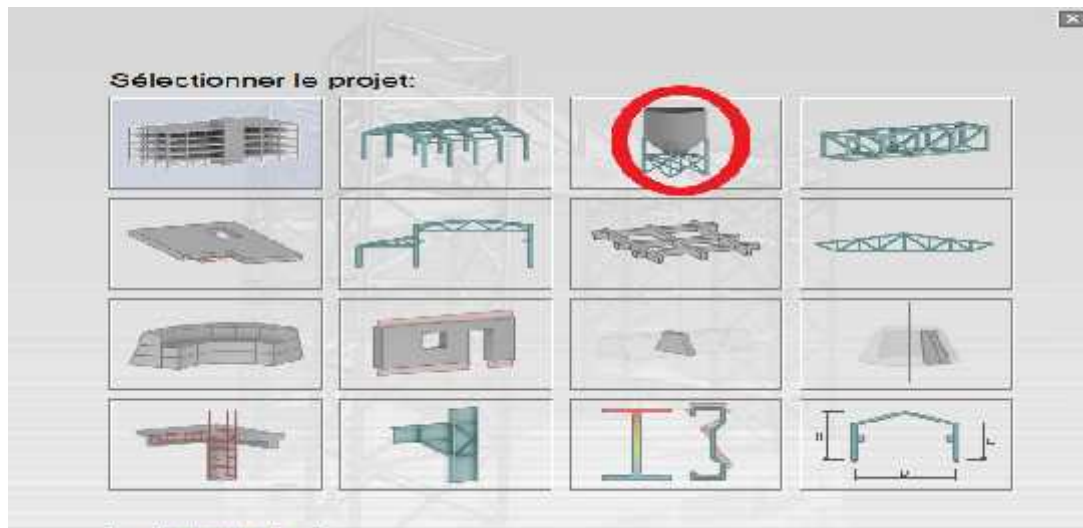


Figure IV. 2. Choix du type de structure.

La nouvelle affaire s'affiche :



Figure IV. 3. Nouvelle affaire

VII.3. Configuration du logiciel robot :

Dans robot, la configuration du logiciel est importante. Le paramétrage du logiciel se fait dans la boîte de dialogue : "préférence de l'affaire", les options disponibles dans cette boîte de dialogue permettent de personnaliser le mode de travail, la sélection des normes des catalogues des profils, matériaux.....etc

Pour définir les différents paramètres on clique sur l'icône " outil " → " préférences de la tâche".

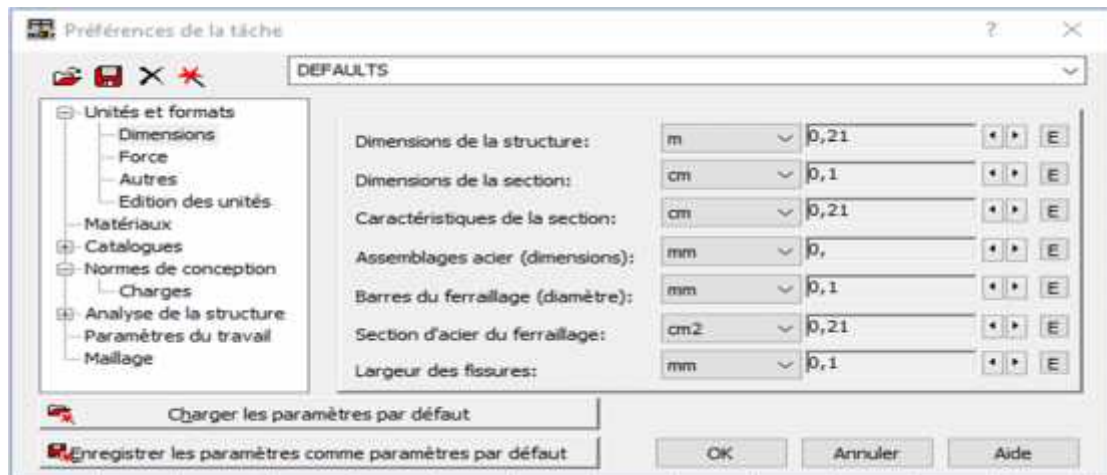


Figure IV. 4. Préférences de l'affaire

Par convention on met toutes les valeurs à trois (03) chiffres après la virgule ceci pour:
 Dimensions: Force:



Autre:

Matériaux:



Norme de conception:

Charge :

Structures acier et aluminium:	CM66	Pondérations:	CM66 Avril 2000
Assemblages acier:	CM66	Charges de neige et vent:	NW65 02/09
Structures bois:	CB71	Charges sismiques:	RPA 99 (2003)
Béton armé:	BAEL 91 mod. 99		
Géotechniques:	DTU 13.12		
Plus de normes...		Plus de normes...	

Analyse de la structure:

Analyse modale:

<p>Méthode de résolution:</p> <p>Automatique Paramètres</p> <p>Arrêter l'analyse après la vérification: si des erreurs ont été détectées</p> <p>Ignorer avertissements de l'analyse: <input type="radio"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non</p> <p>Si l'option exige des résultats de calcul: demander si démarrer les calculs</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Figurer automatiquement les résultats de calcul de la structure</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Fusionner les barres automatiquement lors de l'import de la géométrie</p> <p><input type="checkbox"/> Algorithme DSC (Relâchements sur barres)</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Liaisons rigides (Liaisons rigides)</p>	<p>Coefficients de participation modale</p> <p><input checked="" type="radio"/> Somme des valeurs absolues</p> <p><input type="radio"/> Racine de la somme des carrés</p> <p><input checked="" type="radio"/> Itération dans le sous-espace</p> <p><input type="radio"/> Méthode de Lanczos</p>	<p>Type de matrice de masses</p> <p><input checked="" type="radio"/> Cohérentes</p> <p><input type="radio"/> Concentrées avec rotation</p> <p><input type="radio"/> Concentrées sans rotation</p>
---	---	---

Enfin, on donne un nom à la nouvelle configuration (**R+8+ES**):

Préférences de la tâche

R+8+ES

- Unités et formats
 - Matériaux
 - Catalogues
 - Normes de conception
 - Analyse de la structure**
 - Analyse modale**
 - Analyse non-linéaire
 - Analyse sismique
 - Paramètres du travail
 - Maillage

Coefficients de participation modale

Somme des valeurs absolues

Racine de la somme des carrés

Type de matrice de masses

Cohérentes

Concentrées avec rotation

Concentrées sans rotation

Itération dans le sous-espace

Méthode de Lanczos

Charger les paramètres par défaut

Enregistrer les paramètres comme paramètres par défaut

OK Annuler Aide

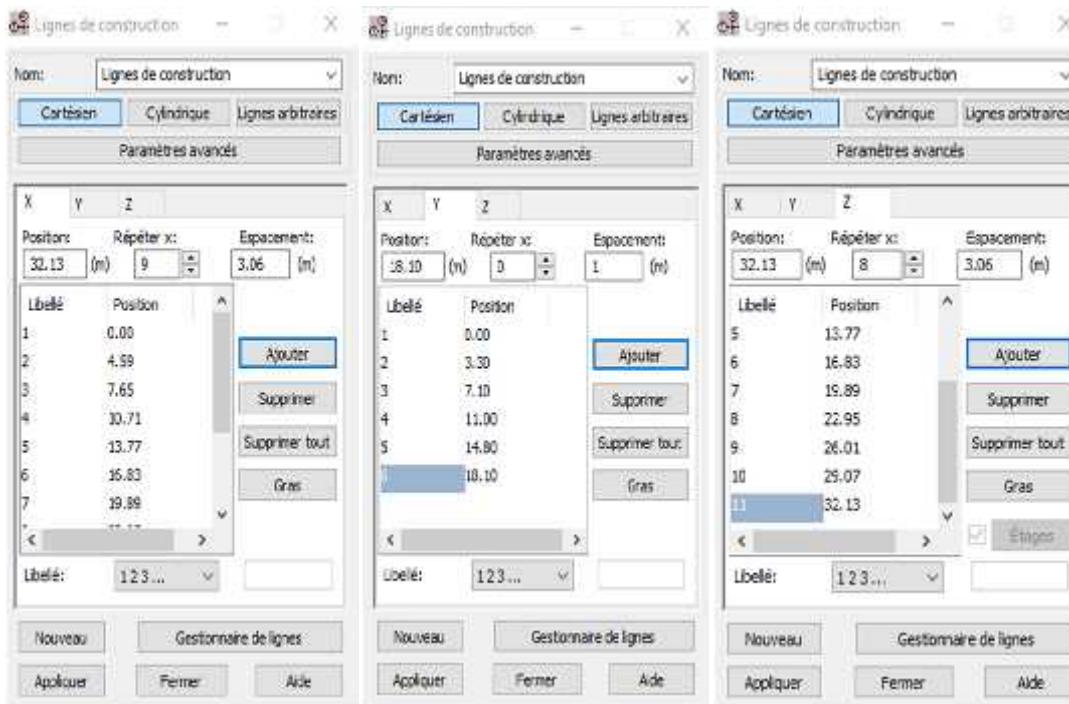
Lignes de construction :

" Structure " → " Lignes de construction "

Ou biens sur la barre d'outils :

Introduire les distances selon les axes X et Y ainsi que la hauteur du Bâtiment selon Z puis on clique sur " insérer ".

On donne un nom au projet et le libellé des lignes selon chaque axe « 1 2 3 ; A B C;... » puis on clique sur " appliquer ".



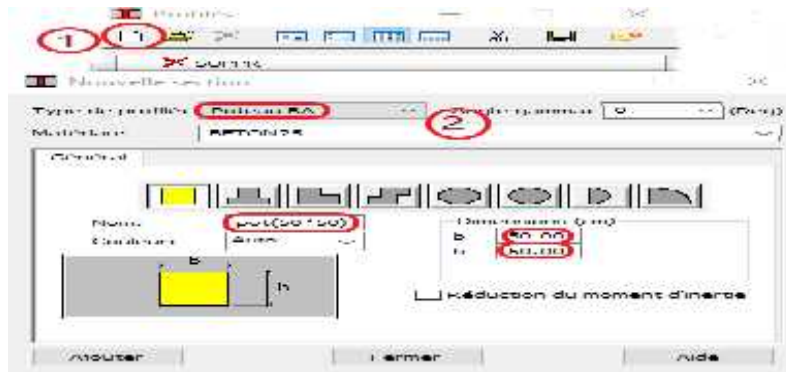
- **Définition des éléments barres (poteaux, poutres):**

Cette étape nous permet d'introduire les différentes sections transversales des éléments barres qui existent dans la structure.

"Structure" → "caractéristiques" → "profilés des barres"


Ou biens directement on clique sur :

Dimensions Une boîte dialogue apparait, on clique sur " Définir un nouveau profilé", on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses



)] Définition des éléments surfaciques (panneaux):

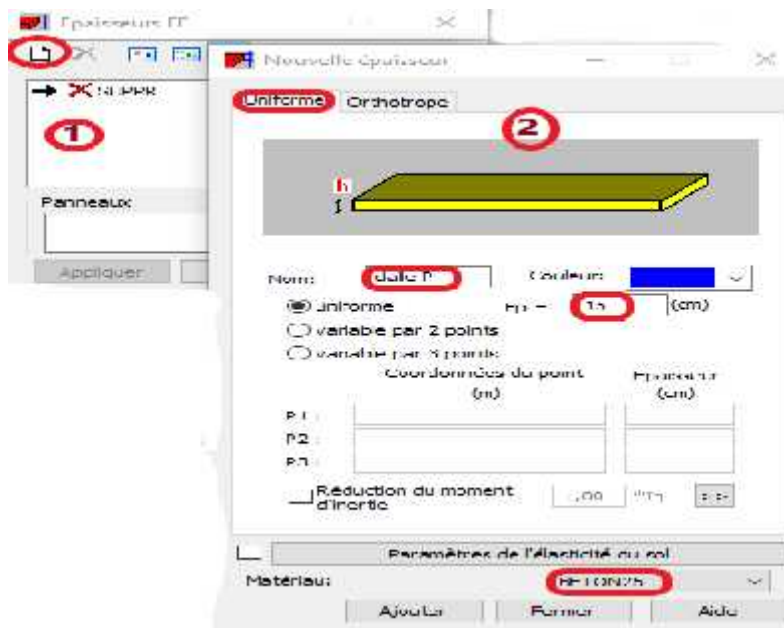
A partir du menu déroulant "structure" "caractéristiques" → "Epaisseur EF..."

Ou biens directement en cliquant sur : 

Une boîte de dialogue apparait,

"Définir nouvelle épaisseur" → "Uniforme"

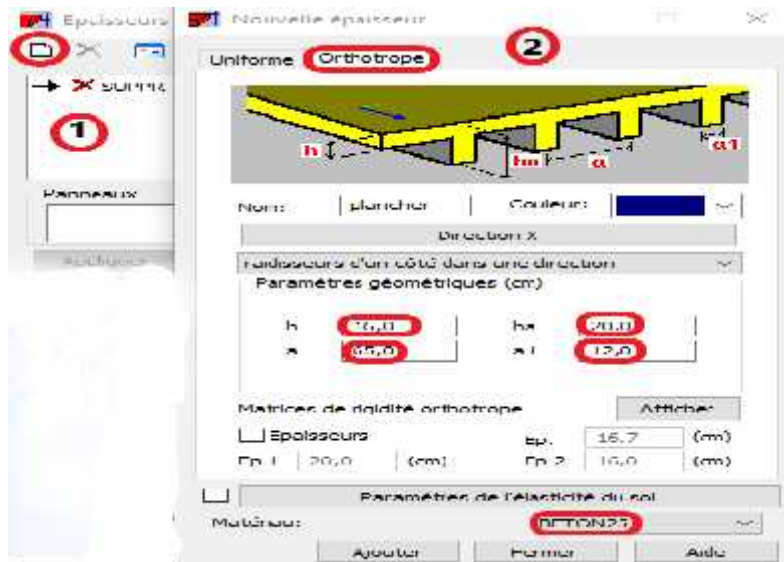
Introduire le nom, l'épaisseur et le matériau



Définir nouvelle épaisseur → Orthotrope

Introduire le nom, les paramètres géométriques

On clique sur "ajouter" → "fermer"

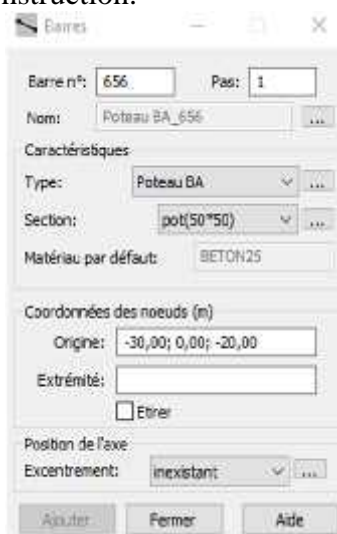


)] **Affectation des éléments barres aux lignes de construction:**
 A partir du menu déroulant "structure" → "barres"

Ou biens directement en cliquant sur :

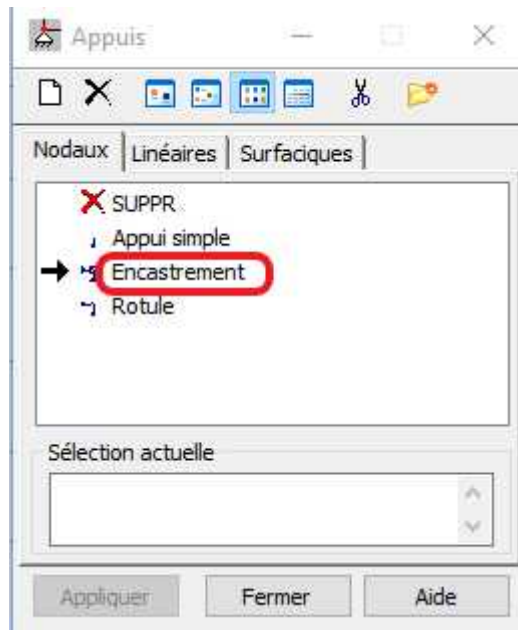


Une boîte de dialogue s'affiche: On choisit l'élément (poutre/poteau) et sa section puis on les affecte suivant les lignes de construction.



)] **Encastrement de la structure:**

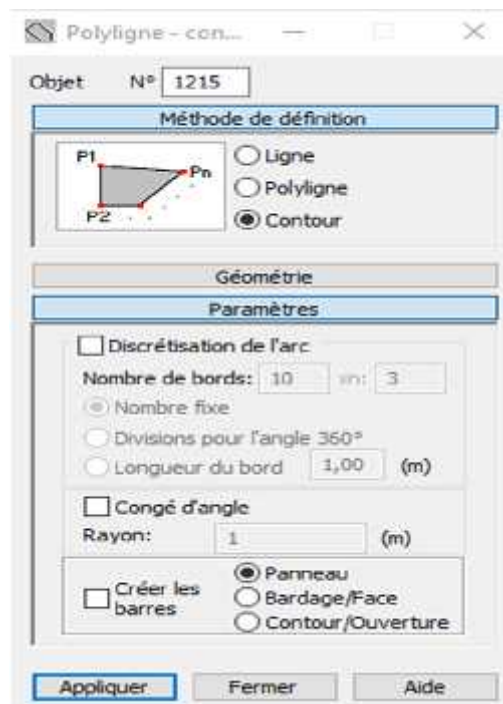
Afficher la structure en plan XY on sélectionne le niveau de base puis dans le menu
 "Structure" "Appuis" → "Nodaux" → "encastrement "



)] **Affectation des éléments surfaciques (dalle pleine, escalier, voiles) :**
 La commande Panneaux est accessible par le menu déroulant

" Structures" —> "Panneaux" ou bien : 

"Poly ligne-contour" "Paramètres" —> "Panneau"
 Puis on définit les contours des éléments surfaciques.

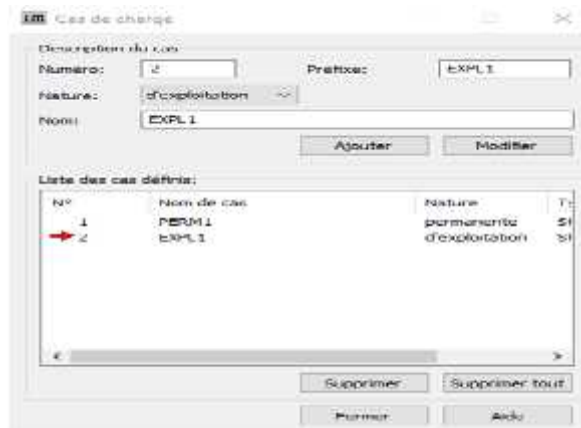


)] **Définition des charges statiques :**

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitations) de la structure, dans le menu

"Chargement" → "Cas de charge" on choisit la nature et le nom puis on clique sur

"Nouveau" Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :

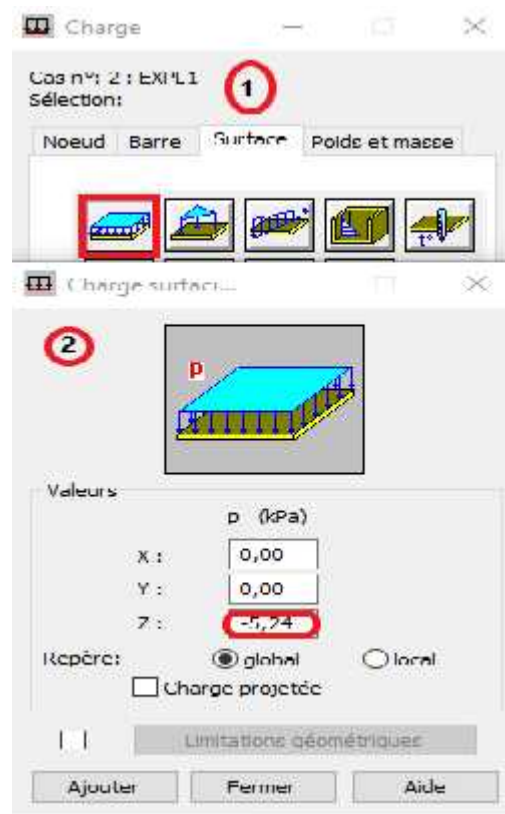


)] **Affectation des charges :**

Pour charger la structure on choisit le type de charge **G** (permanente) ou **Q** (exploitation);

On sélectionne dans le menu déroulant :

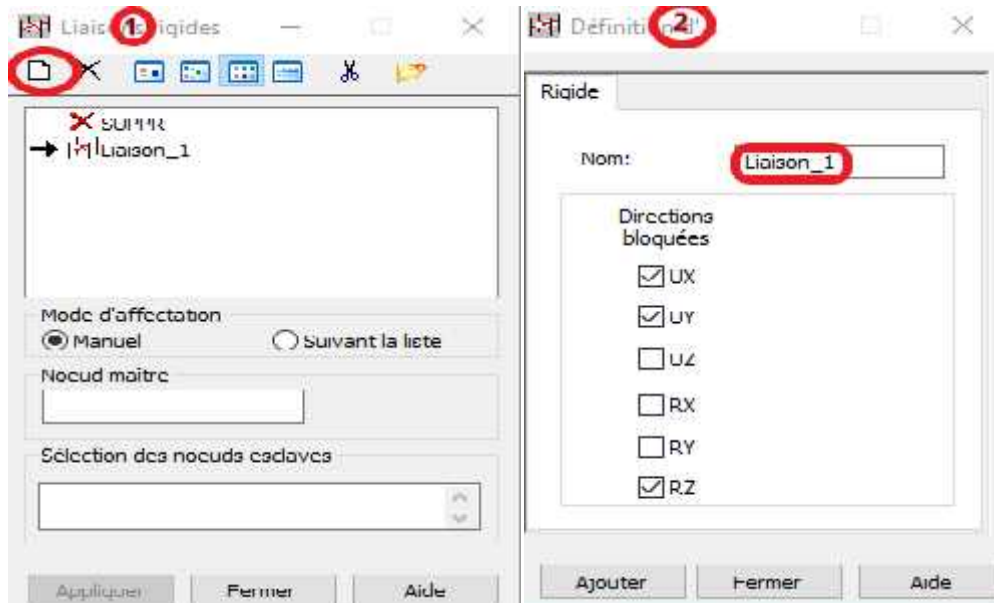
"Chargements" → "définir charges" "surface" → "charge surfacique uniforme"




Diaphragme (liaisons rigides) :

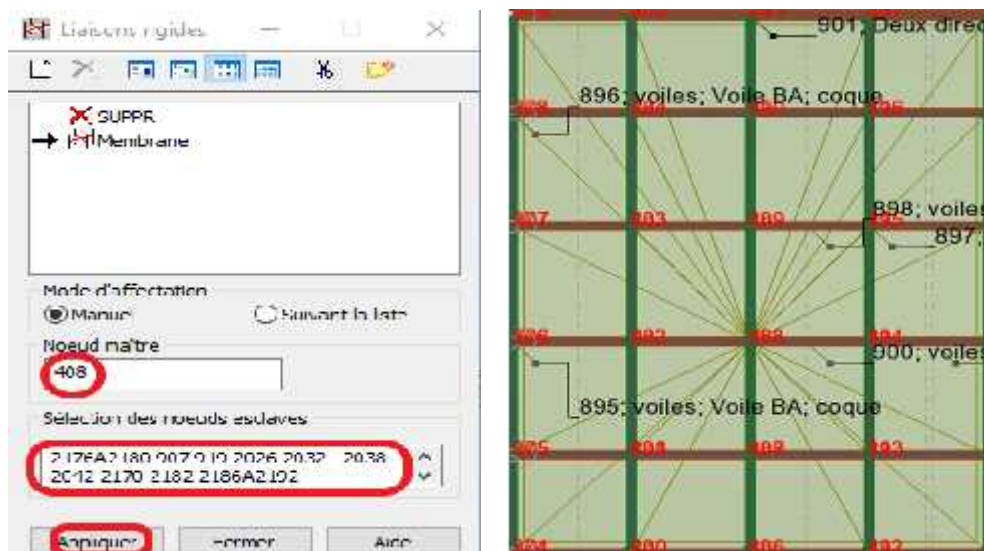
Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir les liaisons rigides des planchers de tous les niveaux.

