

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère De L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

ETUDE D'UNE STRUCTURE RDC + 6 ETAGE + SOUS-SOL
A USAGE D'HABITATION ET PARKING

(MODELISATION AVEC LOGICIEL ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019)



Réalisé par :

OUMMAD Taous

Dirigé par :

Mme ALKAMA F.

Promotion : 2022/2023

Remerciements

Je tiens à remercier toutes les personnes ayant joué un rôle dans la réalisation de ce mémoire, notamment Mme. ALKAMA et tous ceux qui ont contribué à la recherche et à la compilation des informations nécessaires.

J'adresse mes remerciements à ma famille et mes ami(e)s pour leur soutien inébranlable et leur encouragement constant tout au long de ce parcours académique.

J'exprime ma reconnaissance envers l'**ENPI** (Entreprise Nationale des Promotions Immobilières) pour m'avoir offert l'opportunité d'acquérir des connaissances approfondies et des compétences précieuses durant mon stage pratique.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.....2

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....
.....20

Chapitre III : Calcul des éléments

- Acrotère39
- Planchers en corps creux.....47
- Balcon en dalle pleine.....67
- Les escaliers.....74
- La poutre palière.....91
- La poutre de chainage99
- La dalle salle machine.....107

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA.....
.....120

Chapitre V : Ferrailage des éléments

- Ferrailage des poutres151
- Ferrailage des poteaux162
- Ferrailage des voiles
.....176

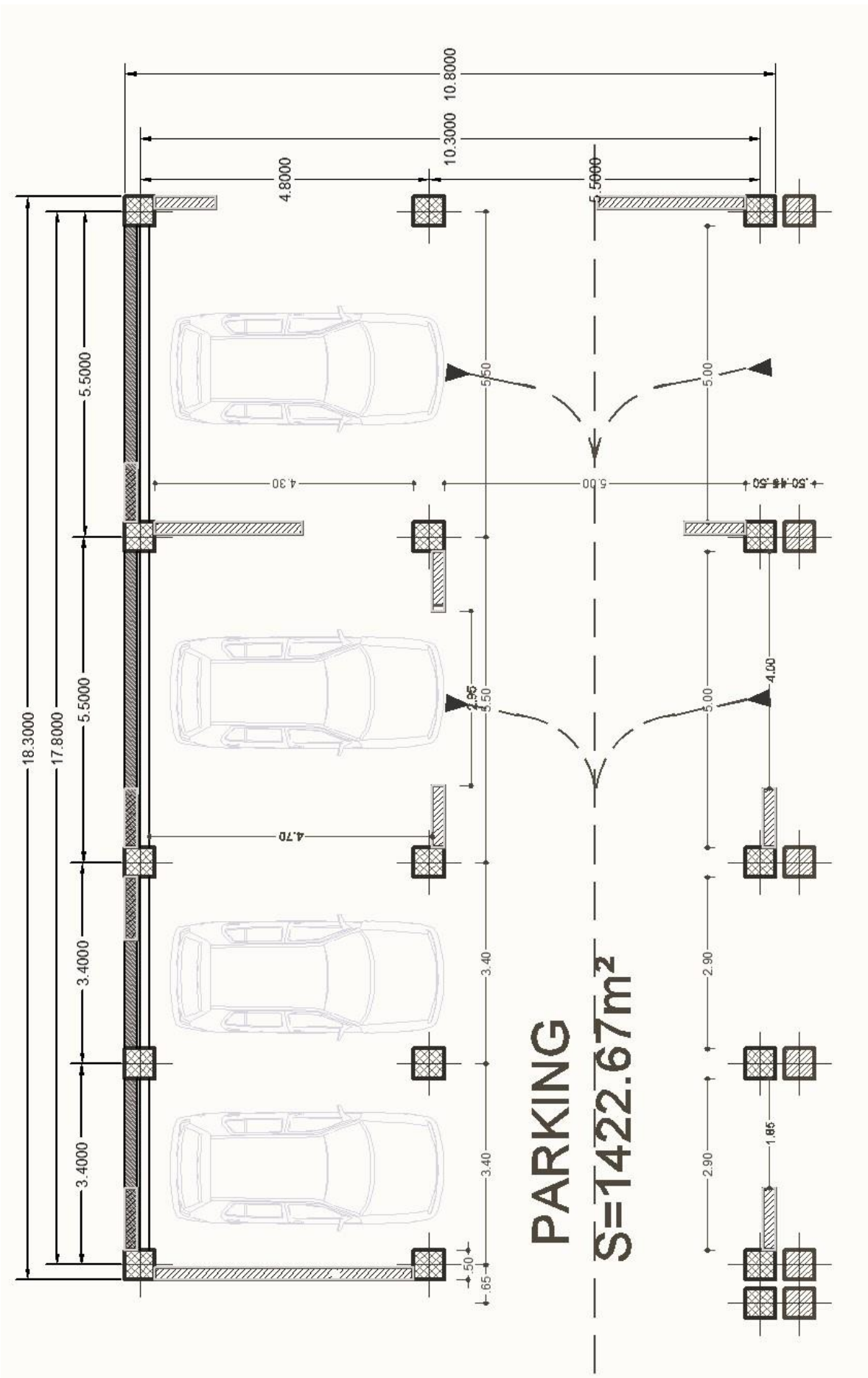
Chapitre VI : Etude du voile périphérique193

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....200

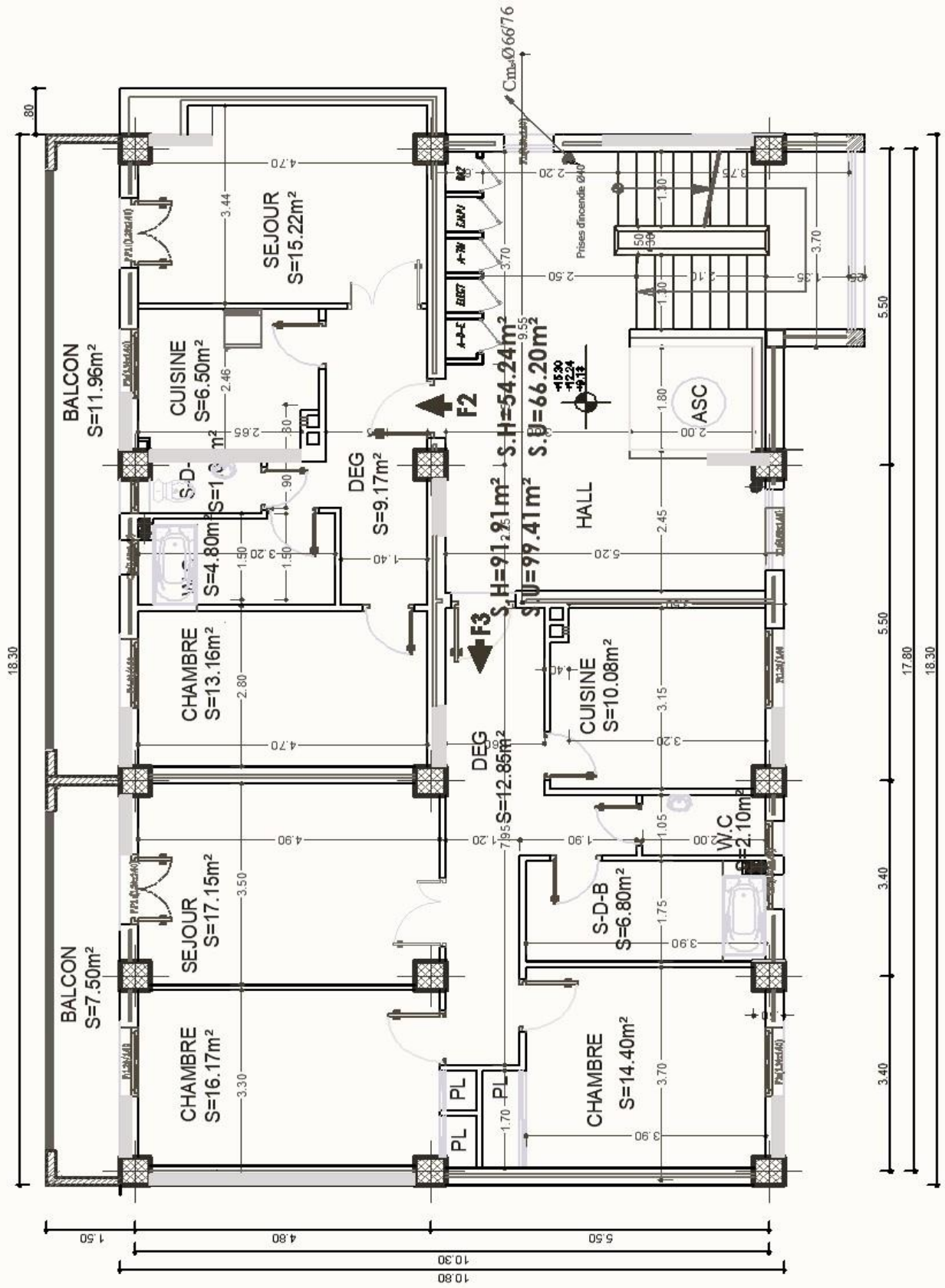
Conclusion générale

Bibliographie

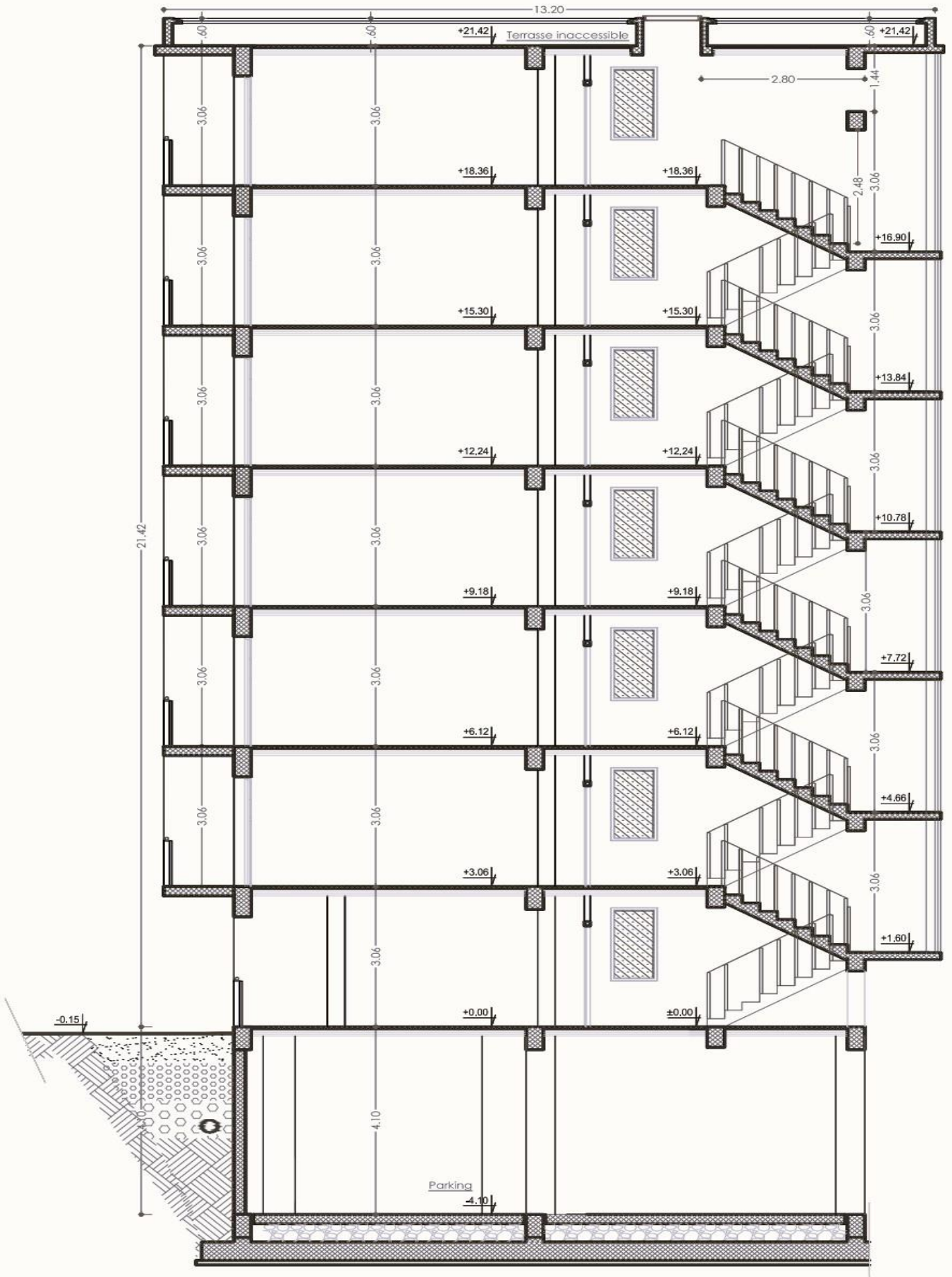
PLAN D'ARCHITECTURE



Plan du niveau - 4,10



Plan des étages



Coupe B - B



Façade principale

INTRODUCTION GENERALE

La construction de bâtiments a connu une expansion rapide, particulièrement après la Seconde Guerre mondiale. Les individus doivent constamment s'adapter aux avancées et acquérir de nouvelles techniques de construction, permettant ainsi d'améliorer la résistance des structures et d'assurer leur fiabilité face à des événements naturels tels que les séismes.

En raison de sa position au sein d'une zone de convergence de plaques tectoniques, l'Algérie est exposée à une activité sismique intense. Cela explique pourquoi elle a subi de fréquents tremblements de terre. Un exemple marquant est le séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions du centre du pays, notamment Boumerdes, Alger et Tizi-Ouzou, entraînant d'importantes pertes humaines et matérielles.

Les enquêtes menées à la suite du séisme de 2003 ont révélé que de nombreux bâtiments endommagés n'étaient pas conçus selon des normes parasismiques. Ainsi, il est impératif de respecter les règles et recommandations parasismiques, qui renforcent adéquatement la structure. Dans le monde entier, des règlements ont été établis pour encadrer la construction dans les zones sismiques, en classifiant les bâtiments afin de garantir une conception et une réalisation plus sûres. En Algérie, le RPA99 révisé en 2003 est utilisé comme règlement parasismique.