"Structure" → "caractéristiques additionnelles" → " liaisons rigides"

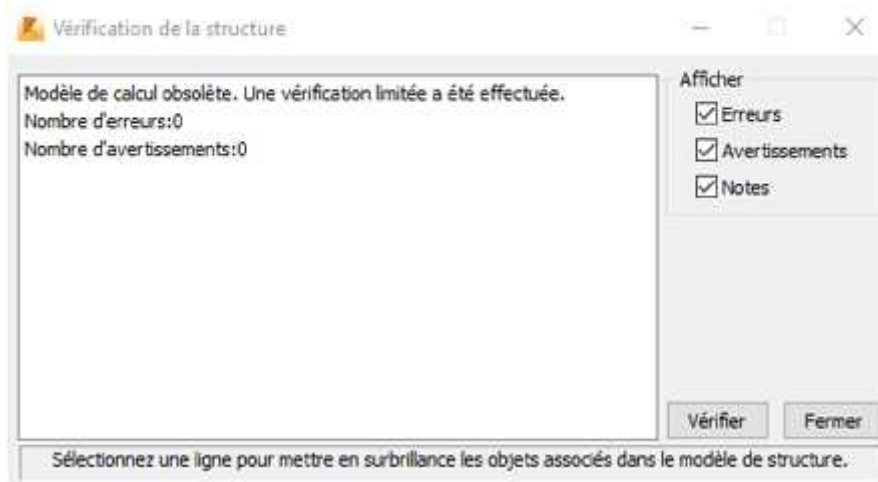


On affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône  et on choisit le nœud maître qu'on introduit dans la figure précédente;

On finit par sélectionner la structure et on clique sur "appliquer"



On répète cette opération pour tous les planchers de la structure puis on lance une analyse complète afin de vérifier la structure dans le menu "analyse" → "vérifier structure"

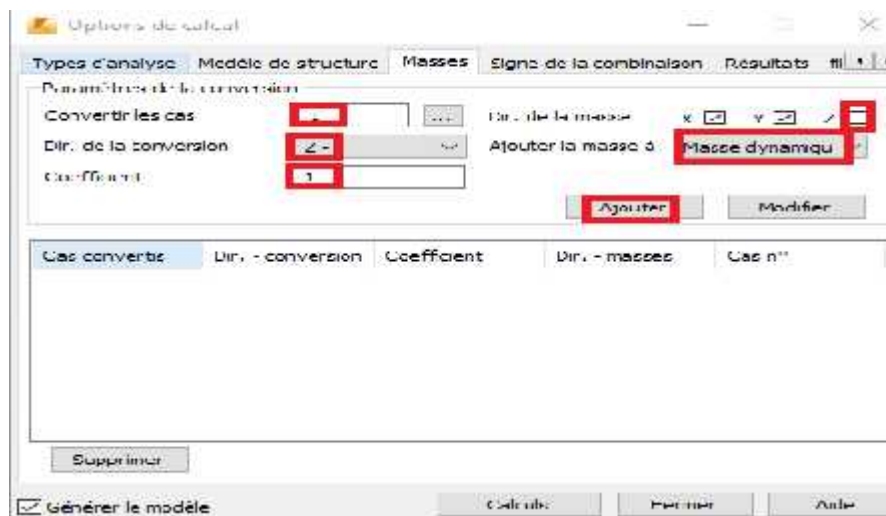


VII.4. Analyse de la structure:

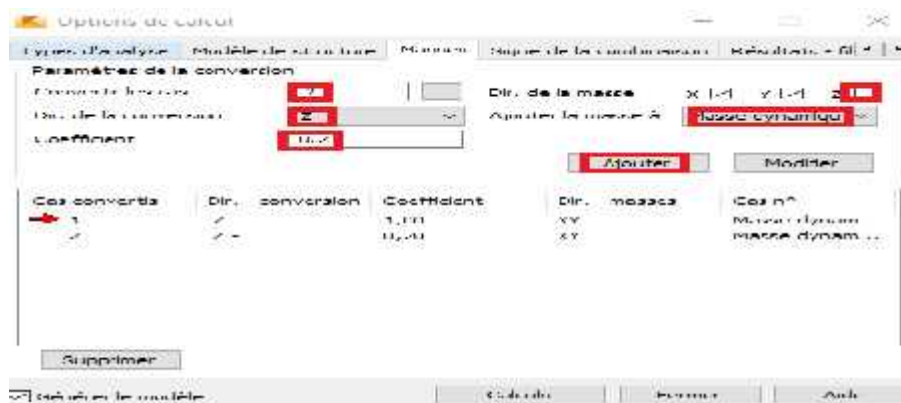
On doit introduire la loi: $W= G+ Q$

Pour cela, sur le menu déroulant on clique sur: "Analyse" → "type d'analyse" → "masse"

Pour G :



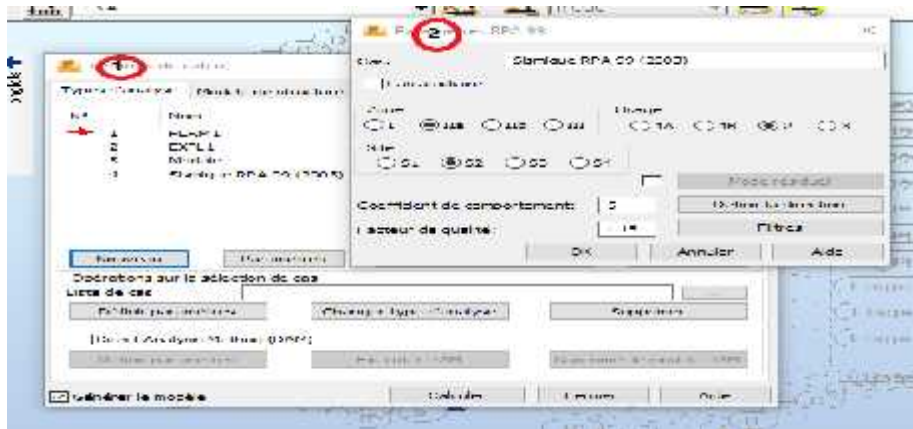
Pour Q :



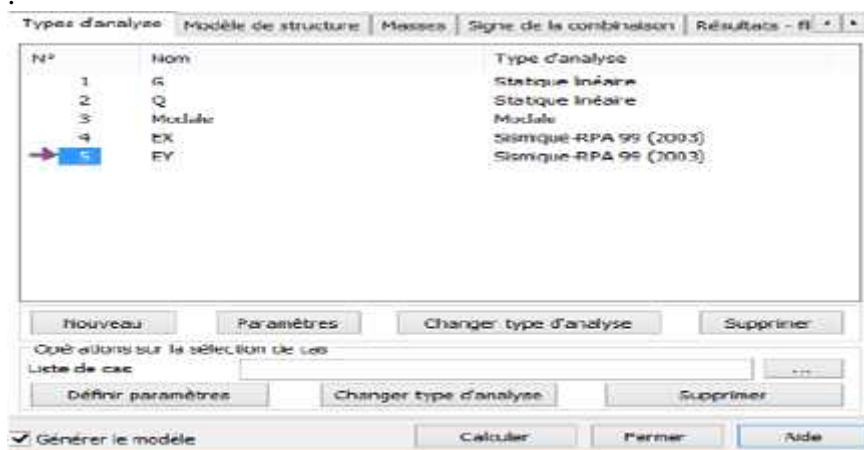
¶ L'analyse modale :

Introduire l'analyse modale pour vérifier le comportement de la structure vis a vis de son poids propre:

" Analyse" → "type d analyse" → "type d analyse" → "Nouveau" → "Modale" → " OK "

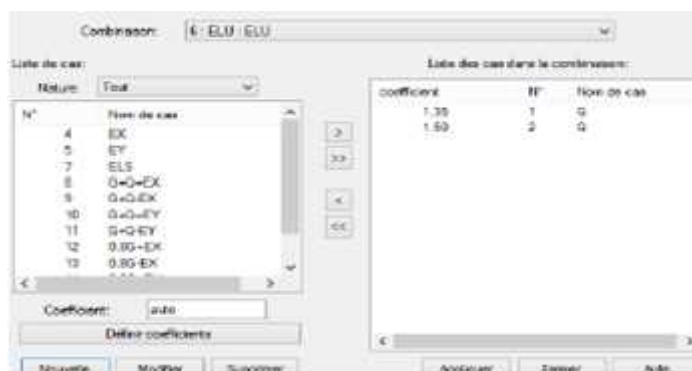


Et on aura :



¶ Combinaisons de charges :

"Chargements" → " combinaisons manuelles" On choisit le type de la combinaison et sa nature:

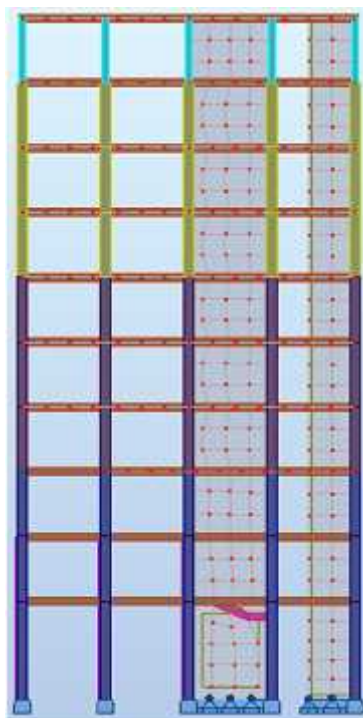


Ainsi on introduit les charges statiques « ELU, ELS » et de la même manière les combinaisons sismiques « $G + Q \pm E ; 0.8 G \pm E$ ».

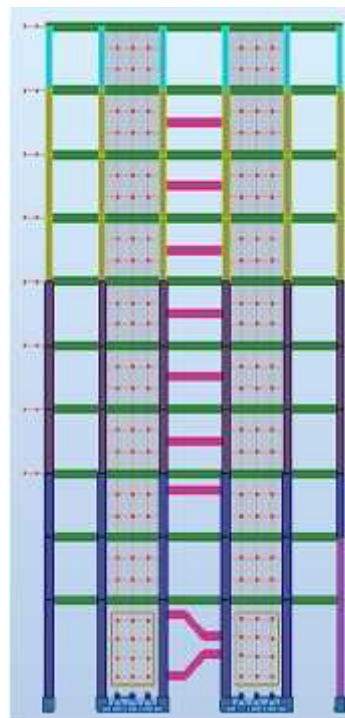
Calcul de la structure :

Après vérification de la structure, si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique

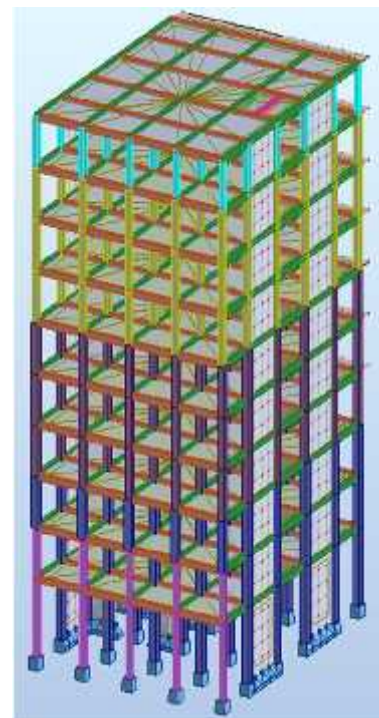
"Analyse" → "Calculer" ou avec l'icône :



Vue en X-Y



Vue en Y-Z



Vue en 3D

VII.4.1. Vérifications et interprétation des résultats :

Les charges verticales et horizontales reprises par le système de contreventement seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
 2. Cliquer sur "**effort réduit**".
 3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", cocher **Fx**, **Fy** et **Fz** et les cocher aussi dans répartition des forces sur les poteaux et les voiles.
 4. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner **Ex** et **Ey** puis cliquer sur "**combinaison**" et ajouter **ELS** à la sélection.
 5. Relever les résultats du 1er étage pour chaque cas de charge.
- Pour le cas 9 (Ex) on relève Fx, Pour le cas 10 (Ey) on relève Fy et pour le cas 5 (ELS) on relève.

Cas/Étage	FX [kN]	FY [kN]	MZ [xNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
ELS (C) 1	-0,00	0,0	0,00	10,47	-0,47	3,25	-3,25	-3408,06	-3408,06	-0,056 38
5 (C) 2	0,0	0,0	0,0	21,82	21,82	7,35	7,35	3388,11	21016,11	8758,87
5 (C) 3	0,0	0,0	0,0	-33,53	-33,53	-20,04	-20,04	-26388,27	-16609,67	-7787,61
5 (C) 4	0,0	0,0	0,0	36,16	-36,16	-40,90	-40,90	-22990,55	-15010,77	-7105,70
5 (C) 5	0,0	0,0	0,0	-48,04	-48,04	-57,17	-57,17	-19504,75	-13364,45	-6740,28
5 (C) 6	0,0	0,0	0,0	-59,02	-59,02	-60,14	-60,14	-16212,97	-11000,04	-5129,23
5 (C) 7	0,0	0,0	0,0	54,70	54,70	55,00	55,00	12857,87	8505,17	4359,40
5 (C) 8	0,0	0,0	0,0	64,17	-64,17	-60,90	-60,90	-3647,79	-6202,00	-3279,14
5 (C) 9	0,0	0,0	0,0	55,38	55,38	60,38	60,38	8270,03	4119,63	2150,41
5 (C) 10	0,0	0,0	0,0	-58,48	-58,48	-77,02	-77,02	-3005,07	-1040,65	-1056,26
EX (C) 1	810,38	208,05	5928,72	430,27	1180,18	19,21	158,84	0,0	105,55	105,55
2	566,59	204,38	5717,76	450,80	1096,79	37,14	167,25	0,0	170,07	-157,07
3	2429,30	197,70	5520,07	557,57	821,07	40,00	140,80	0,0	137,00	137,00
4	381,18	87,55	4874,14	490,68	867,52	48,00	138,64	0,0	115,58	-113,26
5	2203,02	174,07	4240,49	526,12	737,70	0,00	120,42	0,0	94,00	-94,00
6	130,45	158,48	3500,04	520,14	800,31	57,54	90,13	0,0	77,08	-77,08
7	903,26	136,08	3270,41	404,44	577,02	47,00	88,00	0,0	66,00	-66,00
8	810,38	109,81	2853,81	383,42	418,86	18,53	61,38	0,0	39,00	39,00
9	605,02	79,71	1920,80	276,04	229,70	47,00	32,17	0,0	29,10	-29,10
10	345,34	43,00	1055,81	284,52	80,83	39,15	3,85	0,0	3,10	3,10
EY (C) 1	207,87	1742,28	4540,52	58,27	-49,70	304,30	-347,80	0,0	60,80	-60,80
2	201,88	1682,34	4122,50	66,85	-39,73	302,32	-388,81	0,0	70,32	-70,32
3	191,47	1613,05	4041,50	81,75	-69,72	308,20	-214,36	0,0	60,44	-60,44
4	179,24	1571,03	3745,49	72,03	-105,77	297,77	-112,28	0,0	61,10	-61,10
5	163,87	1393,51	3441,71	75,03	-87,83	435,84	657,78	0,0	53,11	-53,11
6	145,21	1252,42	3097,49	76,77	-68,44	400,37	786,01	0,0	43,00	-43,00
7	123,27	1088,74	2722,87	58,42	-84,85	382,65	704,08	0,0	31,66	31,66
8	97,30	900,74	2010,00	56,32	-47,05	390,00	504,70	0,0	27,40	-27,40
9	87,84	875,99	1823,11	53,87	-41,7	388,98	289,00	0,0	23,16	23,16
10	35,43	387,34	1055,40	-47,78	-7,34	315,47	67,94	0,0	12,77	-12,77

Tableau IV.2 : Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure.

) Tableaux récapitulatifs des résultats trouvés :

a. Sous charges verticales (ELS) :

Effort Normal Total KN	N=34181.98	
Effort Normal Poteaux KN	N ² =24025.59	70.29%
Effort Normal Voiles KN	N=10156.38	29.71%

Avec :

$$\% N_V = \frac{N_V}{N_T} \times 100$$

$$\% N_P = \frac{N_P}{N_T} \times 100$$

Sachant que N correspond aux charges verticales sous la combinaison (G+Q).

b. Sous charges horizontales (séisme E)

Effort horizontal Total : [KN]	F _x =1610.43	1610.43
	F _y =1742.29	1742.29
Effort Horizontal Poteaux: [KN]	F _x =430.27	26.72%
	F _y =394.39	24.50%
Effort Horizontal Voiles : [KN]	F _x =1180.16	73.28%
	F _y =1347.89	77.48%

Avec :

$$\% V_V = \frac{V_V}{V_T} \times 100$$

$$\% V_P = \frac{V_P}{V_T} \times 100$$

Sachant que V correspond aux charges horizontales (F_x et F_y) sous la combinaison (E_x et E_y) respectivement.

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales, d'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par "voiles porteurs", donc le coefficient de comportement **R=3,5**.

VII.4.2. Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003)

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- Pourcentage de masses participantes.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement second ordre (l'effet P-).

VII.4.2.1. Pourcentage de masse participante [Art 4.3.4 du RPA99/version 2003]

- Le pourcentage d'au moins une des masses modales participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,19	0,84	64,91	0,25	64,91	0,25
3/ 2	1,41	0,71	2,70	55,96	67,61	56,20
3/ 3	1,63	0,61	5,70	12,78	73,31	68,98
3/ 4	4,27	0,23	13,93	0,00	87,23	68,98
3/ 5	5,71	0,18	0,31	10,67	87,55	79,65
3/ 6	6,57	0,15	0,32	7,52	87,87	87,17
3/ 7	9,13	0,11	5,19	0,00	93,06	87,17
3/ 8	12,90	0,08	0,13	3,37	93,20	90,55
3/ 9	14,60	0,07	0,75	2,47	93,95	93,02
3/ 10	15,26	0,07	1,75	0,32	95,69	93,34

Tableau IV.3 : Pourcentage de la masse participante.

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus, dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 7^{em} mode dans le sens X-X et au 8^{em} dans le sens Y-Y.

- **Les périodes de vibration [Art 4.2.4 du RPA99/version 2003]**

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit :

Après majoration de la période empirique de 30 % on aura : $T_R = 0.87s$

La période analytique (T_L) sera tirée des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, coché "**mode propre**".
2. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir la colonne correspondant aux valeurs des périodes.
3. Cliquer sur "**extrêmes globaux**" pour afficher les valeurs maximales et minimales.

4. Relever les résultats.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]
MAX	15,26	0,84
Cas	3	3
Mode	10	1
MIN	1,19	0,07
Cas	3	3
Mode	1	10

Tableau IV.4 : Période fondamentale.