Ces réglementations résultent de nombreuses années d'expérience et de recherche approfondie, dans le but de fournir un niveau de sécurité permettant de sauvegarder des vies humaines et de réduire les dommages lors de secousses sismiques.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION DE
L'OUVRAGE

I. Introduction :

L'analyse du projet en question, tout comme tout ouvrage de génie civil, doit être effectuée de manière à garantir sa stabilité. Cette stabilité dépend de la résistance des divers éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles, face à différentes forces telles que la compression et la flexion. Cette résistance est influencée par le type de matériaux utilisés, leurs dimensions et leurs caractéristiques.

De plus, il est essentiel d'assurer la sécurité des occupants, tant pendant la construction que lors de l'utilisation ultérieure, tout en maintenant les coûts aussi bas que possible. Pour effectuer les calculs des composants d'une structure, on se base sur des normes telles que le BAEL91, le RPA99 (modifié en 2003) et le CBA93, ainsi que sur des méthodes bien établies qui reposent sur une connaissance approfondie des matériaux tels que le béton et l'acier, ainsi que sur le dimensionnement et le renforcement des éléments de la structure destinée à résister aux charges.

Dans ce contexte et dans le cadre de mon travail de mémoire de fin d'étude, j'ai effectué un stage pratique au sein de l'**ENPI (Entreprise Nationale de Promotion Immobilière)** d'une durée de 3 mois dont l'objectif principal de ce stage est de mener à bien une analyse exhaustive ainsi qu'un calcul des composants de résistance d'un immeuble de six étage destiné à un usage résidentiel.

II. Présentation générale de l'entreprise :

La société par actions, nommée Entreprise Nationale de Promotion Immobilière (**ENPI - SPA**), a été établie le 6 mai 2009 en accord avec la résolution numéro 05/92 datée du 22 janvier 2009. Cette résolution visait à réorganiser les Entreprises de Promotion du Logement Familial (E.P.L.F), et le siège social de l'**ENPI** se trouve à Alger, sur la Route de Sidi Yahia, à Bir Mourad Rais.

L'**ENPI** a vu le jour grâce à une fusion absorption qui faisait partie du processus de restructuration des Entreprises Publiques Économiques EPLF.

L'entreprise est constituée de plusieurs Directions Régionales (**DR**) :

- Direction Régionale Est (**DRE**).
- Direction Régionale Ouest (**DRO**).
- Direction Régionale Centre-ouest (**DRCO**).
- Direction Régionale Centre-Est (**DRCE**).
- Direction Régionale Sud (**DRS**).

Chaque direction régionale est à la tête de plusieurs directions de projet (**DP**) lesquelles rassemble une ou plusieurs wilayas.

La direction régionale Centre-est regroupe différentes Directions de projet :

- Directions de projet Tizi Ouzou.
- Directions de projet Bejaia.
- Directions de projet Boumerdes.
- Directions de projet Bordj Bou Arreridj.
- Directions de projet Jijel.
- Directions de projet Alger Est

La direction de Projet de Tizi Ouzou est située à la nouvelle ville, Rue Meghenem Mohammed Akli, cette dernière est composée de plusieurs services.

III. Présentation du type d'ouvrage :

Après la démolition d'un ancien atelier de menuiserie, le terrain en question a été réservé pour la construction d'un ensemble de 85 logements promotionnels libres, comprenant des commerces et un parking souterrain.

Ce projet est situé à la sortie ouest de Tizi-Ouzou en direction d'Alger, le long de la route nationale N° 12. Les logements sont répartis en quatre blocs, chacun comportant quatre appartements par étage :

- Les blocs A et B sont des immeubles de huit étages, comprenant un sous-sol et un niveau attique avec des terrasses inaccessibles **(R+8 + S/Sol + Attique)**.
- Les blocs C et D sont des immeubles de six étages, également avec un sous-sol et un niveau attique disposant de terrasses inaccessibles. **(R+6 + S/Sol)**.
- Au centre de cet ensemble se trouve un bloc central comprenant une cour et un parking souterrain.

III.1. Description de projet :