La période maximale est de **0.84s** pour le 1^{er} mode de vibration et la période minimale est de **0.07s** pour le 10^{ème} mode de vibration.

Comparaison des résultats :

$$T_R = 0.8 \quad T_L = 0.8 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'excentricité [Art 4.2.7 RPA 99 version 2003]**

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux

sens. c.à.d. on doit vérifier que : $\begin{cases} e_x & e_x \\ e_y & e_y \end{cases}$

Avec:

e_{x0} et e_{y0} : Excentricités théoriques dans le sens xx et yy respectivement.

e_{x2} et e_{y2} : Excentricités accidentelles dans le sens xx et yy respectivement.

$$\text{Sachant : } \begin{cases} e_x = 5\%l_x \\ e_y = 5\%l_y \end{cases}$$

Les excentricités seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
2. Cliquer sur "**valeurs**" et dans cas de charge sur "**modale**".
3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement le nom des étages et les résultats voulus, à savoir e_x , e_y et e_x , e_x

Vérification de l'excentricité :

Cas/Etage	Nom	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
3/ 1	Etage 1	0,29	0,96	0,72	0,91
3/ 2	Etage 2	1,11	0,98	0,72	0,91
3/ 3	Etage 3	0,24	0,43	0,72	0,98
3/ 4	Etage 4	0,14	0,26	0,72	0,98
3/ 5	Etage 5	0,14	0,26	0,72	0,98
3/ 6	Etage 6	0,14	0,26	0,72	0,98
3/ 7	Etage 7	0,15	0,25	0,72	0,98
3/ 8	Etage 8	0,15	0,25	0,72	0,98
3/ 9	Etage 9	0,15	0,25	0,72	0,98
3/ 10	Etage 10	0,14	0,35	0,72	0,98

Tableau IV.5 : Les excentricités

$$\begin{cases} e_{XCal} & e_{XRPA} = 5\%L_X \\ e_{YCal} & e_{YRPA} = 5\%L_Y \\ e_{XCal} = e_X & = 0.17 \\ e_{YCal} = e_Y & = 0.64 \\ e_{XRPA} = e_X & = 0.72 \\ e_{YRPA} = e_Y & = 0.91 \end{cases}$$

Comme on peut constater le tableau ci-dessus, l'excentricité est vérifiée pour tous les étages et cela dans les deux directions.

➤ Justification du système de contreventement :

a-sous charges verticales :

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
5 (C)/1	6,80 9,12 2,87	-34181,98	-24025,59	-10156,38
5 (C)/2	6,88 9,11 6,63	-29806,11	-21046,44	-8759,67
5 (C)/3	6,82 9,48 9,73	-26388,27	-18605,67	-7782,61
5 (C)/4	6,88 9,65 12,84	-22996,55	-15810,77	-7185,78
5 (C)/5	6,88 9,65 15,90	-19604,76	-13364,48	-6240,28
5 (C)/6	6,88 9,65 18,96	-16212,97	-11033,64	-5179,33
5 (C)/7	6,85 9,69 22,07	-12857,87	-8505,47	-4352,40
5 (C)/8	6,85 9,69 25,13	-9561,79	-6282,65	-3279,14
5 (C)/9	6,85 9,69 28,19	-6270,03	-4119,63	-2150,41
5 (C)/10	6,84 9,75 31,30	-3006,01	-1949,65	-1056,36

Tableau VI.6. Charges verticales

$$\frac{F_p}{F_p + F_v} \quad 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprise par les portiques}$$

$$\frac{F_v}{F_p + F_v} \quad 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprise par les voiles}$$

On va vérifier la charge verticale

$$\begin{aligned} & \left. \begin{array}{l} F_z = 34181.98 \text{ KN} \\ F_z(\text{sur poteaux}) = 24025.59 \text{ KN} \\ F_z(\text{sur voiles}) = 10156.38 \text{ KN} \end{array} \right\} \end{aligned}$$

Charges verticales reprise par les voiles

$$\begin{aligned} F_z & \longrightarrow 100\% \\ F_z(\text{sur voiles}) & \longrightarrow X\% \\ 34181.98 & \longrightarrow 100\% \\ 10156.38 & \longrightarrow X\% \end{aligned}$$

$$\mathbf{X=29.71\%}$$

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges, donc d'après le RPA99/2003 le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

➤ Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99 version 2003]:

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente,

Autrement dit :

$$V_d \geq 0.8 \times V_s$$

Avec :

$$V_s = \frac{A \times D \times Q}{R} \quad [\text{Art 4.2.3 RPA 99 mode 99}]$$

Calcul du poids total de la structure :

$$\mathbf{W=G+0.2Q}$$

G et Q sont relevés du logiciel Robot

Poids total de la structure :

W est relevé du logiciel Robot : $w = 3074464,38 \text{ Kg} = 30150.2 \text{ KN}$

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

	A	D	R	Q	W (kg)
Valeurs	0.15	1.21	3.5	1.15	3074464,38

$$V_s = \frac{0.15 \times 1.21 \times 1.15}{3.5} \times 3074464,38 = 159584.46$$

$$0.8 \times V_s = 127.56 \text{ t}$$

V_d Sera tiré du logiciel Robot, en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "étage".
2. Cliquer sur "**effort réduit**".
3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir .
4. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner **Ex** et **Ey**.
5. Relever les résultats du 1er étage.

Pour le cas 4 (**Ex**) on relève qui représente , et Pour le cas 5 (**Ey**) on relève qui représente

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]
9/ 1	Vdx 1610,43	208,05
9/ 2	1556,59	204,38
9/ 3	1479,38	197,76
9/ 4	1381,18	187,56
9/ 5	1263,82	174,01
9/ 6	1130,45	156,48
9/ 7	982,26	135,08
9/ 8	810,38	109,91
9/ 9	605,82	79,71
9/ 10	345,34	43,00
10/ 1	207,97	Vdy 1742,29
10/ 2	201,68	1692,34
10/ 3	191,47	1613,06
10/ 4	179,24	1511,03
10/ 5	163,87	1393,61
10/ 6	145,21	1252,42
10/ 7	123,27	1086,74
10/ 8	97,38	900,14
10/ 9	67,84	675,99
10/ 10	35,43	381,34

$V_d = 1610,43 \text{ KN}$

$V_d = 1742.29 \text{ KN}$

$V_d = 164.22 \text{ (t)} > 0.8 V_{Si} = 127.56 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$

$V_d = 177.66 \text{ (t)}$ $\Psi 0.8 \times V_{Si} = 127.56 \text{ t}$ **Condition vérifié.**

➤ **Vérification de l'effort normal réduit [Art 7.4.3.1 RPA 99 version 2003] :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N}{E_c \times I_c} < 0.3$$

Avec :

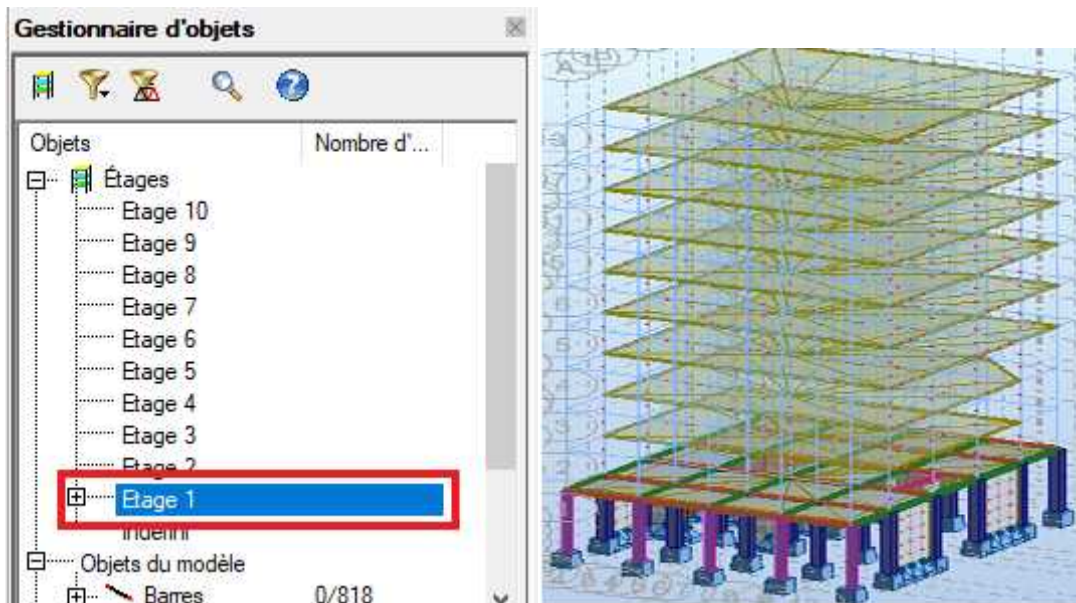
Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

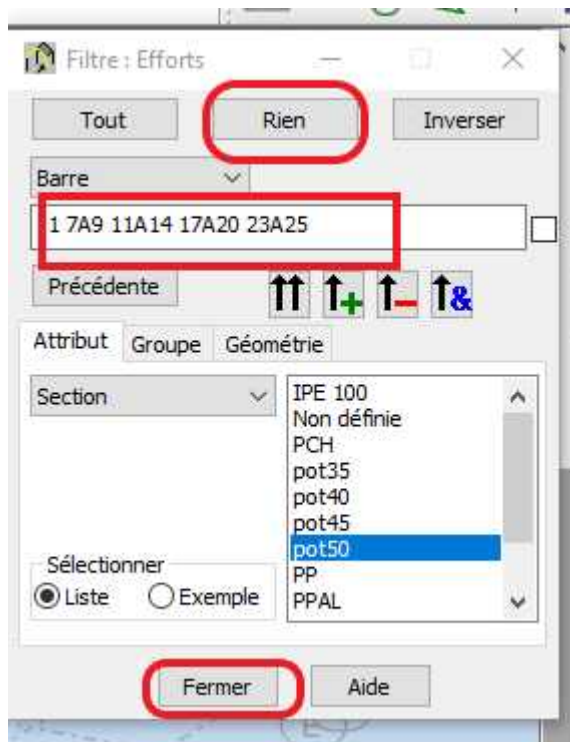
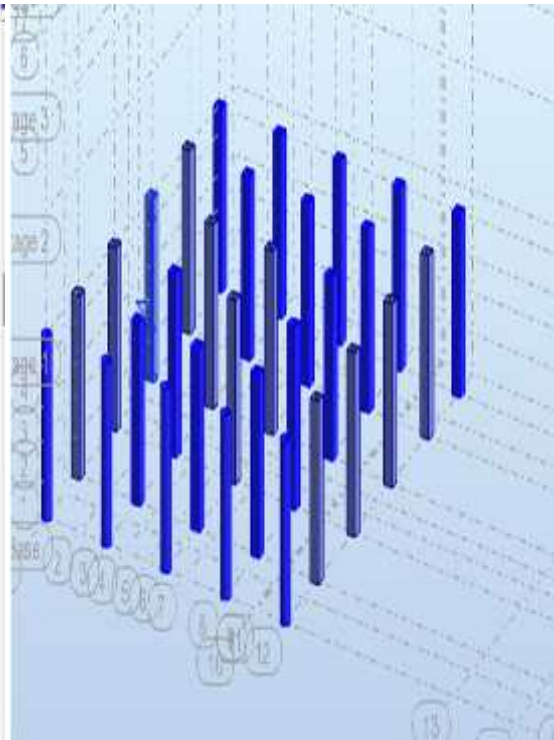
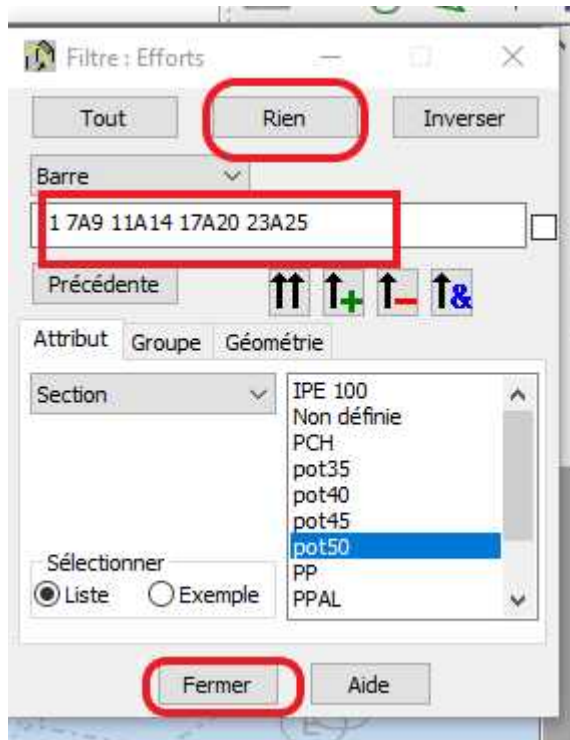
Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Pour relever la valeur de on va procéder comme suit :

1. Filtrer les étages, en cliquant deux fois sur le 1er étage.
2. A l'aide de l'outil de sélection, sélectionner les poteaux du 1er étage.
3. Ouvrir une nouvelle fenêtre pour afficher les poteaux sélectionnés.
4. Désélectionner les poteaux à coté des voiles, sélectionner les poteaux restants et les copier.
5. Ouvrir le tableau des efforts, puis bouton droit "**filtre**", cliquer sur "**rien**" puis coller les poteaux précédemment sélectionnés, et enfin cliquer sur "**fermer**".
6. Sélectionner le cas de charge suivant "**8A15**", c'est-à-dire les combinaisons sismiques.
7. Relever la valeur de "**Fx**" qui correspond à **N_d**.





Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]
7/ 14/ 13 (C) (C)	796,98	5,05
8/ 15/ 13 (C) (C)	1095,99	4,91
8/ 16/ 13 (C) (C)	1067,85	4,91
9/ 17/ 13 (C) (C)	861,23	26,49
9/ 18/ 13 (C) (C)	815,33	20,28
11/ 21/ 13 (C) (C)	1144,20	4,04
11/ 22/ 13 (C) (C)	1116,05	4,04
12/ 23/ 13 (C) (C)	1333,29	2,16
12/ 24/ 13 (C) (C)	1305,14	2,16
13/ 25/ 13 (C) (C)	848,51	5,25
13/ 26/ 13 (C) (C)	821,76	5,25
14/ 27/ 13 (C) (C)	1152,23	5,43
14/ 28/ 13 (C) (C)	1124,08	5,43
17/ 33/ 13 (C) (C)	1193,35	4,18
17/ 34/ 13 (C) (C)	1165,20	4,18
18/ 35/ 13 (C) (C)	1376,92	Fx=Nd
18/ 36/ 13 (C) (C)	1348,77	2,31
19/ 37/ 13 (C) (C)	841,48	5,55
19/ 38/ 13 (C) (C)	814,73	5,55

$$N_d[\text{KN}] = 1376.92$$

$$a [\text{m}] = 0,5$$

$$b [\text{m}] = 0,5$$

$$f_{c2} [\text{Mpa}] = 25$$

Niveau	$u_{1 9cm}$	$u_{ xN U _{ex} \times R}$	$u_{ U }$	$u_{1 9cm}$	$u_{ xN U _{ey} \times R}$	$u_{ U }$	$1\%h_k$	Condition
Etage8	6.2	21.7	2.2	4.8	16.8	2.1	3.06	Condition vérifiée
Etage7	5.7	19.5	1.65	4.2	14.7	1.75	3.06	Condition vérifiée
Etage6	5.1	17.85	2.45	3.7	12.95	2.1	3.06	Condition vérifiée
Etage5	4.4	15.4	2.45	3.1	10.85	1.75	3.06	Condition vérifiée
Etage4	3.7	12.95	2.45	2.6	9.1	2.1	3.06	Condition vérifiée
Etage3	3.0	10.5	2.45	2.0	7.0	1.75	3.06	Condition vérifiée
Etage2	2.3	8.05	2.45	1.5	5.25	1.75	3.06	Condition vérifiée
Etage1	1.6	5.6	2.45	1.0	3.5	1.4	3.06	Condition vérifiée
RDC	0.9	3.15	1.75	0.6	2.1	1.05	3.06	Condition vérifiée
Entre Sol	0.4	1.4	1.4	0.3	1.05	1.05	4.59	Condition vérifiée

Tableau VI.8 : les déplacement entre étage.

Vérification de l'effet PU [Art5.9 RPA mod 2003] :

D'après le RPA l'effet peut être négligé, si à tous les niveaux :

$$= \frac{P \times \Delta k}{V \times h} \quad 0.10$$

Avec :

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

Δk : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

H_k : Hauteur de l'étage "k".

L'effet t PU représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Sens XX :

NIVEAU	P_k (Kg)	k	$P_{k \cdot k}$	V_X^k	H	$V_X^k \cdot h_k$	k	Condition
ET8	2902.21	2.2	6384.862	345.34	306	105674.04	0.0604	Vérifiée
ET7	2911.92	1.65	4004.668	605.2	306	185191.2	0.021	Vérifiée
ET6	2911.92	2.45	7134.204	810.38	306	247976.28	0.028	Vérifiée
ET5	2911.92	2.45	7134.204	982.26	306	300571.56	0.023	Vérifiée
ET4	3007.62	2.45	7368.669	1130.45	306	345917.7	0.021	Vérifiée
ET3	3007.62	2.45	7368.669	1263.82	306	386728.92	0.019	Vérifiée
ET2	3007.62	2.45	7368.669	1381.18	306	422641.02	0.017	Vérifiée
ET1	3059.67	2.45	7496.191	1479.38	306	452690.28	0.016	Vérifiée
RDC	2893.11	1.75	5062.942	1556.59	306	476316.54	0.010	Vérifiée
S SOL	3535.9	1.75	6187.825	1610.43	459	739187.7	0.008	Vérifiée

Tableau IV.9 .Vérification de l'effet PU dans le sens xx.

Sens YY :

NIVEAU	Pk (Kg)	k	Pk. k	V_y^k	H	$V_y^k \cdot h_k$	k	Condition
ET8	2902.21	2.1	6094.641	381.34	306	116690.04	0.052	Vérifiée
ET7	2911.92	1.75	5095.86	675.99	306	206852.94	0.024	Vérifiée
ET6	2911.92	2.1	6115.032	900.14	306	275442.84	0.022	Vérifiée
ET5	2911.92	1.75	5095.86	1086.74	306	332542.44	0.015	Vérifiée
ET4	3007.62	2.1	6316.002	1252.42	306	383240.52	0.016	Vérifiée
ET3	3007.62	1.75	5263.335	1393.61	306	426444.66	0.012	Vérifiée
ET2	3007.62	1.75	5263.335	1511.03	306	462375.18	0.011	Vérifiée
ET1	3059.6	1.4	4083.44	1613.06	306	493596.36	0.008	Vérifiée
RDC	2893.11	1.05	3037.765	1692.34	306	517856.04	0.005	Vérifiée
S SOL	3535.9	1.05	3712.695	1742.29	459	799711.11	0.004	Vérifiée

Tableau IV.10. Vérification de l'effet PU dans le sens yy.

➤ **Remarque :**

Pour que notre structure soit stable et vérifiée, on a redimensionné la section des poutres secondaires adoptées au pré dimensionnement lors de la modélisation.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- ⌋ La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- ⌋ L'effort tranchant à la base est vérifié,
- ⌋ Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- ⌋ Les effets P- sont négligeables dans notre structure (vérifié).

b-Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{2}, 12 \Phi_1 \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

VI.3. Etape de calcul des armatures longitudinales :**1. Calcul du moment réduit :**

$$\tilde{m} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On a 2 cas :

- **Section simplement armée (Asc = 0) :**

Si $\tilde{m} < \tilde{m}_i = 0.392$ La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot d \cdot \eta_{st}}$$

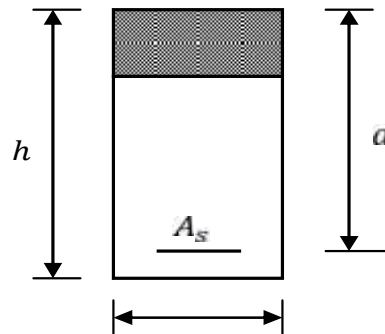


Figure V.1. Section simplement armée

- **Section doublement armée (Asc ≠ 0) :**

Si $\tilde{m} > \tilde{m}_i = 0.392$ La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \eta_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \cdot \eta_{st}} ; \quad A_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \eta_{st}}$$

Avec : $M_{e=}$ $\tilde{m} \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

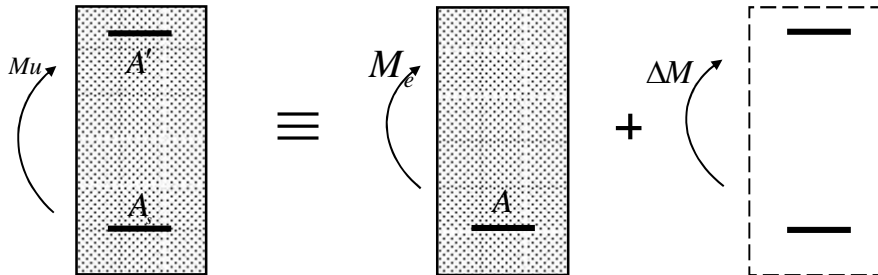


Figure V.2. Section doublement armée.

2. Les efforts internes dans les poutres :

➤ Poutres principales (30x35) :

• En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \gamma_b} ; f_b = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 21.73 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1.5 : \text{ dans le cas d'une situation}$$

durable.

$\gamma_b = 1.15$: dans le cas d'une situation accidentelle

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \gamma_b} = \frac{9.1 \cdot 1^3}{3 \cdot 3.5^2 \cdot 2.7} = 0.143 < 0.392 \quad \text{S.A.A} \quad = 0.922$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot \sigma_s} = \frac{9.1 \cdot 1^3}{0.9 \cdot 5} = 8.27 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \gamma_b} = \frac{9.8 \cdot 1^3}{3 \cdot 3.5^2 \cdot 2.7} = 0.134 < 0.392 \quad \text{S.A.A} \quad = 0.928$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot \sigma_s} = \frac{9.8 \cdot 1^3}{0.9 \cdot 5} = 7.69 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutres secondaires (30x35) :**

• **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \alpha} = \frac{5.0 \times 1^3}{3 \times 30^2 \times 0.9} = 0.80 < 0.392 \quad \text{S.A.A} \quad = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\alpha \times \sigma_s} = \frac{5.0 \times 1^3}{0.9 \times 15} = 4.42 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \alpha} = \frac{7.3 \times 1^3}{3 \times 30^2 \times 0.9} = 0.106 < 0.392 \quad \text{S.A.A} \quad = 0.944$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s} = \frac{7.3 \times 1^3}{0.9 \times 15} = 5.97 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivant :

3. Ferrailage des poutres principales (30x35) :

	Mmax (KN.m)	μ_b	Observation		A_s cm ²	Ferrailage	A adoptées cm ²
Aux appuis	92.83	0.134	SSA	0.928	7.69	3HA14 +3HA14	9.24
En travées	99.13	0.143	SAA	0.922	8.27	3HA14 +3HA14	9.24

Tableau V.1. ferrailage des poutres principales

4. Ferrailage des poutres secondaires (30x35) :

	Mmax (KN.m)	μ_b	Observation		A_{st} cm ²	Ferrailage	A adoptées
En travées	50.05	0.08	SSA	0.958	4.42	3HA12 +3HA12	6.79
En appuis	73.34	0.106	SSA	0.944	5.97	3HA12 +3HA12	6.79

Tableau V.2 : ferrailage des poutres secondaires

VI.4. Vérifications à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\text{MIN}} = \frac{0.2 \cdot b \cdot d \cdot f_c}{f_t}$$

- Poutres principales : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{MIN}} = \frac{0.2 \times 30 \times 32.5 \times 21}{4} = 1.1 \text{ m}^2$ C.V

- Poutres secondaire : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{MIN}} = \frac{0.2 \times 30 \times 32.5 \times 21}{4} = 1.1 \text{ m}^2$ C.V

b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée :99):

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

➤ $\tau_u = \frac{T_m}{b \cdot d}$ Avec : T_m : effort tranchant.

➤ $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_c}{b} ; 5 \text{ M}\right\}$ fissurations peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.1 \frac{2}{1.5} ; 4\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{2.5 ; 4 \text{ M}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observations
Principale	T_m	50.58	30	32.5	0.51	2.5	Condition vérifiée
Secondaire	T_m	41.76	30	32.5	0.42	2.5	Condition vérifiée

Tableau V.3 : Vérification au cisaillement

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99) :

$$T_m \leq 0.3 \frac{f_c}{\gamma_b}$$

- Poutre principales : $T_m = 0.36 \times \frac{2}{1.5} \times 30 \times 32.5 \times 10^{-1} = 585 \text{ KN}$

Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $T_m = 0.36 \times \frac{2}{1.5} \times 30 \times 32.5 \times 10^{-1} = 6 \text{ K}$

Condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.321 /BAEL91 / modifiée 99) :

Poutres	T_u^m (KN)	M_u^m (KN.m)	d(m)	$\frac{0.9}{\times d}$	A_u (cm^2)	Observation
Poutres principale	50.58	99.13	0.325	0.292	7.69	C.V
Poutres secondaire	41.76	73.34	0.325	0.292	4.42	C.V

Tableau. V.4 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0.9} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_m + \frac{M_m}{0.9} \right) \frac{1}{s}$$

$$\text{D'où : } A_u = \left(T_u - \frac{M_u}{0.9} \right) \frac{s}{f_c}$$

$$\text{- Poutre principales : } \left(50.58 - \frac{99.13}{0.9 \times 0.3} \right) = -20.3 < 0$$

$$\text{- Poutre secondaires : } \left(41.76 - \frac{73.34}{0.9 \times 0.3} \right) = -20.9 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91) :

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_s = \psi_s \cdot f_{t2}$$

Avec : ψ_s Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_m}{0.9 \cdot \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n f w, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\text{Poutre principales : } \sum u_i = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37$$

$$\tau_u = \frac{5.5}{0.9 \times 3.5 \times 2.3} \times 10 = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.1 \text{ M}$$

Condition vérifiée.

Poutre secondaire : $\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37$

$$\tau_u = \frac{4.7}{0.9 \times 3.5 \times 2.3} \times 10 = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.1 \text{ M}$$

Condition vérifiée.

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

f) Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$.

- W 14 : $L_s = 49.34 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$.

- W 14 : $L_c = 20 \text{ cm}$

g) Longueur de recouvrement : RPA99/2003(Art 7.5.2.1) :

$l_r = 40 \times l$

$W = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$, on adopte: $l_r = 60 \text{ cm}$.

h) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$r = \min \left(\frac{h}{3}, \frac{b}{1}, 1 \right)$$

$$- \quad r = \min \left(\frac{3}{3}, \frac{3}{1}, 1.4 \right) = (1, 3, 1.2) = 1 \text{ cm}$$

Soit : $r = 8 \text{ mm}$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$r = \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1 ; 1.4 ; 3) \quad \text{où } r \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le}$$

ferrailage. Soit $r = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier ; soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements :**

• **Zone nodale :** $St = \min\left(\frac{h}{4}; l; 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales / secondaires (30×35) : st=10cm

• **Zone courante :** $St = \frac{h}{2}$

- Poutres principales / secondaires ((30×35) : St=8.75cm ; soit St=10cm

i) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA99/2003 (Art7.5.2.2):

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times St \times b$

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$\begin{cases} A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2 & 2.01\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone courante} \dots \text{Vérifiée} \\ A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2 & 2.01\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone nodale} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

VI.5.Vérifications à L'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \quad \bar{\sigma}_b$$

➤ $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

➤ $\sigma_b = \frac{1}{K_1} \times s$

Avec : $s = \frac{M_s}{1.d.A_s}$ et $1 = \frac{1}{b.d}$

		Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ _l	K1	1	σ _b (MPA)	σ̄ _b (MPA)	σ _s MPA	Observa tion
P.P	En travée	18.76	9.24	0.947	21.50	0.863	3.36	15	72.38	C.V
	Aux appuis	44.99	9.24	0.947	21.50	0.863	3.36		173.60	C.V
P.S	En travée	15.92	6.79	0.696	20.71	0.860	5.00	15	83.88	C.V
	Aux appuis	36.61	6.79	0.696	20.71	0.860	5.00		192.90	C.V

Tableau V.5: Vérification des contraintes a l'ELS

VI.6. Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.2/BAEL modifié 99) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite.

$$\frac{1}{l} \leq \frac{1}{1}$$

$$\frac{M_t}{l} \leq \frac{M_0}{1}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

➤ **Sens principale :**

$$\frac{1}{l} = \frac{3}{3} = 0.09 \quad \frac{1}{1} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{M_t}{l} = \frac{3}{3} = 0.09 \quad \frac{1.7}{1 \times 4.9} = 0.04 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{9.2}{3 \times 3} = 0.0009 \quad \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$\frac{1}{l} = \frac{3}{3} = 0.09 \quad \frac{1}{1} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{l} = \frac{3}{3} = 0.09 \quad \frac{1.9}{1 \times 3.6} = 0.043 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.7}{3 \times 3} = 0.0006 \quad \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens

VI.2 Ferrailage des poteaux :

VI.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ROBOT ils sont donc calculés en flexion composée. Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	b	s		f_c	f_b	F_e (Mpa)	s (Mpa)
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	18.48	400	400

Tableau V.6 : caractéristiques mécaniques des matériaux

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1,35G+1,5Q \quad \text{à l'ELU.}$$

$$G+Q \quad \text{à l'ELS}$$

$$G+Q\pm E \quad \text{RPA99 révisée 2003.}$$

$$0,8G\pm E \quad \text{RPA99 révisée 2003.}$$

VI.2.1. Recommandations du RPA :

➤ **Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 l** (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm en zone II**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

❖ **Pourcentage total minimum**

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (**0.8% x b x h**) :

$$- \text{ Poteaux (50x50) : } A_{min}=0.008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$$

- Poteaux (45x45) : $A_{min}=0.008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$
- Poteaux (40x40) : $A_{min}=0.008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$
- Poteaux (35x35) : $A_{min}=0.008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$

❖ Pourcentage total maximum

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement

➤ Zone courante

- Poteaux (50x50) : $A_{min}=0.04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$
- Poteaux (45x45) : $A_{min}=0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
- Poteaux (40x40) : $A_{min}=0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
- Poteaux (35x35) : $A_{min}=0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

➤ Zone de recouvrement

- Poteaux (50x50) : $A_{min}=0.06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$
- Poteaux (45x45) : $A_{min}=0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$
- Poteaux (40x40) : $A_{min}=0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$
- Poteaux (35x35) : $A_{min}=0.06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$

V.II.3.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

➤ Exposé de la méthode de calcul

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

❖ Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.
- (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

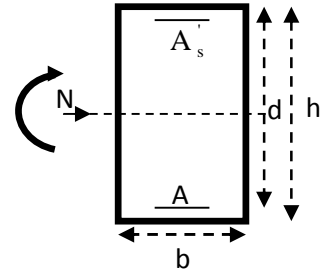
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2f_b$$



Avec :

N_u : effort de compression :

M_f : moment fictif

$$M_f = N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) + M$$

Détermination des armatures : $\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 f_b}$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.8 f_c}{\gamma_{lc}}$$

➤ **1er cas**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ → section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f \cdot \frac{N_u}{\sigma_s}$

Avec : $s = \frac{f_e}{s}$

➤ **2ème cas**

Si $\mu > \mu_1 = 0.392$ → la section est doublement armée. ($A' > 0$)

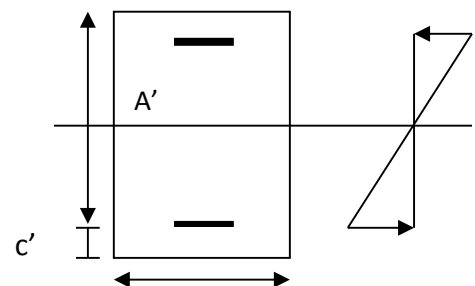
On Calcul:

$$M_f = \mu_1 \cdot b d^2 f_b$$

$$M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée



$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \quad s$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

❖ **Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) bh^2 f_{bc}$$

➤ **1er cas**

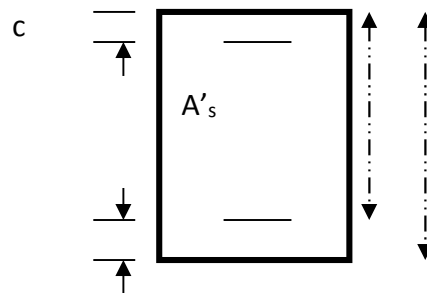
Si $N_u(d-c') - M_f > (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_s' > 0$$

• **La section d'armature**

$$A_s' = \frac{M_f(d - 0.5h)bh \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} c'$$

$$A_s = \frac{N_u - b f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$



➤ **2^{eme} cas**

Si $N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est Simplement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi b f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \psi = \frac{0.3 + \frac{N(d-c') - M_f}{b^2 f_{bc}}}{0.8 - \frac{c}{h}}$$

❖ **Section entièrement tendue**

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_s = N_u \frac{\frac{h}{d} - \epsilon + \epsilon_u}{\sigma_1 (d - \epsilon)} F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma}$$

$$A_s = \left(\frac{N_u}{1} - A_s \right)$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

❖ **Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Niveau	La section des poteaux	Effort normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation
		N _{max}	N _{min}	M _y	M _z	
Entresol et RDC et 1 ^{er} étage	50 × 50	N _{max}	1744.85	M _y	2	ELU
				M _z	4.94	
		N _{min}	680.93	M _y	-39.55	G+Q+Ey
		M _z	-19.33			
2 ^{ème} et 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45 × 45	N _{max}	1321.80	M _y	4.22	ELU
				M _z	27.13	
		N _{min}	520.91	M _y	41.74	G+Q+Ey
		M _z	-28.10			
5 ^{ème} et 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40 × 40	N _{max}	751	M _y	5.99	ELU
				M _z	24.54	
		N _{min}	298.15	M _y	-35.88	G+Q+Ey
		M _z	-28.04			
8 ^{ème} étage	35 × 35	N	191.36	M _y	6.73	ELU
				M _z	36.69	
		N	77.11	M _y	-27.26	G+Q+Ey
		M _z	-37.82			
		N	144.48	M _{max}	32.52	G+Q+Ey

Tableau V.7 : Les efforts internes dans les poteaux

➤ **Exemple de calcul manuel :**

• **Poteaux 50 × 50**

N_u = 1744.85 et M_{cor} = 4.94 KN.m

- Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M}{N} = \frac{49}{1.8} = 0.002 < \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{S.E.C}$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

$$d = h - c = 0,5 - 0,03 = 0,47$$

➤ Ferraillage des poteaux :

Niveau	poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A _{sc} (Cm ²)	A _{st} (Cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	
		N _{max}	N _{min}	M _y	M _z							
Entresol et RDC et 1 étage	50×50	N _{max}	1744.85	M _y	2	ELU	SEC	00	00	20	28.65	4HA20+8HA16
				M _z	4.94							
		N _{min}	680.93	M _y	-39.55	G+Q	SEC	00	00			
				M _z	-19.33	+Ey						
		N _{cor}	1376.98	M _{max}	37.20	G+Q	SEC	00	00			
						+Ey						
2 ^{eme} et 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	45×45	N _{max}	1321.80	M _y	4.22	ELU	SEC	00		16.2	20.36	4HA16+8HA14
				M _z	27.13							
		N _{min}	520.91	M _y	41.74	G+Q		00	00			
				M _z	-28.10	+Ey						
		N _{cor}	1040	M _{max}	40.59	G+Q	SEC	00	00			
						+Ey						
5 ^{eme} et 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	40×40	N _{max}	751	M _y	5.99	ELU	SEC	00		12.8	18.47	12HA14
				M _z	24.54							
		N _{min}	298.15	M _y	-35.88	G+Q	SEC	00	00			
				M _z	-28.04	+Ey						
		N _{cor}	585.94	M _{max}	38.97	G+Q	SEC	00	00			
						+Ey						
8 ^{eme} étage	35×35	N	191.36	M _y	6.73	ELU	SEC	00	00	9.8	12.32	8HA14
				M _z	36.69							
		N	77.11	M _y	-27.26	G+Q	SEC	00	00			
				M _z	-37.82	+Ey						
		N	144.48	M _{max}	32.52	G+Q	SEC	00	00			
						+Ey						

Tableau V.8 : Calcul du ferraillage des poteaux

- Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armature

A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99 modifié 2003 » en Zone

IIa

V.2.3. Vérifications à l'ELU

V.2.3.1. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

V.2.3.2. Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$s_t = \frac{l}{3} = \frac{1}{3} = 5.33\text{mm}$$

$$s_t = 8\text{mm}$$

s_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $s_t/8$.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$)

➤ Espacement des armatures transversales

- Selon le BAEL 91(ArtA8.1.3)

$$S_t = \min\{15 \frac{m}{l}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec: a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t = \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t = 18\text{cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

En zone nodale

$$S_t = \min\{1\varnothing_L^{\min}, 15\text{cm}\} = \min\{10.1.2; 15\text{cm}\} = 12\text{cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S_t = 15 \times \varnothing_L^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

V.2.3.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$\text{-Si } g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_l$$

$$\text{-Si } g \geq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_l$$

-Si $3 < g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

g : Elancement géométrique du poteau.

$$g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : **l_f** longueur de flambement du poteau.

l_0 Hauteur libre du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

➤ **Poteaux (50 x 50)**

- **Entresol**

$$g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.3}{0.5} = 6.20 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ Cv
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.25 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ Cnv

- **RDC, Etage 1 et**

$$g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.8}{0.5} = 4.04 < 5$$

$\rho_a = 3.7$ → Interpolation $\frac{A_t}{b \cdot h} = 0.4\%$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.004 \times 10 \times 50 = 2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ Cv
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.004 \times 15 \times 50 = 3 \text{ cm}^2 > 2.01 \text{ cm}^2$ Cnv

➤ **Poteaux (45 x 45)**

- **Etage 2, 3, 4**

$$g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.8}{0.4} = 2.45 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.004 \times 10 \times 45 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ Cv

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.004 \times 15 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ Cnv

➤ **Poteaux (40 x40)**

- **Etage 5, 6, 7**

$$\eta = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.8}{0.4} = 5.05 > 5$$

- { Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Cv}$
- { Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Cv}$

➤ **Poteaux (35 x35)**

- **Etage 6, 7, 8**

$$\eta = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.8}{0.3} = 5.77 > 5$$

- { Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Cv}$
- { Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.56 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Cv}$

Les armatures transversales des poteaux (50x50) et (45x45) seront composées de 2 cardes 10 ;

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales des poteaux (40x40), (35x35) et (30x30) seront composées de 2 cardes 8 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

V.2.3.4. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

(Art.7.4.2.1) h' = Max (he/6; b1; h1; 60)

he : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

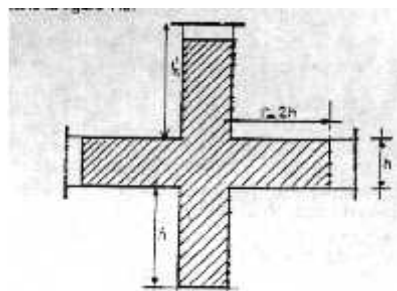


Figure. V.3 : zone nodale dans le poteau

➤ **Poteaux (50 x 50)**

- **Entresol**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left(\frac{4 - 3}{6}; 50; 50; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (70 ; 50; 50; 60)$$

$$h' = 70 \text{cm}$$

- **RDC, Etage 1**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left(\frac{z}{6}; 50; 50; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (45.1 ; 45; 45; 60)$$

$$h' = 60 \text{cm}$$

- **Poteaux (45x 45)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left(\frac{z}{6}; 40; 40; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (45.1; 40; 40; 60)$$

$$h' = 60 \text{cm}$$

- **Poteaux (40x 40)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left(\frac{z}{6}; 40; 40; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (45.1; 40; 40; 60)$$

$$h' = 60 \text{cm}$$

- **poteaux (35x 35)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left(\frac{z}{6}; 35; 35; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (45.1; 35; 35; 60)$$

$$h' = 60 \text{cm}$$

La longueur minimale des recouvrements est de :

Pour la zone II : $L_r = 40$

Poteaux (50×50) : $h' = 70 \text{cm}$.

Poteaux (45×45) : $h' = 60 \text{cm}$.

Poteaux (40×40) : $h' = 60 \text{cm}$.

Poteaux (35×35) : $h' = 60 \text{cm}$.

Poteaux (35×35) : $h' = 60 \text{cm}$

V.2.3.4 .Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_D \bar{v}_D = \rho_D \times f_{c2}$

$$\text{si } \rho_D \geq 0.075 \bar{v}_D = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{si } \rho_D < 0.075 \bar{v}_D = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_D = \frac{T_u}{b}$$

➤ **Poteaux Sous-sol 1, 2 (50x50)**

$$\tau_D = \frac{52.23 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.22M$$

➤ **Poteaux étage 2, 3, 4 (45x45)**

$$\tau_D = \frac{44.29 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.234M$$

➤ **Poteaux étage 5, 6,7 (40x40)**

$$\tau_D = \frac{31.56 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.213M$$

➤ **Poteaux étage 8 (35x35)**

$$\tau_D = \frac{28.81 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.257M$$

Poteau	h (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	ρ_D	τ_D	\bar{v}_D	Condition	
50x50	50	50	47	52.23	6.20	0.075	0.22	1.875	CV
					4.04	0.04	0.22	1	CV
45x45	45	45	42	44.29	5.84	0.075	0.234	1.875	CV
					4.47	0.04	0.234	1	CV
40x40	40	40	37	31.56	5.04	0.075	0.213	1.875	CV
35x35	35	35	32	28.81	5.76	0.075	0.257	1.875	CV

Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

V.2.4 Vérifications à l'ELS :

Condition de non fragilité La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t2}}{f} \times \frac{e^{-0.4} \times d}{e^{-1} \times d} \times b \cdot d$$

V.2.4.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_D et dans les aciers σ_S sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_D$ et $\bar{\sigma}_S$.

$$\begin{cases} \sigma_S = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ Section partiellement comprimée.