Commune de Tizi Ouzou

Maître de l'ouvrage : **E.N.P.I. SPA de Tizi Ouzou**

Entreprise de réalisation : **DORUK CONSTRUCTION**

ODS de démarrage des travaux : **05/01/2023**

Délai d'exécution : **20 Mois**

Permis de construire : **N°543 DU 10/02/2022**

Convention C.T.C. : **N°2022150038**

Contrat de suivi : **CNERU N°04/DRCE DU 05/01/2023**

Surface du terrain : **2269.00 M²**

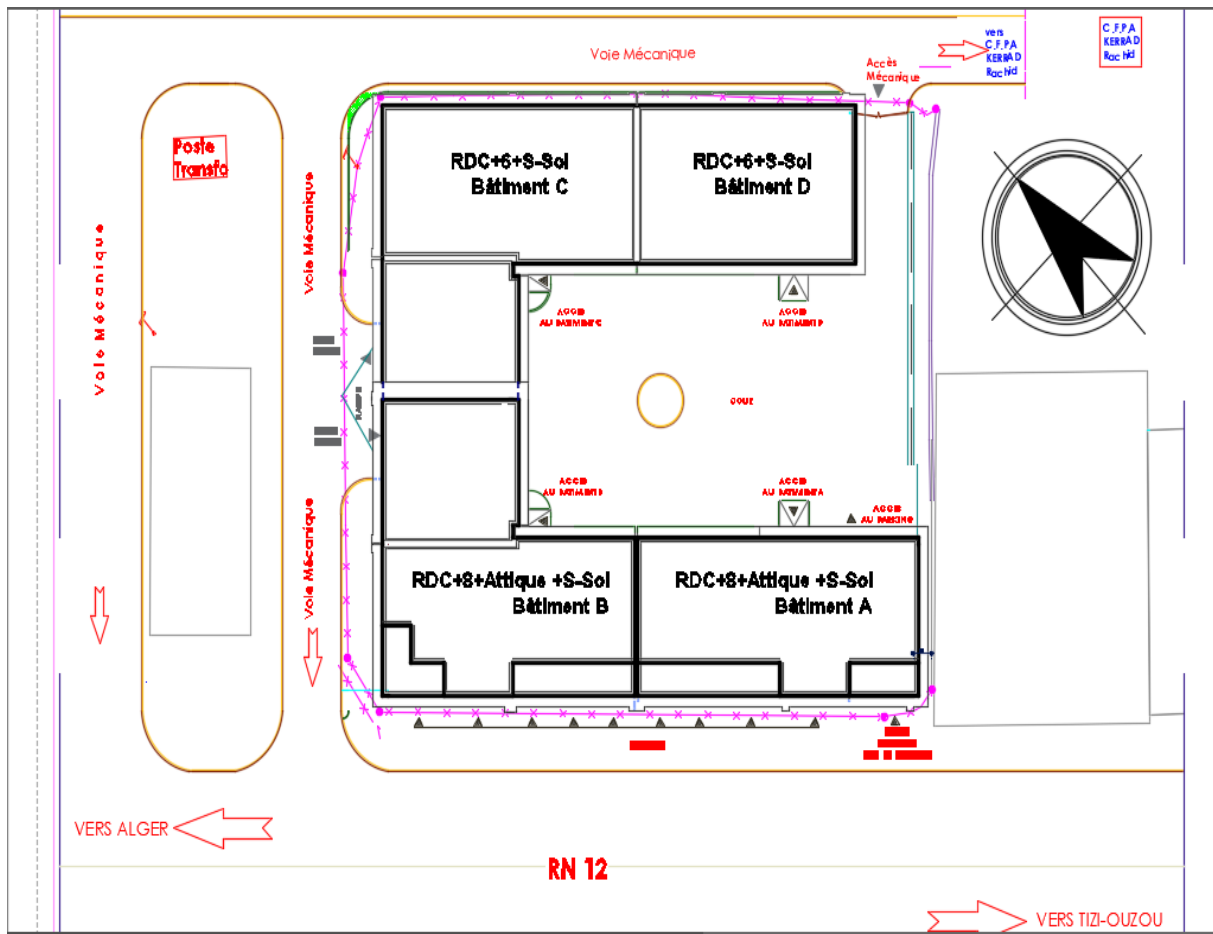


Figure III.1 : Plan de masse

III.3. Etude Géotechnique :

L'étude géotechnique est une étude du sol qui détermine les caractéristiques mécaniques du sol, ce qui nous donne les résultats suivants :

- Le site étudié est localisé dans une zone piémont, caractérisé par une légère pente orientée vers le Sud.
- Le terrain est constitué par une formation marneuse représentant le substratum de la région, surmontée par une épaisse couche d'argile marneuse.
- Les sondages au pénétromètre dynamique réalisés sur l'assiette du projet, montrent que le sol traversé dans l'ensemble présente des moyennes à bonnes résistances en pointes.
- Le sondage pressiométrique réalisé montre que le sol présente de bonnes résistances jusqu'au contact du substratum marneux. L'essai a classé le site d'étude dans la catégorie de S2 (sol ferme)
- Les caractéristiques de cisaillement obtenues indiquent que le sol est caractérisé par une assez bonne cohésion et frottement.
- Les résultats d'essai de compressibilité à l'œdomètre montrent que le sol en place est peu compressible et peu gonflant.
- Les résultats des essais de plasticité représentés sur un diagramme dit «diagramme Casagrande » ont permis de classer le sol dans la catégorie des limons très plastiques et l'analyse granulométrique met en évidence la prédominance de la fraction fine.
- La contrainte admissible du sol sous le niveau d'ancrage des fondations est de l'ordre de 2 bars.
- Les caractéristiques intrinsèques du sol adapté pour le dimensionnement des murs de soutènement sont:
 - Masse volumique humide = 2.10 t/m^3 .
 - Cohésion (sol non consolidé non drainé) = 0.78 bars.
 - Angle de frottement interne = 27.68° .