V.2.4.2. Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale :
 $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_s = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{ii} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

❖ Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

V.2.4.3. Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_S \\ P = -3L_C^2 - \frac{9 A_S'}{b} (L_C - c') + \frac{9 A_S}{b} (d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90 A_S'}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90 A_S}{b} (d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

V.2.4.4. Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

$$\begin{cases} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \end{cases}$$

L_C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_S. \\ P = -3L_C^2 - \frac{9 A_S'}{b} (L_C - c') + \frac{9 A_S}{b} (d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90 A_S'}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90 A_S}{b} (d - L_C). \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 \left(\sqrt[3]{-q} - q \right), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \geq 0$ L'équation admet trois racines :

Avec :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\Psi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\Psi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\Psi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\cos \alpha = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{5} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A_s (y_1 + c)^2]$$

Finalement :

$$b = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \quad - \quad b$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_b : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_s : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_b : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_s : Contrainte max dans les aciers inférieure.

$$\text{Avec : } \cos \alpha = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{5} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A_s (y_1 + c)^2]$$

Finalement :

$$b = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \quad - \quad b$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_b : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_s : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_b : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_s : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimal d'armatures $A_{s \min}$ correspondante recommandée par le règlement (**RPA 99 mod 2003**) en zone II

Niveau	Section des poteaux	Armatures longitudinales	Armatures transversales
--------	---------------------	--------------------------	-------------------------

Entresol et RDC et 1 ^{ER} étage	50*50	4HA20+8HA16	2 cardes 10
2 et 3 et 4 ^{eme} étage	45*45	4HA16+8HA14	2 cardes 10
5 et 6 et 7 ^{eme} étage	40*40	12HA14	2 cardes 8
8 ^{eme} étage	35*35	8HA14	2 cardes 8

Tableau V.10 : Section des poteaux

VI.3. FERRAILLAGE DES VOILES :

VI.3.1. Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale encastrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des bandes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'E \\ G + Q \text{ à } L'E \end{array} \right\} B \quad 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \quad E \end{array} \right\} R \quad 99/V \quad 2003$$

VI.3.1.1. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

VI.3.1.2. Exposer de la méthode :

Méthode de ferrailage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la *R.D.M.*

Cette méthode se fait pour une bande de largeur d , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M)

VI.3.1.3. Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_m = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \text{ Avec } : B : \text{ Section de béton}$$

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_m = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} V, V : \text{Bras de levier } V = V' = \frac{L_V}{2}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d = m \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_C \right)$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + \sigma_1} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d) \times |\sigma_m|}{l_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones

- **Zone I** : entresol et RDC et 1^{er} étage
- **Zone II** 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage
- **Zone III** : 5^{eme}, 6^{eme} ; 7^{eme} et 8^{eme} étage

VI.3.2 Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

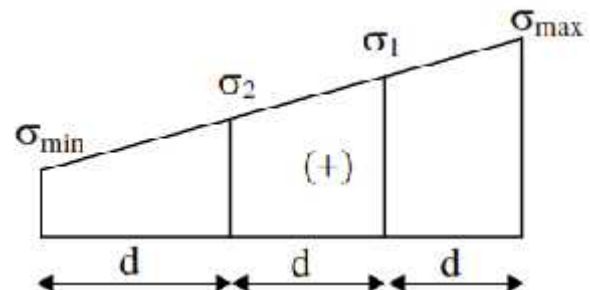


Figure V.4 : Section entièrement comprimée.

e : Epaisseur du voile.

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_v = \frac{N_t + B \times f_{c2}}{\sigma_s} \quad \text{Avec } B : \text{Section du tronçon considéré,}$$

$\sigma_s = 348 \text{ M}$ ==> Situation Courante,

$\sigma_s = 400 \text{ M}$ ==> Situation Accidentelle.

➤ Section minimale :

$A_m = 2 c \cdot z^2$ Pour une longueur de la bande « d ».

0,2 % $\frac{A_m}{B}$ 0,5 % Avec B : section du béton comprimé.

VI.3.3 Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

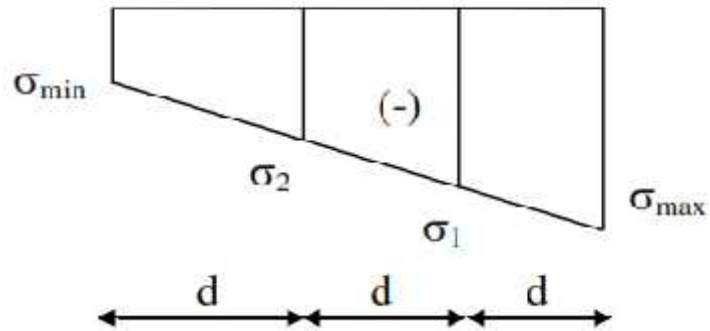


Figure V.5 : Section entièrement tendue.

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

VI.3.4 Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

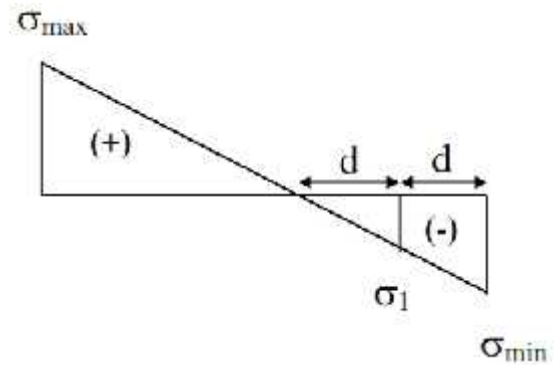


Figure V.6 : Section partiellement comprimée.

❖ Remarque :

σ_u e σ_D Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).

σ_u e σ_D Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C).

σ_u e σ_D Sont des signes contraires on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

➤ Armatures verticales : $A_v = \frac{N_t}{\sigma_s}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

➤ Armatures minimales : $A_m = m \left(0,23 \frac{Bf_{t2}}{I_e} ; 0,005B \right)$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

➤ Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H = 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H = 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{(A 7.7.4.3 R 99 2)}$$

$$A_H = \frac{A_V}{4} \left. \right\} B = 91 M \text{ } \text{éé 99}$$

Avec : A_V Section d'armatures verticales.

B Section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doit pas dépasser

1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99/ Version 2003).

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

Ferrailage minimal :

$$A_m = \frac{B f_{t2}}{f_e} \quad B = 91 M \quad \text{éé 99}$$

$$A_m = 0,2\% B \quad R = 99/V \quad 2003.$$

VI.3.5 Disposition constructives :

VI.3.5.1.Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t & 1,5 \times e \\ S_t & 30 c \end{cases} \quad A \quad 7.7.4.3 R \quad 99/ v \quad 2003.$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

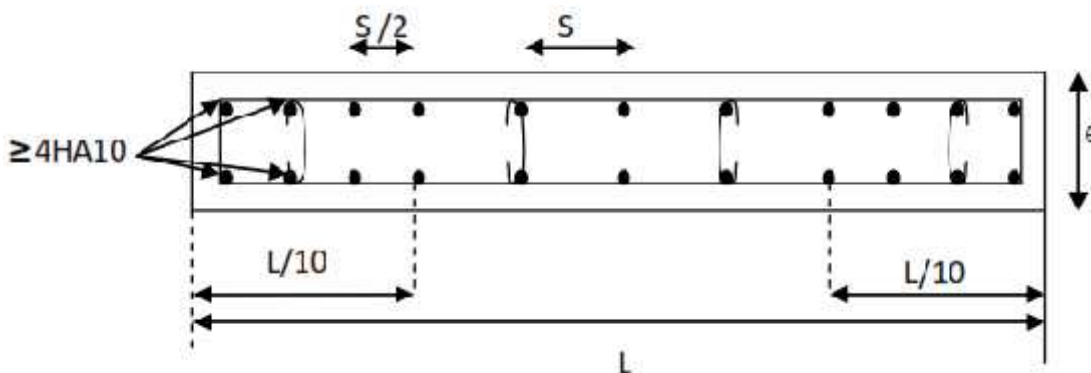


Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.5.2.Les longueurs de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40λ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20λ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Exposé de la méthode de calcul :**

- Calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N}$

VI.3.5.3.Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_m = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec : B : Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_m = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \quad V, V' : \text{Bras de levier} \quad V = V' = \frac{L_v}{2}$$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

VI.3.5.4.Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$$L_c = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + \sigma_m} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

➤ **Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c'$ si N_u est un effort de compression

$$g = e_u - \frac{h}{2} + c' \text{ si } N_u \text{ est un effort de traction}$$

➤ **Ferrailage du voile :**

✓ **Armatures verticales :**

$$\rho = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\chi_b}$$

χ_b : 1,15 situation accidentelle ; = 0,85 : si la durée d'application est < à 1 heure.

$$A_v = \frac{M_D}{\rho d} + \frac{N}{100 \rho}$$

Avec : A_v : section des armatures tendue du voile.

VI.3.6. Vérification a ELU :

➤ **Section minimale d'armature :**

$$A_m = \max \left\{ \begin{array}{l} A_m = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (A 4.2.1 / B 9) } \\ A_m = 0,002B \text{ (A 7.7.4.1 / R 9 v 2) } \end{array} \right.$$

$$A_m = \frac{B \times f_{t28}}{f}$$

➤ **Zone tendue :**

$$\text{On doit vérifier } A_{t1} \geq 0,2\% B \times l_t \text{ (A 7.7.4.1 / R 2) }$$

Avec :

B : la section de voile

l_t : la longueur de la zone tendue.

➤ **Globalement dans le voile :**

On doit vérifier :

$$A_{t1} \geq 0,1\% B \text{ (A 7.7.4.2 / R 9 v 2) }$$

➤ **Zone courante :**

On doit vérifier : $A_{st} \geq 0,1 \% L_c \times b$ (Art 7.7.4.2/R)

Avec

$L_c = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

VI.3.7.Vérification à l'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

VI.3.7.1.Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1,4 \times T$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\sigma_u = \frac{V_{max,ELU}}{b \cdot d} < \sigma_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec : σ_u : contrainte de cisaillement admissible

VI.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

-) Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
-) Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
-) Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

-) Les semelles continues sous mur.
-) Les semelles continues sous poteaux.
-) Les semelles isolées.
-) Les radiers.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

-) Les pieux.
-) Les puits.

VI.2 Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2.17 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1.50 m**.

VI.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

-) La nature de l'ouvrage à fonder.
-) La nature du terrain et sa résistance.
-) Profondeur du bon sol.
-) Le tassement du sol.

VI.3. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \mid B \mid \frac{N_{ser}}{\tau_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} \times \frac{A}{B} \times K \times 1 \quad A \times B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$D'où \quad B \mid \sqrt{\frac{N_s}{\tau_{sol}}}$$

-Exemple : $N_{ser} \times 1549.43 \text{ KN}$, $\tau_{sol} \times 217 \text{ KN} / m^2$ $B^2 \times 7.14 m^2$

-Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

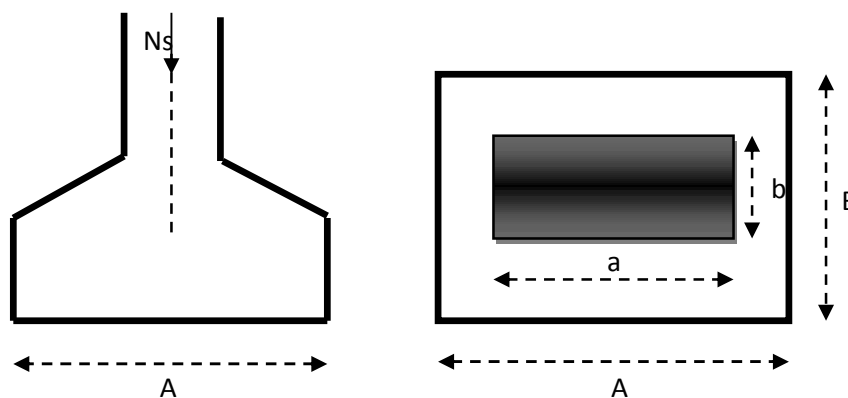


Figure VI.1 : dimensionnement d'une fondation

VI.3.2 Semelles filantes :

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\tau_{sol} \mid \frac{N_s}{S} \times \frac{G \Gamma Q}{B L}$$

τ_{sol} : Capacité portante du sol $\tau_{sol} = 2.17 \text{ bar}$

B : Largeur de la semelle

G et Q : charge et surcharge à la base du voile

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \mid \frac{N_s}{\dagger_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT	1986.42	3.80	2.40	9.12
VL1	2702.26	3.60	3.45	12.42
VL2	1080	2.20	2.26	4.97
				Σ = 26.51

Tableau VI.1. Surface des semelles filantes sous les voiles

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv = 26.51m²**

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

➤ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ Etape de calcul :

-Détermination de la résultante des charges $R \times N_i$

-Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e \times \frac{N_i \cdot e_i \cdot \Gamma \cdot M_i}{R}$

-Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e \Phi \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.

$e \Psi \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} \times \frac{N}{L} \mid 1Z \frac{6e}{L} ; q_{\max} \times \frac{N}{L} \mid 1\Gamma \frac{6e}{L} ; q_{fL/4A} \times \frac{N}{L} \mid 1\Gamma \frac{3e}{L}$$

➤ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N$:

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
A	730.66	-4.85	-3543.70	-5.90
B	1214.39	-1.35	-1639.42	-1.13
C	1265.14	0	0	-1.44
D	1012.54	1.35	1366.93	-2.16
E	737.11	4.85	3574.98	-4.27
	$\Sigma = 4959.84$		$\Sigma = -241.21$	$\Sigma = -14.9$

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

On a :

$$e = -0.05m < \frac{L}{6} = \frac{14.4}{6} = 2.4m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left[1 + \frac{6e}{L} \right] = \frac{4959.84}{14.4} \left[1 + \frac{6 \times (-0.05)}{14.4} \right] = 337.25 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left[1 - \frac{6e}{L} \right] = \frac{4959.84}{14.4} \left[1 - \frac{6 \times (-0.05)}{14.4} \right] = 351.60 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left[1 + \frac{3e}{L} \right] = \frac{4959.84}{14.4} \left[1 + \frac{3 \times (-0.05)}{14.4} \right] = 348.02 \text{ KN/m}^2$$

➤ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B = \frac{q_{fL/4A}}{\sigma_{SOL}} = \frac{348.02}{217} = 1.60m$$

On aura donc, $S = 1.6 \times 14.4 = 23.04m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = n \times B$

$$S_p = 5 \times 1.6 = 8.0m$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 247.69m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} \times 247.69m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_s}{S_{st}} \times 0.91$$

La surface totale des semelles représente 91% de la surface totale du bâtiment

($S_s = 50 \% S_T$), pour cela nous opterons pour un radier général.

c) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Il est très rigide en son plan horizontal,
- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation,
- Il facilite le coffrage,
- Il est exécutable rapidement,
- Il convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

) **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

) **Selon la condition forfaitaire**

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : portée max

$$L_{max} = 3.90 \text{ m} \quad 48 \text{ cm} \leq h \leq 78 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$.

- *Sous poteaux* :

) Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e \times \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \mid \frac{2}{\Leftrightarrow} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \stackrel{\Leftrightarrow}{2} L_e \mid \text{Ce qui conduit à } h \mid \sqrt[3]{\frac{2}{\Leftrightarrow} L_{\max}^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E \times 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \times 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \mid \sqrt[3]{\frac{2}{\mid 3.9}^4 \mid \frac{3 \mid 40}{10818.865}} \times 0.75 \text{ m}$$

On prend : **$h = 90\text{cm}$** .

La dalle : La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \mid \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm.

$$h_d \mid \frac{390}{20} \times 19.5 \text{ cm}$$

On prend : **$h_d = 30\text{cm}$** .

La nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur : $h_n \mid \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \mid \frac{390}{10} \times 39 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 50\text{cm}$.

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h = 90\text{cm}$ Hauteur totale du Radier.

$h_n = 50\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 40\text{cm}$ Largeur de la nervure.

➤ **Détermination des efforts :**

) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 18895.87 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 2868.32 \text{ KN}$

) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u \quad X1,35G \quad \Gamma1,5Q \quad X1,35 \quad | \quad 18895.87 \quad \Gamma1,5 \quad | \quad 2868.32 = 29811.90\text{KN}$.

A L'ELS: $N_s \quad XG \quad \Gamma Q \quad X18895.87+2868.32 = 21764.19\text{KN}$.

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU: } S_{radier} \quad | \quad \frac{N_u}{1,33 \text{ sol}} \quad X \frac{29811.9}{1,33 \quad | \quad 217} \quad X103.29\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \quad | \quad \frac{N_s}{1,33 \text{ sol}} \quad X \frac{21764.19}{1,33 \quad | \quad 217} \quad X75.41\text{m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} \quad X \max \left\{ S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS} \right\} \quad X103.29\text{m}^2$$

$$S_{bat} \quad X260.64\text{m}^2 \quad > \quad S_{rad} \quad X103.29\text{m}^2$$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \quad | \quad \max \left\{ \frac{h}{2}; 30\text{cm} \right\} \quad X \max \left\{ \frac{90}{2}; 30\text{cm} \right\} \quad X45\text{cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 50\text{cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 260.64 + 0.5 (14.4 + 18.1) \times 2 = 293.14m^2$$

➤ **Poids du radier :**

P_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

$$\text{Volume du radier} = 0.30 \times 293.14 + (0.5 - 0.30) \times (0.40 \times 157.2) = 100.52 + 88.03m^3$$

$$\text{Volume de T.V.O} = 293.14 \times (0.5 - 0.3) = 12.576 = 46.05 + 37.73m^3$$

$$\text{Volume de la dalle flottante libre} = (293.14 \times 0.12) = 35.17m^3 \quad (e_p = 12cm).$$

$$\text{Poids de T.V.O} = 1.7 \times 46.05 = 78.28KN$$

$$\text{Poids de la dalle flottante libre} = 35.17 \times 25 = 879.25KN$$

$$\text{Poids du radier} = 100.52 \times 25 + 78.28 + 879.25 = 3470.53KN.$$

3-3-5) Combinaison d'action :

$$N_u = N_u + 1,35P_{rad} = 29811.9 + (1,35 \times 3470.53) = 34497.11 KN.$$

$$N_s = N_s + P_{rad} = 21764.19 + 3470.53 = 25234.72 KN.$$

VI.4 Vérification :

VI.4.1 Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{b}, 4MPa \right) = 2,5 MPa$$

Avec : $b = 100 cm$, $d = 0,9h_d = 27 cm$.

$$T_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{34497.11}{293.14} \cdot \frac{3.6}{2} = 211.82KN$$

$$\tau_u = \frac{211.82}{0.27 \cdot 1000} = 0,78MPa \leq \tau_{adm} = 2,5MPa, \text{ condition vérifiée.}$$

VI.4.2 Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \leq r \cdot S_{rad} \cdot x_w \cdot Z = 1,5 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot 211.82 = 1588.65KN$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

γ : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement = 1.5,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$),

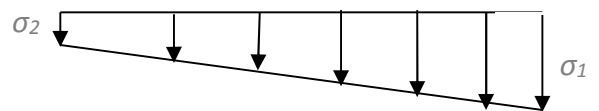
Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 0.5\text{ m}$),

$P = 3470.53 > 1588.65\text{ KN}$ pas de risque de soulèvement de la structure.

VI.4.3 Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- efforts normaux dus aux charges verticales,
- moment de renversement dû au séisme.



$$M \quad X M_0 \quad \Gamma T_0 \quad h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m \times \frac{3\sigma_1 + \Gamma\sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

ELU : $\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol}$

ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$\sigma_{sol} \times 217\text{ KN/m}^2 \leq 1,33\sigma_{sol} \times 288.61\text{ KN/m}^2$

Avec :

$$\sigma_{1,2} \times \frac{N}{S_{rad}} \left\{ \frac{M}{I} \right.$$

-Calcul du CDG et les moments d'inertie :

Les coordonnées du centre de graviter du radier sont :

$$X_G = X \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \times 9.85\text{ m} ; \quad Y_G = X \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \times 5.6\text{ m}$$

Avec : Si : Aire du panneau considéré.

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 7135.68 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = 2306.42 \text{ m}^4$$

-Calcul des moments :

$$M_{X-X} = 36942.4 + 1627.93 \times 0.9 = 38407.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y-Y} = 30978 + 1896.27 \times 0.9 = 32684.64 \text{ KN.m}$$

➤ Sens longitudinal :

A P'ELU: $M_X = 38392.14 \text{ KN.m}$, $N_u = 34497.11 \text{ KN}$

$$1 \quad X \frac{N_u}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_x}{I_{yy}} \quad V \quad X \frac{34497.11}{293.14} \Gamma \frac{38392.14}{7135.68} \quad | \quad 9.05 \quad X \quad 166.37 \text{ KN/m}^2$$

$$2 \quad X \frac{N_u}{S_{rad}} Z \frac{M_x}{I_{xx}} \quad V \quad X \frac{34497.11}{293.14} Z \frac{38392.14}{7135.68} \quad | \quad 9.05 \quad X \quad 68.98 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$m \quad X \frac{3 \cdot 166.37 \Gamma 68.98}{4} \quad X \quad 142.02 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1,33 \quad_{sol} \quad X \quad 1,33 \quad | \quad 217 \quad X \quad 288.61 \text{ KN/m}^2$$

$$m \quad X \quad 142.02 \text{ KN/m}^2 \quad \Phi \quad 1,33 \quad_{sol} \quad X \quad 288.61 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

A P'ELS: $M_X = 38392.14 \text{ KN.m}$, $N_s = 25234.72 \text{ KN}$.

$$1 \quad X \frac{N_s}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_x}{I_{xx}} \quad V \quad X \frac{25234.72}{293.14} \Gamma \frac{38392.14}{7135.68} \quad | \quad 9.05 \quad X \quad 134.77 \text{ KN/m}^2$$

$$2 \quad X \frac{N_s}{S_{rad}} Z \frac{M_x}{I_{xx}} \quad V \quad X \frac{25234.72}{293.14} Z \frac{38392.14}{7135.68} \quad | \quad 9.05 \quad X \quad 37.40 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$m \quad X \frac{3 \cdot 134.77 \Gamma 39.4}{4} \quad X \quad 110.92 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad_{sol} \quad X \quad 217 \text{ KN/m}^2$$

$$m \quad X \quad 110.92 \text{ KN/m}^2 \quad \Phi \quad_{sol} \quad X \quad 217 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :

A l'ELU : $M_y = 33145.85 \text{ KN.m}$, $N_u = 34497.11 \text{ KN}$.

$$1 \quad X \frac{N_u}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_y}{I_{yy}} \quad V \quad X \frac{34497.14}{293.14} \Gamma \frac{33145.85}{2306.42} \quad | \quad 7.2 \quad X \quad 221.14 \text{ KN/m}^2$$

$$2 \quad X \frac{N_u}{S_{rad}} Z \frac{M_y}{I_{yy}} \quad V \quad X \frac{34497.14}{293.14} Z \frac{33145.85}{7135.68} \quad | \quad 7.2 \quad X \quad 14.20 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$m \quad X \frac{3 \quad | \quad 221.14 \quad \Gamma \quad 14.20}{4} \quad X \quad 169.40 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1,33. \quad sol \quad X \quad 1,33 \quad | \quad 217 \quad X \quad 288.61 \text{ KN/m}^2$$

$$m \quad X \quad 169.40 \text{ KN/m}^2 \quad \Phi \quad 1,33 \quad sol \quad X \quad 288.61 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $M_y = 33145.85 \text{ KN.m}$, $N_s = 25234.72 \text{ KN}$.

$$1 \quad X \frac{N_s}{S_{rad}} \Gamma \frac{M_y}{I_{xx}} \quad V \quad X \frac{25234.72}{293.14} \Gamma \frac{33145.85}{7135.68} \quad | \quad 7.2 \quad X \quad 119.52 \text{ KN/m}^2$$

$$2 \quad X \frac{N_s}{S_{rad}} Z \frac{M_y}{I_{xx}} \quad V \quad X \frac{25234.72}{293.14} Z \frac{33145.85}{7135.68} \quad | \quad 7.2 \quad X \quad 52.63 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$m \quad X \frac{3 \quad | \quad 119.52 \quad \Gamma \quad 52.63}{4} \quad X \quad 102.79 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad sol \quad X \quad 217 \text{ KN/m}^2$$

$$m \quad X \quad 102.79 \text{ KN/m}^2 \quad \Phi \quad sol \quad X \quad 217 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.4) Vérification au poinçonnement (art A.5.2 4 BAEL91) :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \uparrow_c h f_{c28}}{\uparrow_b}$$

Avec :

\sim_c : périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

N_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale du radier.

a) Vérification pour les poteaux :

$$U_c \times f_a \times \Gamma_b \times \Gamma_{2h} \times A \times 2 \times (0,5 \times \Gamma_1 \times 0,5 \times \Gamma_2 \times 0,9) \times 2 \times 5,6m$$

$$N_u \times 1265.14 \times \frac{0,07 \times 5,6 \times 0,9 \times 25 \times 1000}{1,5} \times 5880KN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification pour les voiles :

On considère une bande de 1ml du voile

$$U_c \times f_a \times \Gamma_b \times \Gamma_{2h} \times A \times 2 \times (0,2 \times \Gamma_1 \times \Gamma_2 \times 0,9) \times 2 \times 6m$$

$$N_u \times 2702.26 \times \frac{0,07 \times 6 \times 0,9 \times 25 \times 1000}{1,5} \times 6300KN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91, on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

a) Ferrailage du panneau encastré sur 04 appuis :

On distingue deux cas : selon $r \times \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $r \leq 0,4$ flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} \times q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} \times 0$$

2^{eme} cas :

$0,4 < r \leq 1$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} \times U_x \times q_u \times \frac{L_x^2}{8}$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} \times U_y \times M_{0x}$

Les coefficients U_x et U_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

b) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$E.L.U : \quad q_u \times \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) = 169.4 \times \left(\frac{3470.53}{293.14} \right) \times 157.56 \text{ KN/m}^2$$

$$E.L.S : \quad q_s \times \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) = 102.79 \times \left(\frac{3470.53}{293.14} \right) \times 90.95 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.1. Etude de la dalle :

a) Identification des panneaux :

Remarque :

Afin de simplifier le calcul, on considérera le panneau le plus sollicité (01) et on généralisera le ferrailage pour les autres panneaux.

$$l_x = 2.95\text{m} ; l_y = 3.45\text{m} .$$

b) Calcul a l'ELU :

) Evaluation des moments M_x, M_y

$$\dots \times 0.94 \left| \begin{array}{l} U_x \times 0.0419 \\ U_y \times 0.866 \end{array} \right.$$

On obtient :

$$M_x \times 0.0419 \left| 157.56 \right| 3.80^2 \times 95.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y \times 0.866 \left| 95.32 \right| 82.54 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,85 en travée.

c) Ferrailage du panneau :

) Calcul des moments aux appuis et en travée :

✓ Aux appuis

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 95.32 = 47.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 82.54 = 41.27 \text{ KN.m}$$

✓ En travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 95.32 = 81.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 82.54 = 70.15 \text{ KN.m}$$

Nous avons les données suivantes:

$$L_x = 3.90 \text{ m}$$

$$L_y = 3.60 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h_d = 0,27 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 0,85 \left| \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right| = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\tilde{\mu}_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} \quad \tilde{\mu}_b = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\tilde{\mu}_b < 0,392$ SSA . $\tilde{\mu}_b \quad \varnothing$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\gamma_s d f_e / \gamma_s} A \quad , \quad A_a = \frac{M_{ua}}{\gamma_s d f_e / \gamma_s} A$$

Sens			M _u	$\tilde{\mu}_b$	OBS	\varnothing	A _{cal}	A _{min}	A _s	A _{adoptée}	S _t
X-X	ELU	Appuis	47.66	0.046<0.392	SSA	0.976	5.19	2.5	5.65	5HA12	25
		Travée	81.02	0.078<0.392	SSA	0.959	8.83	2.5	10.05	5HA16	25
Y-Y	ELU	Appuis	41.27	0.039<0.392	SSA	0.980	4.50	2.3	5.65	5HA12	25
		Travée	70.15	0.067<0.392	SSA	0.965	7.64	2.3	10.05	5HA16	25

Tableau VI.3 : Tableau donnant le ferrailage des panneaux.

c) Calcul à l'ELS :

j) Evaluation des moments M_x, M_y

$$\dots \times 0,94 \left| \begin{array}{l} U_x = 0,0491 \\ U_y = 0,908 \end{array} \right.$$

On obtient :

$$M_x = 0,0491 \left| 90,95 \right| 3,80^2 = 64,48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,908 \left| 64,48 \right| 58,54 \text{ KN.m}$$

)] Calcul des moments aux appuis et en travée :

✓ Aux appuis

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 64,48 = 32,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 58,54 = 29,27 \text{ KN.m}$$

✓ En travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 64,48 = 54,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 58,54 = 49,76 \text{ KN.m}$$

d) Vérification des contraintes de non fragilité :

Sens X-X :

$$w_x X \frac{A_x}{b.h} \mid w_0 \cdot \frac{3Z_{\dots x}}{2}$$

$$A_x \mid w_0 \cdot b.h \cdot \frac{3Z_{\dots x}}{2}$$

$$A_x \mid 2,32 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

$$w_y X \frac{A_y}{b.h} \mid w_0$$

$$A_y \mid w_0 \cdot b.h$$

$$A_y \mid 2,16 \text{ cm}^2$$

e) Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :

Direction la plus sollicitée (sens xx) : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction la moins sollicitée (sens yy) : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens.

f) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On peut se passer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\Im X \frac{y}{d} \Phi \frac{\uparrow Z_1}{2} \Gamma \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \uparrow X \frac{M_u}{M_s}$$

Suivant X-X

) Aux appuis

$$\times X \frac{47.66}{34.24} X 1.39 \quad \text{et } \uparrow = 0,046 \quad \mathfrak{S} = 0,0589$$

$$r X 0,0589 \Phi \frac{1,39 Z1}{2} \Gamma \frac{25}{100} X 0,44 \quad \text{vérifiée}$$

) En travée :

$$\times X \frac{81.02}{54.80} X 1,47 \quad \text{et } \uparrow = 0.078 \quad \mathfrak{S} = 0.1016$$

$$r X 0,1016 \Phi \frac{1,47 Z1}{2} \Gamma \frac{25}{100} X 0,485 \quad \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée pour les contraintes suivant XX.

Les contraintes suivant XX sont plus défavorables, donc elles seront aussi vérifiées dans le sens Y-Y.

VI.5.2. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise a une charge uniformément répartie figure X-3. le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

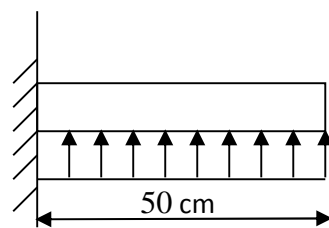


Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul :

) A l'ELU

$$P_u = 157.56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u X \frac{Z P_u}{2} | l^2 X \frac{Z 157.56}{2} | 0,5^2 X Z 19.70 \text{ KN.m}$$

) A l'ELS

$$P_s = 90.95 \text{ Kn/m}^2$$

$$M_s X \frac{Z P_s}{2} | l^2 X \frac{Z 90.95}{2} | 0,5^2 X Z 11.37 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \varepsilon_s = 348 \text{ MPa} ; \quad M_U = 19,70 \text{ KN.m}$$

$$A_u \times \frac{M_u}{S_u d \sigma_s} \times 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u \times 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} \times \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \times \frac{0,23 | 100 | 27 | 2,1}{400} \times 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \times 3,26 \text{ cm}^2 \Psi A_u \times 2 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \quad \text{On adopte 4 HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

4. Armatures de répartition :

$$A_r \times \frac{A}{4} \times \frac{4,52}{4} \times 1,13 \text{ cm}^2 \quad \emptyset \quad \text{On adopte 4 HA10.}$$

$$A_r = 3,14 \text{ cm}^2$$

6. Vérification à l'ELS :

$$x \times \frac{44,66}{34,24} \times 1,39 \quad ; \quad \text{et } \hat{\mu} = 0,046 \quad | \quad \mathfrak{S} = 0,0589$$

$$r \times 0,0589 \Phi \frac{Z1}{2} \Gamma \frac{f_{c28}}{100} \times 0,44$$

Il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes à l'ELS

VI.5.3 Ferrailage des nervures :

Pour un compte de précision il est plus judicieux de prendre une charge trapézoïdale au lieu d'une charge uniformément pour le calcul de la nervure.

- Détermination des sollicitations:

Nous disposant d'une poutre continue reposant sur plusieurs appuis et un encastrement partiel à ces deux extrémités.

Deux méthodes existant pour déterminer les sollicitations.

- Méthode forfaitaire (Art V 211 BAEL91) :

Cette méthode est appliquée sous réserve que les conditions suivantes soient réunies.

a) Les éléments étudiés sont des poutres ou poutrelles supportant des planchers à charges d'exploitation modérée c'est-à-dire $Q = 2G,5KN / m^2$

b) Tous les éléments solidaires ont la même section.

c) La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

d) Les portées successives L_i, L_{i+1} des travées ont un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

On a :

$$Q = \frac{Q_{structure}}{S_{radier}} \times \frac{18895.87}{293.14} \times 64.46KN \quad (2G,5KN) \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} \times \frac{3.9}{3.8} \times 1.02 \leq 1.25 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la méthode forfaitaire n'est pas applicable, d'où notre recours à la méthode des trois moments dans les deux sens.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees.

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

$$d=27\text{cm}$$

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

$$c=3\text{cm}$$

a) Calcul des charges revenant à la nervure :

$$q_u \times \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{34497.11}{293.14} \times 117.68 \text{ KN/ml.}$$

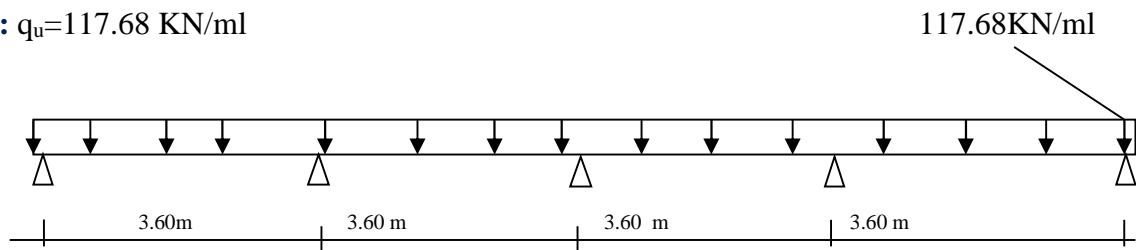
$$q_s \times \frac{N_s}{S_{rad}} \times \frac{25234.72}{293.14} \times 86.08 \text{ KN/ml.}$$

b) Ferrailage de la nervure :

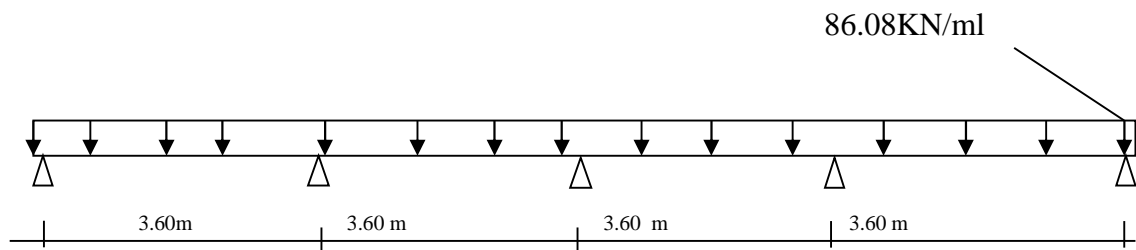
Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ; SAP 2000. les moments fléchissant et les efforts tranchants sont données ci-après

Sens longitudinal(x-x) :

ELU : $q_u=117.68 \text{ KN/ml}$

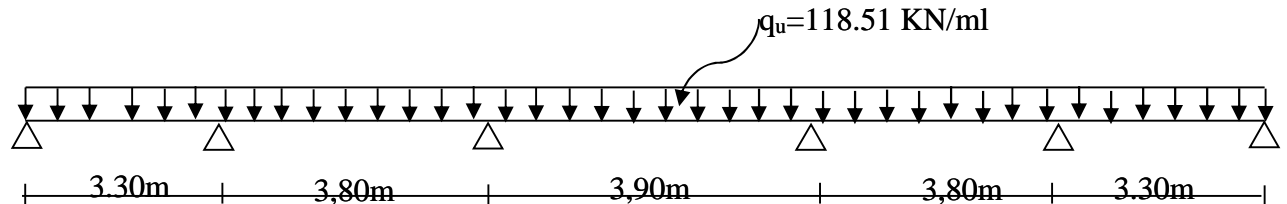


ELS : $q_s=86.08 \text{ KN/ml}$

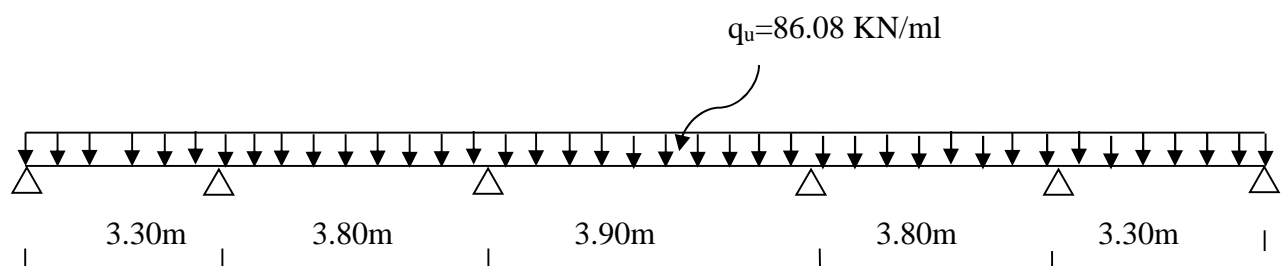


Sens transversal (y-y) :

ELU : $q_u=118.51 \text{ KN/ml}$



ELS : $q_s=86.08 \text{ KN/ml}$



Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

ELU (X Z X) : M_t X53.3 KN.m , M_a XI12.5 KN.m
 (Y Z Y) : M_t X74.40 KN.m , M_a XI154.20 KN.m

ELS (X Z X) : M_t X54.80 KN.m , M_a X82.1 KN.m
 (Y Z Y) : M_t X56.50 KN.m , M_a X112.26 KN.m

Sens	M_u [KN.m]	M_u [KN.m]	Obser	A_{min}	A_s	$A_{adoptée}$	Choix
X-X	Appuis	112.5	SSA	4.35	7.23	4.62	3HA14
	Travée	53.3	SSA	4.35	3.34	4.62	3HA14
Y-Y	Appuis	154.20	SSA	4.35	10.1	9.23	6HA14
	Travée	74.40	SSA	4.35	4.7	9.23	6HA14

Tableau VI.4: Tableau donant le ferrailage des nervures

c) Vérifications à l'ELU:

1) Condition de non fragilité:

$$A_{min} X \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} X \frac{0,23 | 40 | 50 | 2,1}{400} X 2.41 cm^2$$

2) Armatures transversales minimales:

$$\theta^{TM} min \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \theta \quad X f | 4.28 ; 40 ; 14^A$$

On prend θ X10 mm

3) Espacement des armatures transversales:

-En zone nodale:

$$S_t^{TM} min \frac{h}{4}, 12\theta_L$$

$$S_t^{TM} min f | 2,5 ; 16,8^A$$

$$S_t^{TM} 12$$

- En zone courante:

$$S_t^{TM} \frac{h}{2} X \frac{50}{2}$$

$$S_t^{TM} 25$$

En adopte

$S_t = 12cm$ en zone nodale.

$S_t = 20cm$ en zone courante.

4) Armatures transversales minimales:

$$A_t \geq 0,003 \left(\frac{S_t}{b} \right)$$

$$A_t \geq 0,003 \left(20 \right) = 40 \times 2,4 \text{ cm}^2$$

Nous prenons:

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

5) Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34):

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur. Leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit donc 2HA14 avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$.

6) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{u, \text{min}} = \frac{0,15 f_{c28}}{\alpha_b} \leq 2,5 \text{ MPa}$

$$\text{Sens transversal : } \frac{200}{400} \times \frac{10^3}{500} = 1 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification à l'ELS :

-Aux appuis :

$$\chi \times \frac{M_u}{M_s} = \chi \times \frac{112,5}{80,56} = 1,39$$

$$\rho \leq 0,118 \times \frac{\chi Z_1}{2} \times \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-En travées :

$$\sigma = \frac{M_u}{M_s} \times \frac{53.3}{40.30} \times 1.32$$

$$\sigma = 0.0536 \times \frac{Z_1}{2} \times \frac{f_{c28}}{100} \times 0.41 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

la catégorie de site considérée. (cf. 3.3)

VII.1. Introduction:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise. Un joint de 2cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux

VII.2. Les exigences de RPA99 modifié 2003[Art 10.1.2]:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm,

Les armatures sont constituées de deux nappes,

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles m² de HA8,

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2$$

VII.3. Méthode de calcul:

Le mur sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle et simplement appuyée au plancher haut du sous-sol

On effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de 1m de longueur et 20cm de largeur à l'état d'équilibre au repos et on opte pour le ferrailage le plus défavorable

Caractéristiques du sol :

-) Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
-) Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
-) Angle de frottement interne : $\phi = 30^\circ$.
-) Cohésion : $C = 0$
-) La contrainte admissible de sol : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
-) $\alpha = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
-) $\beta = 0$: la paroi de mur est verticale.
-) $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable)

VII.3.1. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

H : contrainte horizontale.

v : contrainte verticale.

VII.3.2. Contraintes de sollicitations :

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

H Contrainte horizontale

v : Contrainte verticale

$$H = k_0 \times v$$

$$k_0 = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

: Angle de frottement interne

VII.3.3. Calcul des sollicitations :

$$K_0 = 0,5$$

$$H = K_0 \times V = K_0 \times (1,35x \times h + 1,5xq)$$

$$h=0 \quad H_1 = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4.59 \quad H_2 = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 4.59 + 1,5 \times 10) = 63.26 \text{ KN/m}^2$$

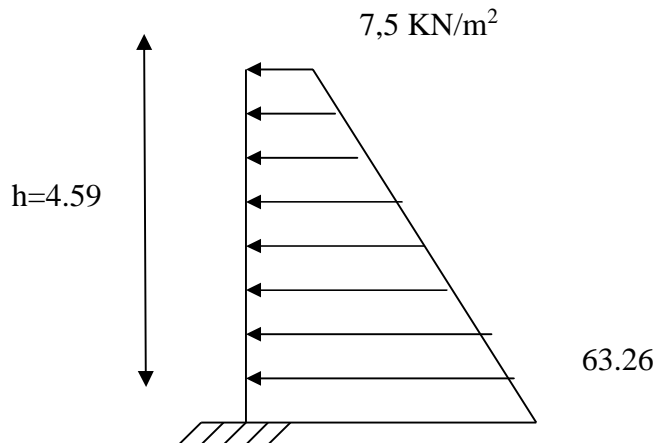


Figure VII.1 : Diagramme des contraintes à

ELS:

$$H = K_a \times V = K_a \times (x \times h + q)$$

$$h=0 \quad H_1 = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4.59 \quad H_2 = 0,5 \times (10 + 18 \times 4.59) = 46.31 \text{ KN/m}^2$$

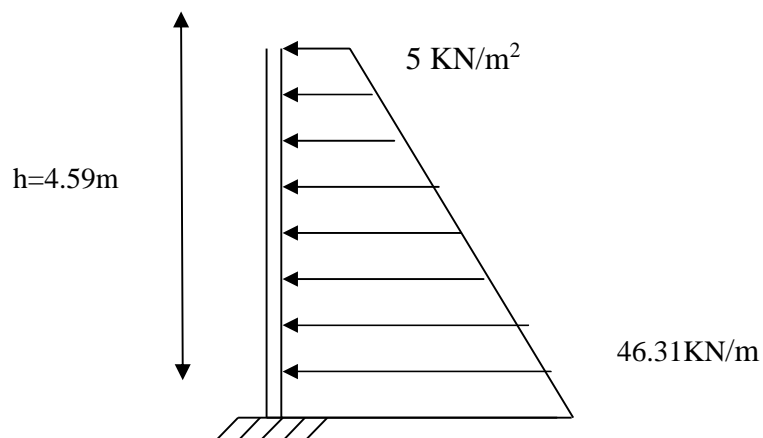


Figure VII.1 : Diagramme des contraintes à l'ELS

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

ELU :

$$q_u = \frac{3 \times 0,8 + 0,8}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 0,8 + 0,8}{4} = 49,32$$

ELS :

$$q_s = \frac{3 \times 0,8 + 0,8}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 0,8 + 0,8}{4} = 35,98$$

VII.3.3.2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux posés sur 4 appuis.