D'après le rapport du laboratoire, les fondations appropriées compte tenu du contexte géomorphologique du terrain pour notre projet sont des fondations superficielles, ancrées à partir de 1,00m par rapport au niveau fini des terrassements.

IV. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et sous-sol pour un parking qui se trouve au bloc D dans ce projet.

Cet ouvrage sera implanté à (la sortie ouest Tizi-Ouzou vers Alger) classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le présent ouvrage appartient au groupe d'usage 2 « **Ouvrage d'importance moyenne** ».

Cette structure est composée de :

- Sous-sol parking
- D'un (01) RDC.
- 06 étages courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'escalier
- 01 Terrasse inaccessible.

IV.1. Règlements utilisés :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les règlements suivants :

- ⇒ Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- ⇒ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « B.A.E.L.91 /modifiées.99 ».
- ⇒ Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- ⇒ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA93 ».

IV.2. Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment à pour dimensions :

- **En plan :** Longueur totale du bâtiment : $L = 19,10$ m.
Largeur totale du bâtiment : $L = 13,30$ m.
- **En élévation :** Hauteur totale du bâtiment : $ht = 21,42$ m.
Hauteur du rez-de-chaussée : RDC = $3,06$ m.
Hauteur des étages courants: $h_{\text{étage}} = 3,06$ m.
Hauteur du parking : $h_p = 4,10$ m.
Acrotère : $h = 0,60$ m.

V. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**VI. V.1. Superstructure :****Ossature :**

L'immeuble est à ossature mixte, il est composé :

- De poteaux et poutres formant un système de portiques dans les deux sens (transversal et longitudinal) destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- D'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal), constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

Les planchers :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).

On a les plancher en dalle pleine (balcons, la dalle d'ascenseur) et en corps creux.

L'acrotère :

Qui est un élément en béton armé coulé sur place. Il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armée coulés sur place.

Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

Porte-à-faux :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils sont réalisés en corps creux.

L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre l'utilisateur à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

→ Les murs extérieurs : Ils sont réalisés en double cloisons composé de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparés d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique.

→ Les murs intérieurs : Ils sont réalisés en brique creuse de 10cm d'épaisseur qui sont destinés à séparer la surface intérieure habitable.

Revêtements :

Les revêtements seront comme suivis :

→ Mortier ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.

→ Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et les plafonds.

→ Carrelage pour les planchers courants, les balcons, les escaliers.

→ Céramique pour les cuisines les salles d'eau.

Les enduits :

On désigne par enduit un produit plus au moins pâteux destiné à recouvrir tout ou partie d'une surface (verticale ou horizontale) d'une manière uniforme, en vue de réaliser une ou plusieurs des actions suivantes :

→ Imperméabilité.

→ Etanchéité.

→ Finition.

Coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution.

Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

V.2. Infrastructure :

Fondation : élément en béton armé situé à la base de l'ouvrage, elle reprend et transmet les charges de la superstructure vers le sol. Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

VII. Principes des justifications (Art A.1.2BAEL91) :

Les différents états limites :

a) États limites ultimes (ELU) : Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;
- États limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.

b) États limite de service (ELS) : Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

VII. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

VII.1. Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau, prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

VII.2. Béton :

Le béton est un mélange de ciment, de granulats (sable, graviers, gravillons), d'eau et adjuvant défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau de gâchage
- L'âge du béton
- Les adjuvants comme des plastifiants pour une meilleure maniabilité du béton et des hydrofuges qui se mettent à la place des petits vides d'où étanchéité du béton.

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 de ciment portland artificiel 325, destiné à offrir une résistance escomptée et à présenter une protection efficace des armatures.

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0.5

Remarque :

« Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton ».

VII.2.1. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

a) Résistance à la compression (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifié 99) :

Elle se mesure par compression axiale de cylindres droits de révolution et une hauteur double de leur diamètre (éprouvettes normalisées : 32 cm hauteur, diamètre $\varnothing=16\text{cm}$) pour un granulat de grosseur au plus égale à 40 mm.

La résistance du béton augmente avec le temps :

- A 1 j le béton atteint 15 % de sa résistance
- A 3 j 50%
- A 7 j 70%
- A 14 j 80%
- A 21 j 90%
- A 28 j 99%

Le béton évolue avec le temps ; à l'âge de 28 jours, la résistance à la compression du béton est dite « valeur caractéristique » ; elle est choisie à priori, pour des bétons courants, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'est atteinte sur les chantiers.