➤ **Identification des panneaux :**

$$L_x = 4,59 \text{ m}$$

$$L_y = 15,15 \text{ m}$$

$$= \frac{L}{L'} = \frac{4,5}{1,1} = 0,30 < 0,4 \quad \dots \quad \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

On admet que la dalle ne porte que dans un seul sens, le calcul sera fait comme une poutre de section rectangulaire de largeur $b=1 \text{ m}$ et de portée L

➤ **ELU :**

$$M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{49,32 \times 4,5^2}{8} = 129,59 \text{ KN.m}$$

VII.3.3.3. Correction des moments :

➤ **Moments en travée :**

$$M = -0,8M_0 = -0,8(129,59) = -103,672 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M = 0,5M_0 = 0,5(129,59) = 64,795 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS**

$$M_s = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{35,98 \times 4,5^2}{8} = 94,75 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

) **Moments en travée :**

$$M_t = -0,8M = -0,8(94,75) = -75,8 \text{ KN.m}$$

) **Moments aux appuis :**

$$M = 0,5M = 0,5(94,75) = 47,375 \text{ KN.m}$$

VII.3.4.Ferraillage :

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 ml.

Zone	M _U (KN.m)	u _u	U _L	Secti on		A _{min} (cm ²)	As (cm ²)	A _{ad} (cm ²)	E(cm)
Appuis	64.795	0.14	0.392	ssa	0.924	2	11.19	12.32	20
Travée	103.672	0.225	0.392	ssa	0.870	2	19.02	20.11	20

Tableau VII.1 : Ferraillage du mur plaque

Avec : $\mu_u = \frac{M}{b \cdot l \cdot f_l}$

$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles par m² de HA8.

VII.3.4.1.Vérification à l'ELU

➤ **Section minimale :**

Selon le **BAEL [Art. A.4.2]** condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_c}{f_t} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{4} = 2.02 \text{ cm}^2$

A_{adp} ΨA_{min} = 2.02cm²..... condition vérifiée.

Selon le RPA99/2003 :

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.B

$A_{min} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

A_{adp} ΨA_{min} = 2cm²..... condition vérifiée.

VII.3.4.2.Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

) **Dans les aciers :**

st $\bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

) **Dans le béton :**

bc $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{1}{bd} \frac{A_s}{d}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$$

$$bc = \frac{\sigma}{k_1}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

zone	M _s (KN.m)	A _{adp} cm ²	1	1	K1	σ (Mpa)	σ _s (Mpa)	bc (Mpa)	σ _D (Mpa)	obs
appuis	47.375	12.32	0.684	0.882	27.37	242.21	348	8.84	15	CV
En travée	75.8	20.11	1.116	0.855	19.48	236.61	348	12.14	15	CV

Tableau VII.2: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Conclusion :

L'épaisseur du mur plaque est de 20cm

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

En travée : 10HA16 avec un espacement de 10cm.

Aux appuis : 8HA14 avec un espacement de 12 cm.

II.1. Introduction

L'objectif du Pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharge → planchers → poutres → poteaux et voiles → fondations → sol.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers

Définition : Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (son poids propre, cloisons, revêtements,...).

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons

II.2.1.1. Pré-dimensionnement des planchers à corps creux

Le plancher en corps est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Son pré dimensionnement revient à déterminer sa hauteur : $h_t = h_{cc} + h_{dc}$

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le **CBA93 (art : 6.8.4.2.4)**.

- h_t : hauteur total du plancher
- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{L_m}{2,5}$$

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

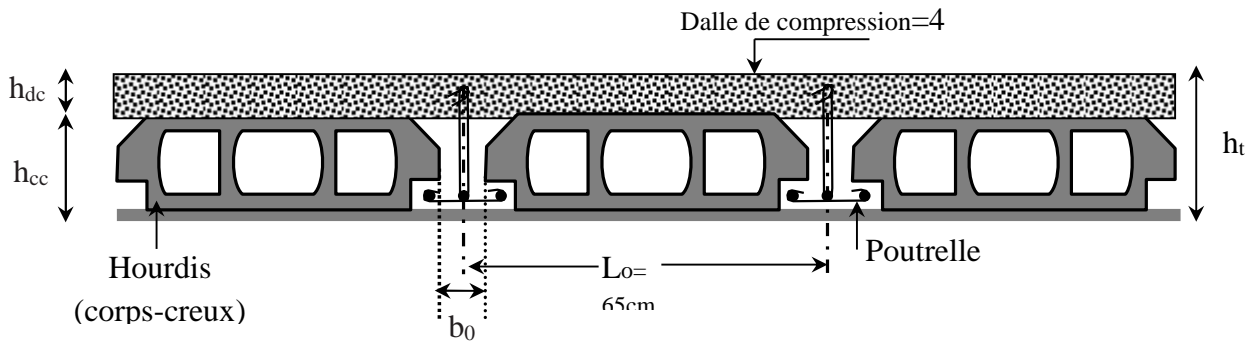


Fig. II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

➤ Disposition des Poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou précontraint coulées sur place formant l'ossature d'un plancher.

Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, la nervure est solidaire avec la dalle de compression.

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- ❖ **le critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- ❖ **Le critère de continuité** : si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

. Les plans de disposition des poutrelles

Fig. II.1. Schéma de la disposition des poutrelles.

$$L_m = 390 - 30 = 360 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow ht \geq \frac{360}{22,5} \Rightarrow ht \geq 16 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur: $ht = 16+4$

Epaisseur du Corp. creux = 16 cm.

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

Ce dimensionnement reste valable pour tous les planchers des différents niveaux.

➤ Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre : $b_0 = (0.4 \div 0.6) h$

$\Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$

On prend: **$b_0 = 12 \text{ cm}$**

La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b - b_c}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \dots \dots (\text{C} \quad \text{A} \quad 4.1.3)$$

Avec :

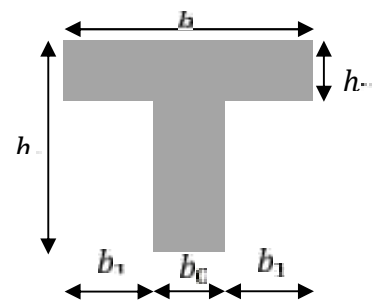


Fig. .3. Coupe transversale d'une poutrelle

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^m : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_{\text{eff}} = 4 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm} ; L_y^m = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min(26,5 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$b - 12 \geq 2 * (26,5) \Rightarrow b = 53 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

II.2.1.2. Pré-dimensionnement Plancher à dalle pleine

Ce type de plancher est généralement utilisé quand Le plancher à corps creux ne peut être utilisé, soit la surcharge est important (Q) et / ou les travées sont importantes.

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose cette dernière.

❖ Résistance à la flexion

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis ou quatre appuis avec $\dots \leq 0.4$
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\dots > 0.4$.

L_x : est la plus petite portée.

❖ Critère de résistance au feu

- e = 7cmpour une heure de coupe feu
- e = 11cmpour 02 heures de coupe feu

❖ Critère de l'isolation acoustique

Le CBA 93 stipule que pour avoir une bonne isolation phonique, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 14 cm.

II.2.2. Pré-dimensionnements des escaliers

II.2.2.1. Terminologie

- Giron (g): la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale a la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier() : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport a l'horizontale, pour les escaliers confortable ; $\alpha = [20^{\circ} \text{ à } 40^{\circ}]$.
- La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier

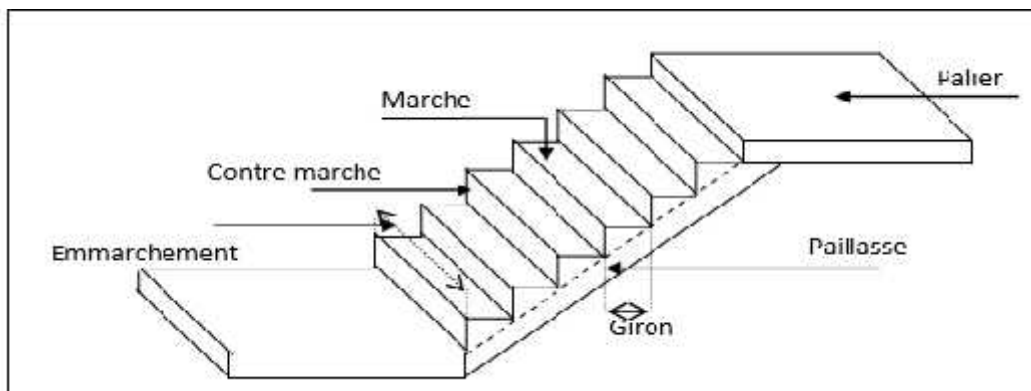


Fig. II.4. Coupe verticale de l'escalier.

II.2.2.2. Dimensionnement

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- L'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale (20 à 40%).
- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL: $60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h = H/n \\ g = L/(n - 1) \end{cases}$$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.
 n : nombre de contres marches et
 $(n-1)$: nombre de marches.

a. Escalier étage courante

Hauteur d'étage : **3.06 m**

Hauteur de la volée (les deux volées sont égales) : **1.53 m.**

Le nombre des marches est :

Volée: $n = H/h = 1.53/0.17 = 9$ contre marches

Donc on aura : $n-1 = 9$ marches.

- **La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :**

$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{254}{9} = 28 \Rightarrow g = 28cm. \\ h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm. \end{cases} \quad \varnothing \quad g=28 \text{ cm et } h=17 \text{ cm}$$

- **Angle de raccordement :**

$$= \tan^{-1}\left(\frac{h}{g}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1.5}{2.5}\right) = 31.26$$

D'où : = **31.06**

- **Epaisseur de la paille (e):**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{296}{30} \leq e \leq \frac{296}{20} \Rightarrow 9.86 \text{ cm} \leq e \leq 14.8 \text{ cm}$$

On prend: **e=15cm**

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} & n : \text{nombre de contre marche.} \\ g = \frac{L}{n-1} & H : \text{hauteur de la volée} \end{cases}$$

	H étage (m)	Volée	H volées (m)	Inclinaison (°)	L volées (m)	Nombre de marche	Epaisseur (cm)
Etage courant	3.06	1	1.53	31.06°	2.96	9	15

Tableau II.1. Pré dimensionnement des escaliers.

II.2.3. pré-dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effort (Fp) et à une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend $H=60\text{cm}$

➤ **évaluation des charges et surcharges :**

- **Charge permanente**

$$G = \text{béton} \times S$$

Charge d'exploitation :

$$Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$$

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Surface (m^2)	densité (KN/m^3)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.10	0.0685	25	1.7125
Enduit de ciment intérieur	0.02	0.6	20	0.24
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.6	20	0.24
Charge permanents totale	$G = 2.1925 \text{ KN/ml}$			
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/ml}$			

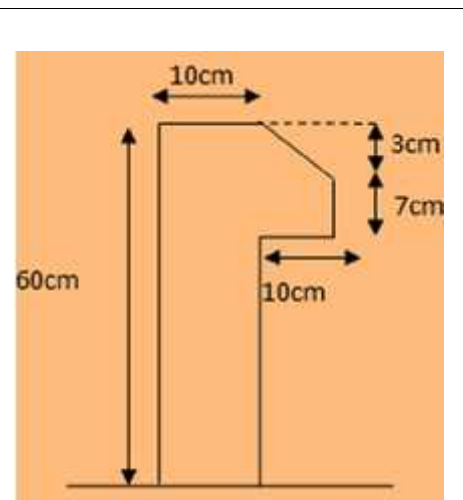


Fig II.6. Schéma statique de l'acrotère

Tableau II.2. Charge permanente revenant à l'acrotère

II.3. Pré-dimensionnement des éléments principaux

II.3.1. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types : poutres principales et poutres secondaires.

II.3.1.1. Poutres principales (PP)

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

h : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 390 - 30 = 360$ cm)

$$L_m = 3.90 - 0,30 = 3.60 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (30 \times 30) \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc} \quad 24 \text{ c} \leq h \leq 36 \text{ c}$$

On prend : $h = 3 \text{ m}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b = 35/30 = 1,16 < 4 \quad \text{condition vérifiée.}$$

II.3.1.2. Poutres secondaires (PS)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de flèche qui est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

h : hauteur de la poutre.

L_{\max} : portée maximale entre nu d'appuis

$$L_m = 3.60 - 0,30 = 3.30 \text{ m} \quad (\text{Pour des poteaux de } (30 \times 30) \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc} \quad 22 \text{ c} \leq h \leq 33 \text{ c}$$

On prend : $h = 3 \text{ m}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b = 30/30 = 1 < 4 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : Après la vérification les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- **Les poutres principales :** $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- **Les poutres secondaires :** $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.3.2. Pré-dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{22} ; 15 \text{ c} \right)$$

Avec :

- h_e : hauteur libre du voile (hauteur d'étage – épaisseur de la dalle)
- e : épaisseur du voile.

Dans notre cas, nous avons :

❖ Pour le RDC

$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$
 $e \text{ max } (13 \text{ cm ; } 15)$
 Ce qui donne, $e = 15 \text{ cm}$

❖ Pour l'entresol

$H_e = 459 - 20 = 439\text{cm}$
 $e (19.95 \text{ cm ; } 20)$
 Ce qui donne, $e = 20\text{cm}$

Au final on prend:

$$e = \begin{cases} 20\text{cm} & \text{pour le entre sol + les etages} \\ R & \end{cases} +$$

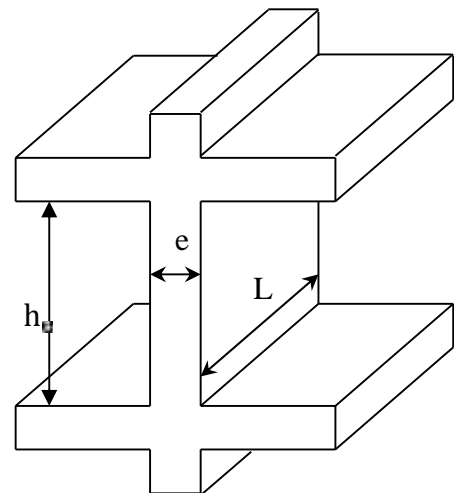


Fig. II.7. Coupe de voile en élévation.

II.4. Evaluation des charges et surcharges

II.4.1. Plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher à corps creux	0.16+0.04=0.20	14	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.07	22	1.54
Charge permanente totale	$G = 5.82 \text{ KN /m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN /m}^2$		

Tableau II.3. Évaluation des charges et surcharges du plancher terrasse inaccessible

II.4.2. Plancher étages courants

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54

Plancher corps creux	0.16+0.04=0.20	14	2.80
Cloison de séparation interne	0.10	90	0.9
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	$G=5.24\text{KN}/\text{m}^2$		
Charge d'exploitation	Plancher étages courants Plancher usage bureaux		$Q= 1.5\text{KN}/\text{m}^2$ $Q= 2.5\text{KN}/\text{m}^2$

Tableau II.4. Évaluation des charges et surcharges du plancher étages courants

II.4.3. Murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Brique creuse	0.10	9	.09
Lame d'air	0.5	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.36
Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	$G=2.36\text{ KN}/\text{m}^2$		

Tableau II.5. Évaluation des charges et surcharges des murs extérieurs.

II.4.4. Escaliers

II.4.4.1. Volée

Désignation des éléments			Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement horizontale			0.02	20	0.40
Revêtement verticale			0.02h/g=0.0121	20	0.242
Mortier de pose			0.02	20	0.40
Lit de sable			0.03	18	0.54
Marches			h/2=0.17/2	25	2.125
Paillasse	Type	Volée1	0.18/cos31.26 °	25	5.26
		Volée2	0.18/cos31.26 °	25	5.26
Enduit de plâtre			0.02	10	0.2
Garde corps			-	-	0.2
			Type	Volée1	$G= 9.36\text{ KN}/\text{m}^2$
				Volée2	$G=9.36\text{ KN}/\text{m}^2$
Total					G=9.36

Tableau II.6. Évaluation des charges et surcharge de la volée.

II.4.4.2. Dalle pleine (Palier et balcon)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40

Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle en BA	0.17	25	4.25
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale	$G=5.79\text{KN}/\text{m}^2$		
Charge exploitation	Palier	$G=2.5\text{KN}/\text{m}^2$	
	Balcon	$G=3.5\text{KN}/\text{m}^2$	

Tableau II.7. Évaluation des charges et surcharges du palier

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux

Le Pré-dimensionnement des poteaux sera établi en faisant le calcul de la section en béton, après avoir effectué la descente de charge sur le poteau le plus sollicité. les sections prises au départ seront vérifiées par rapport aux critères suivants:

critère Stabilité de forme (flambement)

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$r = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; B_r = (h - d) \times (b - d)$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

Critère Résistance à la compression :

$$\frac{N}{E} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Conditions de RPA99 (2003) : **RPA99 (Art 7.4.1)**

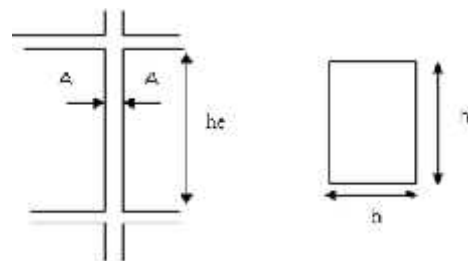


Figure II.17. Coupe de poteau

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right.$$

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont

Etages	Entre sol 1 et RDC et 1 étage	2et 3et 4 ^{ème} étage	5 et6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (b×h) cm ²	50×50	45×45	40×40	35×35

Tableau II.8. Sections préalables des poteaux

II.5.1. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charge et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. Elle permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fera pour deux types du poteau (P1,P2) les plus sollicités.

Le poteau **P** est un poteau de la cage d'escalier.

Poteau (centré):

Les surfaces afférentes qui reviennent au poteau **P1** sont représentées dans la figure suivante:

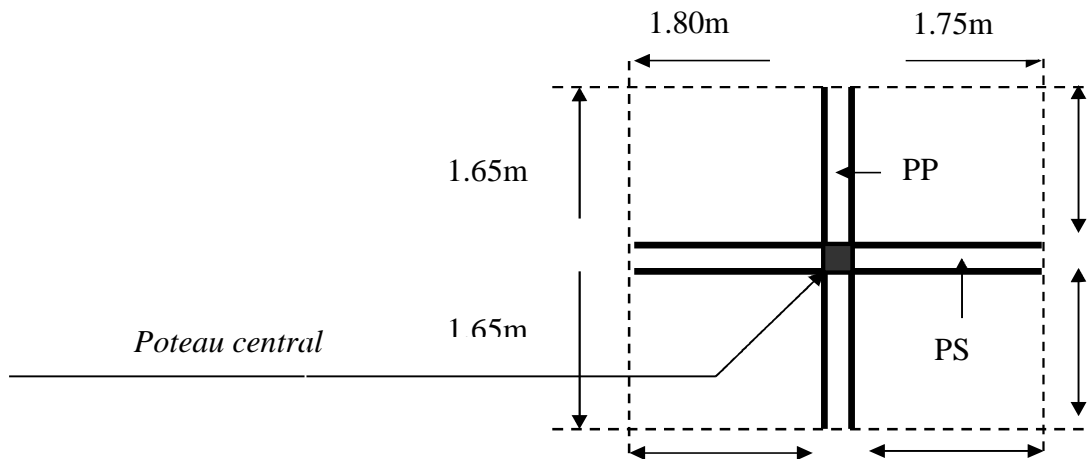


Fig.II.8. La surface afférente du poteau

❖ **Calcul des surfaces afférentes :**

➤ **Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1.80 \times 1.65 = 2.97 \text{ m}$$

$$S2 = 1.75 \times 1.65 = 2.88 \text{ m}$$

$$S3 = 1.65 \times 1.75 = 2.88 \text{ m}$$

$$S4 = 1.80 \times 1.65 = 2.97 \text{ m}$$

$$S = 11.70 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de poids propre :**

- **Poids des planchers**
- **Terrasse inaccessible**

$$\left\{ \begin{array}{l} G \text{ corps creux} = 5.83 \times 11.70 = 68.211 \text{ KN.} \\ Q \text{ corps creux} = 1 \times 11.70 = 11.70 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Plancher de l'étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.24 \times 11.70 = 61.308 \text{ KN.} \\ Q = 2.5 \times 11.70 = 29.25 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- **Poids des poutres**

Poutres principales (PP) : $P_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 25 \times (0.35 \times 0.30) \times 3.55$

$$\Rightarrow P_{pp} = 9.31 \text{ KN}$$

Poutres secondaires (PS) : $P_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 25 \times (0.30 \times 0.30) \times 3.30$

$$\Rightarrow P_{ps} = 7.42 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 9.31 + 7.42 = 16.73 \text{ KN}$$

• **Poteau:**

$$P=S \times 25 \times He$$

étage	Entre sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{me} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
S(m ²)	0.25	0.25	0.25	0.2025	0.2025	0.2025	0.16	0.16	0.16	0.1225
P(KN)	28.68	19.12	19.12	15.49	15.49	15.49	12.24	12.24	12.24	9.37

Tableau II.9. Évaluation des poids propre des poteaux

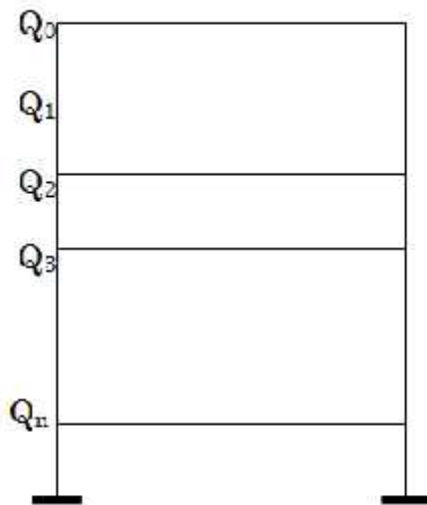
➤ **La loi de dégression des charges d’exploitations :**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquant la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s’applique pas pour les planchers à usage commerciale et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Dans notre cas les surcharges d’exploitations sont égales pour chacun des 10 niveaux.

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{10} = Q \text{ et soi}$$

Q_0 : la surcharge d’exploitation sur la terrasse



$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n) / 2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

Fig. II.9. Loi de dégression des surcharges d’exploitation

• **Les Surcharges cumulées**

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 08: $Q_0 = 13.86 \text{KN}$.

Niveau 07: $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 13.86 + 20.63 = 34.65 \text{KN}$.

Niveau 06 : $Q_2 = Q_0 + 0,95 (q_1 + q_2) = 13,86 + 0,95 (2 \times 20.63) = 53.06 \text{KN}$.

Niveau 05 : $Q_3 = Q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3) = 13.86 + 0,90 (3 \times 20.63) = 69.56 \text{KN}$.

Niveau 04 : $Q_4 = Q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4) = 13.86 + 0,85 (4 \times 20.63) = 84,00 \text{KN}$.

Niveau 03 : $Q_5 = Q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5) = 13.86 + 0,80 (5 \times 20.63) = 96.38 \text{KN}$.

Niveau 02: $Q_6 = Q_0 + 0,75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6) = 13.86 + 0,75 (6 \times 20.63) = 106.70 \text{KN}$.

Niveau 01 : $Q_7 = Q_0 + 0,714 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7) = 13.86 + 0,714 (7 \times 20.63) = 116.97 \text{KN}$.

Niveau RDC : $Q_8 = Q_0 + 0,687 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8) = 13.86 + 0,687 (8 \times 20.63) = 127.24 \text{KN}$.

Niveau Entre Sol : $Q_9 = Q_8 + q_9 = 127.24 + 33.94 = 161.18 \text{KN}$.

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

Tableau II-10. Coefficient de dégression de surcharges

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse PP (30×35) cm ² PS(30×30) ² Poteau (35×35)cm ²	68.211 9.31 7.42 9.37	13.86
	Total	94.311	13.86
N2	Venant de N1 Plancher étage (16+4) PP (30×35) cm ² PS(30×30) ² Poteau (40×40)cm ²	94.311 61.308 9.31 7.42 12.24	20.63
	Total	184.589	34.65
N3	Venant de N2 Plancher étage (16+4) PP (30×35) cm ² PS(30×30) ² Poteau (40×40)cm	184.589 61.308 9.31 7.42 12.24	20.63
	Total	274.867	53.06

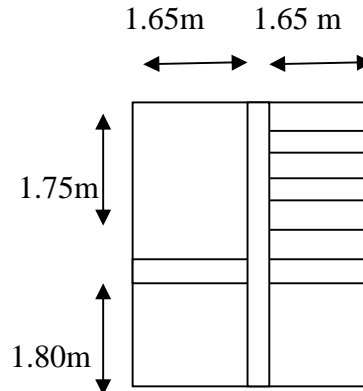
N4	Venant de N3	274.867	
	Plancher étage (16+4)	61.308	
	PP (30×35) cm ²	9.31	20.63
	PS(30×30) ²	7.42	
	Poteau (40×40)cm	12.24	
	Total	365.145	69.56
N5	Venant de N4	365.145	
	Plancher étage (16+4)	61.308	
	PP (30×35) cm ²	9.31	20.63
	PS(30×30) ²	7.42	
	Poteau (45×45)cm	15.49	
	Total	458.637	84.00
N6	Venant de N5	458.637	
	Plancher étage (16+4)	61.308	
	PP (30×35) cm ²	9.31	20.63
	PS(30×30) ²	7.42	
	Poteau (45×45)cm	15.49	
	Total	552.201	96.38
N7	Venant de N6	552.201	
	Plancher étage (16+4)	61.308	
	PP (30×35) cm ²	9.31	20.63
	PS (30×30) ²	7.42	
	Poteau (45×45) cm	15.49	
	Total	645.729	106.70
N8	Venant de N7	645.729	
	Plancher étage (16+4)	61.308	
	PP (30×35) cm ²	9.31	20.63
	PS (30×30) ²	7.42	
	Poteau (50×50) cm	19.125	
	Total	742.892	116.97
N9	Venant de N8	742.892	
	Plancher RDC	61.308	
	PP (30×35) cm ²	9.31	20.63
	PS (30×30) ²	7.42	
	Poteau (50×50) cm	19.125	
	Total	840.055	127.24
N10	Venant de N9	840.055	
	Plancher ENTRESOL	61.308	
	PP (30×35) cm ²	9.31	33.94
	PS (30×30) ²	7.42	
	Poteau (50×50) cm	28.687	
	Total	946.78	161.18
Nu=1.35Gt+1.5Qt= 1519.923 KN		Ns=Gt+Qt = 1107.96 KN	

Tableau II.13. Descente de charge pour le poteau

II.5.2. Poteau P2 (poteau de la cage d'escalier) :

Les surfaces afférentes qui reviennent au poteau **P2** sont représentées dans la figure suivante:

Calcul des surfaces afférentes :

**Étages du 1 à 8**

$$\begin{cases} S_{ce} = 2.88 \text{ m}^2 \\ S_{cc} = 2.97 \text{ m}^2 \\ S_{cc} = 2.88 \text{ m}^2 \\ S_{cc} = 2.97 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_{ce} = 2.88 \text{ m}^2 \\ S_{cc} = 2.88 \text{ m}^2 \\ S_{cc} = 2.97 \text{ m}^2 \\ S_{cc} = 2.97 \text{ m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul de poids propre :

- De 2^{ème} au 8^{ème} étage

Poids des planchers

Terrasse inaccessible 1

$$\begin{cases} G_{\text{corps creux}} = 5.83 \times (2.88 + 2.88 + 2.97 + 2.97) = 68.21 \text{ KN.} \\ Q_{\text{corps creux}} = 1 \times (2.88 \times 2.88 + 2.97 + 2.97) = 11.7 \text{ KN.} \end{cases}$$

- Plancher l'étage courant

$$\begin{cases} G = 5.24 \times (2.97 + 2.97 + 2.88) = 35.37 \text{ KN.} \\ Q = 1.5 \times (2.97 + 2.97 + 2.02) = 19.42 \text{ KN.} \end{cases}$$

- Volée

$$S_4 = 1.75 \times 1.65 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} G = G_v \times S_4 = 9.36 \times 2.88 = 26.95 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 2.88 = 7.2 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Les entres sol**

- **Plancher**

$$\begin{cases} G = 5.24 \times (2.88 + 2.97) = 30.65 \text{ KN.} \\ Q = 2.5 \times (2.88 + 2.97) = 14.62 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Escalier**

- **Volée**

$$S_4 = 1.75 \times 1.65 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} G = G_v \times S_4 = 9.36 \times 2.88 = 26.95 \text{ KN} \\ Q = 2.5 \times 2.88 = 7.2 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Poutres principales (PP) :** $P_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 25 \times (0.35 \times 0.30) \times 3.55$

$$\Rightarrow P_{pp} = 9.31 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires (PS) :** $P_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 25 \times (0.30 \times 0.30) \times 3.30$

$$\Rightarrow P_{ps} = 7.42 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = 7.42 + 9.31 = 16.73 \text{ KN}$$

Poteaux : $P = S \times 25 \times h_e$

étage	Entre sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} étage	4 ^{me} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage	8 ^{eme} étage
S(m ²)	0.25	0.25	0.25	0.2025	0.2025	0.2025	0.16	0.16	0.16	0.1225
P(KN)	28.68	19.12	19.12	15.49	15.49	15.49	12.24	12.24	12.24	9.37

Tableau II.12. Évaluation des poids propre des poteaux

La loi de dégression des charges d'exploitations :

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquant la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commerciale et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Dans notre cas les surcharges d'exploitations sont égales pour chacun des 7 niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n = Q$ (étage à usage commercial), et soit

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 08: $Q_0 = 11.7 \text{ KN}$.

Niveau 07: $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 11.7 + 19.14 = 30.84 \text{ KN}$.

Niveau 06 : $Q_2 = Q_0 + 0,95 (q_1 + q_2) = 11.7 + 0,95 (2 \times 19.4) = 48.56 \text{ KN}$.

Niveau 05 : $Q_3 = Q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3) = 11.7 + 0,90 (3 \times 19.4) = 64.08 \text{ KN}$.

Niveau 04 : $Q_4 = Q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4) = 11.7 + 0,85 (4 \times 19.4) = 77.66 \text{ KN}$.

Niveau 03 : $Q_5 = Q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5) = 11.7 + 0,80 (5 \times 19.4) = 89.3 \text{ KN}$.

Niveau 02: $Q_6 = Q_0 + 0,75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6) = 11.7 + 0,75 (6 \times 19.4) = 99.00 \text{ KN}$.

Niveau 01 : $Q_7 = Q_0 + 0,714 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7) = 11.7 + 0,714 (7 \times 19.4) = 108.66 \text{ KN}$.

Niveau RDC : $Q_8 = Q_0 + 0,687 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8) = 11.7 + 0,687 (8 \times 19.4) = 118.32 \text{ KN}$.

Niveau Entre Sol : $Q_9 = Q_8 + q_9 = 118.32 + 14.62 = 132.94 \text{ KN}$.

Les résultats de la descente de charge pour le poteau **P2** sont dans le tableau suivant:

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	68.21	11.7
	PP (30×35) cm ²	9.31	
	PS(30×30) ²	7.42	
	Poteau (35×35)cm ²	9.37	
	Total	94.31	
N2	Venant de N1	94.31	30.84
	Plancher étage (16+4)	35.37	
	PP (30×35) cm ²	9.31	
	PS(30×30) ²	7.42	
	Poteau (40×40)cm ²	12.24	
	Escaliers	26.95	
	Total	185.6	
N3	Venant de N2	185.6	48.56
	Plancher étage (16+4)	35.37	
	PP (30×35) cm ²	9.31	
	PS(30×30) ²	7.42	
	Poteau (40×40)cm	12.24	
	Escaliers	26.95	
	Total	276.89	

N4	Venant de N3	276.89	64.08
	Plancher étage (16+4)	35.37	
	PP (30×35) cm ²	9.31	
	PS(30×30) ²	7.42	
	Poteau (40×40)cm	12.24	
	Escaliers	26.95	
	Total	368.18	64.08
N5	Venant de N4	368.18	77.66
	Plancher étage (16+4)	35.37	
	PP (30×35) cm ²	9.31	
	PS(30×30) ²	7.42	
	Poteau (45×45)cm	15.49	
	Escaliers	26.95	
	Total	462.72	77.66
N6	Venant de N5	462.72	89.3
	Plancher étage (16+4)	35.37	
	PP (30×35) cm ²	9.31	
	PS(30×30) ²	7.42	
	Poteau (45×45)cm	15.49	
	Escaliers	26.95	
	Total	557.26	89.3
N7	Venant de N6	557.26	99.00
	Plancher étage (16+4)	35.37	
	PP (30×35) cm ²	9.31	
	PS (30×30) ²	7.42	
	Poteau (45×45) cm	15.49	
	Escaliers	26.95	
	Total	651.18	99
N8	Venant de N7	651.18	108.66
	Plancher étage (16+4)	35.37	
	PP (30×35) cm ²	9.31	
	PS (30×30) ²	7.42	
	Poteau (50×50) cm.	19.12	
	Escaliers	26.95	
	Total	749.35	108.66
N9	Venant de N8	749.35	118.32
	Plancher RDC	35.37	
	PP (30×35) cm ²	9.31	
	PS (30×30) ²	7.42	
	Poteau (50×50) cm	19.12	
	Total	820.57	118.32
N10	Venant de N9	820.57	132.94
	Plancher ENTRESOL	35.37	
	PP (30×35) cm ²	9.31	
	PS (30×30) ²	7.42	
	Poteau (50×50) cm	28.68	
	Escaliers	26.95	
	Total	928.3	132.94

$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 1452.61$	$N_s = G_t + Q_t = 1061.24$
------------------------------------	-----------------------------

Tableau II.13. Descente de charge pour le poteau P2

➤ **Récapitulation des résultantes :**

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau P1	946.78	161.18	1519.92	1107.96
Poteau P2	928.3	132.94	1452.61	1061.24

Tableau II.14. Efforts normaux dans les deux poteaux

Le poteau le plus sollicité est **P1** avec un effort normal égal à :

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 946.78 + 1.5 \times 161.18 = 1519.92 \text{ KN}$$

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% ;

Après majoration on trouve

$$N_u = 1,10 N_u = 1.1 (1.35 G + 1.5 Q) = 1671.912 \text{ KN}$$

II.5.3. Vérification cas de poteau le plus sollicité (P1):

Les poteaux sont pré dimensionnés en satisfaisant trois critères :

Critère de résistance.

Critère de stabilité de forme.

Règles du RPA99

II.5.3.1. Vérification a la compression simple

❖ **Exemple de calcul**

➤ **Vérification du poteau à la base « poteau du ENTRE SOL (50*50) cm² :**

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_b = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times f_c}{\gamma_t \times \theta} \quad \text{avec,} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ M}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_b} = \frac{1671.912 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,117 \text{ m}^2$$

Avec B : la section du poteau.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (poteau de entre sol 1) $B = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,25 \text{ m}^2 \geq 0.143 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Poteau	Entre sol1	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
--------	------------	-----	-----------------	------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

			étage	étage						
Nu(KN)	1671.91	1413.77	1292.07	1130.35	974.87	815.27	652.47	491.3	326.50	159.35
B _{adp} (m ²)	0.25	0.25	0.25	0.2025	0.2025	0.2025	0.16	0.16	0.16	0.1225
B _{cal} (m ²)	0.139	0.99	0.091	0.098	0.068	0.057	0.054	0.038	0.022	0.011
Condition B _{adp} ≥ B _{cal}	Vérifiée									

Tableau II.15. Résultat de vérification a la compression simple

➤ **Vérification au flambement (stabilité de forme):**

D’après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c2}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

B_r = (b – 2) × (h – 2)c : Section réduite du poteau.

α : Coefficient réducteur qui en fonction de l’élancement (λ)

A_s: Section d’armature comprimée.

γ_s = 1,15 : Coefficient de sécurité de l’acier.

f_e = 400 MPa

On a

$$\alpha = f(\lambda) \alpha \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & s : \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & s : 50 \leq \lambda \leq 7 \end{cases}$$

λ = l_f/i

Tel que :

l_f = 0,7 × L₀: Longueur de flambement.

L₀: Hauteur libre du poteau = (hauteur d’étage – hauteur de la poutre principale)

I = $\frac{b \times h^3}{12}$: moment d’inertie

i = $\sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$: rayon de giration

➤ **Vérification du poteau à la base (poteau d’entresol)**

On a : $L_0 = 4.59 - 0,35 = 4.24 \text{ m} \Rightarrow l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.24 = 2.968\text{m}$

$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$

$I = \frac{0.50 \times 0.50^3}{12} = 5.21 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$i = \sqrt{\frac{5.21 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.1444\text{m}$

$\lambda = \frac{2.968}{0.1444} = 20.55 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.79$

$\alpha = 0.80$

Selon le BAEL :

$A_s \in [0,8 \% B_r ; 1,2 \% B_r]$

On prend $A_s = 1\% B_r$

D'après la formule (1) :

$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c2} / (0,9 \times \gamma_D) + f_e / (100 \times \gamma_S))}$

$B_r \geq \frac{1671.91 \times 10^{-3}}{0.79} \times \frac{1}{(25 / (0.9 \times 1.5) + 400 / (100 \times 1.15))} = 0.095\text{m}^2$

Dans notre cas, $B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0,2304\text{m}^2$

$B_r = 0,2304 \text{ m}^2 \geq B_{r,c} = 0,095\text{m}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Poteau	Entre sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Nu(KN)	1671.91	1413.77	1292.07	1130.35	974.87	815.27	652.47	491.3	326.50	159.35
B _{adp} (m ²)	0.25	0.25	0.2025	0.2025	0.16	0.16	0.1225	0.1225	0.1225	0.875
l ₀ (m)	4.24	2.71	2.71	2.71	2.71	2.71	2.71	2.71	2.71	2.71
l _f (m)	2.968	1.897	1.897	1.897	1.897	1.897	1.897	1.897	1.897	1.897
1 I × 10 ⁻²	0.521	0.521	0.521	0.342	0.342	0.342	0.214	0.214	0.214	0.15
i (m)		0.1444	0.1444	0.116	0.116	0.116	0.092	0.092	0.902	0.077
}	20.55	13.137	13.137	16.353	16.353	16.353	20.619	20.619	20.619	24.63
r	0.79	0.826	0.826	0.814	0.814	0.814	0.795	0.795	0.795	0.745
B _{radp} (m ²)	0.2304	0.2304	0.2304	0.1849	0.1849	0.1849	0.1444	0.1444	0.1444	0.109
B _{r,cal} (m ²)	0.11	0.077	0.070	0.062	0.053	0.045	0.036	0.027	0.018	0.009
Condition B _{adp} ≥ B _{cal}	Condition vérifiée.									

--	--

Tableau II.16. Résultat de vérification au flambement

On remarque que la condition est vérifiée donc le poteau ne risque pas de flamber

➤ **Vérification aux exigences du RPA :**

Poteau	Entre sol	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
min(b×h) 25cm	50	50	50	45	45	45	40	40	40	35
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	22.95	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3
$0.25 < \frac{b}{h} < 4$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	vérifier									

Tableau II.17. Résultat de vérification aux exigences de l'RPA

Conclusion

Le pré dimensionnement se fait en guise d'un avant projet en répondant aux exigences du pré dimensionnement données par le RPA99 addenda 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

Plancher à corps creux (16+4) cm

L'épaisseur des dalles pleines adoptée pour les cas suivants est :

Les balcons $e = 15$ cm

Panneau de dalle de l'escalier (volées de l'escalier) de l'entre sol $e = 20$ cm

Panneau de dalle de l'escalier (volées de l'escalier) des étages courants $e = 20$ cm

Epaisseur des Voiles {20cm pour l' entre sol , RDC et les etages courant

Poutres Principales (30×35) cm²

Poutres Secondaires (30×30) cm²

Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant

niveaux	Entre sol+RDC+ 1 ^{er} étage	2 ^e et 3 ^e et 4 ^{ème} étage	5 et 6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Dimensions	50× 50	45×45	40 × 40	35× 35

Tableau II.18. Dimensions des poteaux

Conclusion

Ce travail constitue pour nous une première expérience, il nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissent le domaine étudié.

Notons aussi que le calcul d'une structure contreventée par voiles est très intéressant, il est relativement long et complexe, il nécessite l'étude de deux systèmes de contreventement différents qui travaillent conjointement.

Pour finir, nous dirons que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir la **résistance**, la **durabilité** et **l'économie** dans le respect des normes.

Nous espérons avoir fait de notre mieux et que ce modeste travail apportera un plus pour les promotions à venir.

Bibliographie

1- Règles parasismiques algériennes [R.P.A 99 Modifiée 2003].

Tables pour calcul des dalles et des parois.

R-barres édition *Dunoud*.

BAEL 91 règles techniques de conception des calculs des ouvrages et constructions : Edition *Eyrolles* (paris 1992).

2- Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR .

3- Cours du béton armés BAEL 91 (calcul des éléments simples et des structures de bâtiment) : *Jean pierre Mougine* édition *Eyrolles* (paris 1992).

4- Règles C.B.71 (calcul et conception des charpentes en bois).

Jean pierre Mougine édition *Eyrolles* (paris 1992)

5- Formulaire de béton armé tome1 et tome2

Victor Davidovicic édition le moniteur

6- Calcul pratique des tours en béton armé « *MARIUS DIVERS* ».

7- Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (théories et applications)