Pour les chantiers faisant objet d'un contrôle régulier, le B.A.E.L 91 indique que cette résistance est évaluée comme suit (Art. A.2-1, 11 B.A.E.L91) :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

b) Résistance à la traction (Art A2.112 BAEL91 modifié 99) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa.}$$

a. Les contraintes limites du béton :

➤ **A l'E.L.U :**

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule : (Art. A.4.3, 41 BAEL 91)

$$f_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

θ : coefficient qui est fonction de la durée d'application des actions avec :

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1h.

→ La limitation de la compression du béton correspond à un état limite de formation de fissures parallèles à la direction des contraintes.

$\gamma_b = 1.5$ en cas de combinaisons pour les situations courantes.

$\gamma_b = 1.15$ en cas de combinaisons accidentelles.

✓ Cas courant :

$$f_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,16 \approx 14,2 \text{ Mpa}$$

✓ Cas accidentel :

$$f_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ Mpa}$$

– A l'E.L.S :

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{cj} \text{ (Art 4.5 .2 BAEL 91)}$$

On prend : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

• Diagramme des contrainte-déformations du béton :

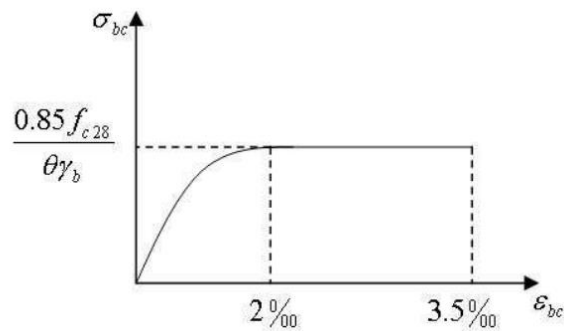


Figure I.3 : Diagramme des σ - ε du béton à l'ELU

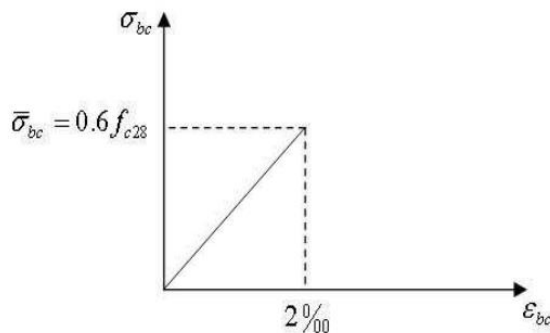


Figure I.4 : Diagramme des σ - ε du béton à l'ELS

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

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

a- Contrainte tangente conventionnelle (Art : A.5.1 BAEL 91) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

→ Cas de fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \min \{0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$$

→ Cas de fissurations préjudiciables ou très préjudiciables :

$$\tau_u = \min \{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$$

b- Module de déformation longitudinale : (Art : A-2-1-2 B.A.E.L.91)1. Le module de déformation instantanée du béton :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} \quad (\text{Art: A-2-1-21- B.A.E.L.91}) \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa: } E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée du béton :

Pour un chargement d'une longue durée d'application, il est égal à 1/3 du module de déformation instantanée :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Soit à $j = 28$ jours : $E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa}$.

3. Module de Déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

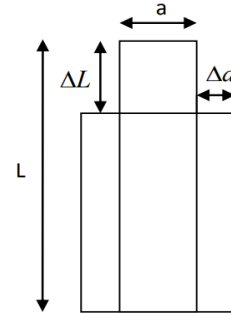
4. Le coefficient de poisson :

Le coefficient est défini par le rapport entre la déformation relative transversale (allongement relatif du côté de la section) et la déformation relative longitudinale (raccourcissement) en valeurs absolues.

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/a}$$

Il est égal à : (Art : A.2.18.B.A.E.L 91)

$$\begin{cases} v = 0,2 \text{ à l'ELS} \\ v = 0 \text{ à l'ELU} \end{cases}$$



VII.3. Les aciers :

Durant la réalisation de l'ouvrage, on utilise :

Des aciers haute adhérence (H.A), de nuance Fe E400, de limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa et de

contrainte admissible : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx 348$ MPa.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Cas courant} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{cas accidentel} \end{cases}$$

✓ Des aciers lisses (R.S), de nuance **FeE235 Mpa** et de contraintes admissibles :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{235}{1.15} = 204.347 \text{ Mpa}$$

Des treillis soudés, de nuance TLE 520 ayant une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa.

$$\zeta_e = \frac{f_e}{E_s}$$

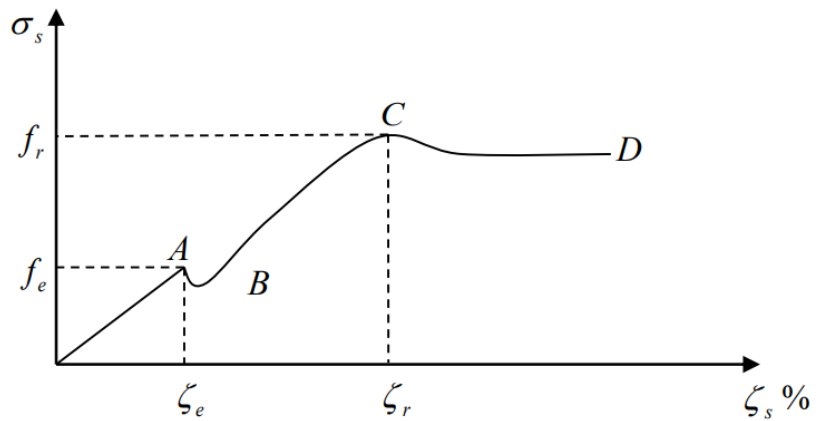


Figure VII.1 : diagramme « contrainte déformations »

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

ζ_r : Allongement à la rupture.

ζ_e : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

Le diagramme ci-dessus met en exergues 4 partis différents dont la nomenclature est la suivante :

Zone OA : domaine élastique linéaire.

Zone AB : palier de ductilité. (Malléable qui peut être étiré, allongé et sans se rompre)

Zone BC : domaine de raffermissement.

Zone CD : domaine de striction. (Diminution de la section)

– **Module d'élasticité longitudinale :**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Art: A.2.21.B.A.E.L 91})$$

– **Contraintes limites :**

– **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite ultime est égale à :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (\text{Art: A4.3.2. BAEL 91})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Pour les situations durables (courantes).} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{Pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

– **Contrainte limite service :**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

→ **Fissurations peu nuisibles :** (BAEL9 / Art 4-5-32)

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

→ **Fissurations préjudiciables :** (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

→ **Fissurations très préjudiciables :** (BAEL91 / Art 4-5.34)

Dans ce cas-là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6 \rightarrow$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta= 1.3 \rightarrow$ pour les HA < 6 mm.

$\eta=1.0 \rightarrow$ pour les aciers ronds lisses.

a. Diagramme contraintes déformations de l'acier : (Art A.2.2, 2 / BAEL91 modifié 99).

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

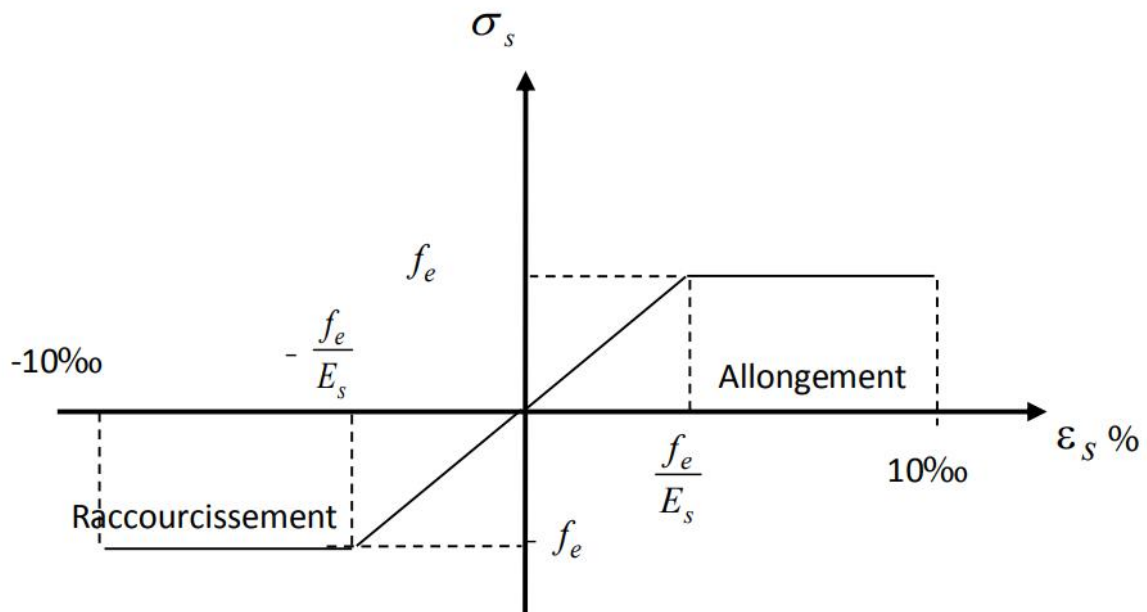


Figure VII.2 : Diagramme simplifié de contrainte- déformation des aciers.

VIII. Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

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

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

IX. Les actions et sollicitations :**IX.1. Actions :**

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitation.
- Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1.1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

1.2. Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

1.3. Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

IX.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

IX.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $0.8G\pm E$.

CHAPITRE II :
PRÉ-DIMENSIONNEMENT
DES ÉLÉMENTS

I. Introduction :

Après que nous avons présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet ; à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II. Pré-dimensionnement des éléments :

II.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles sont conçues pour résister à la flexion et transmettre les charges des planchers vers les poteaux.

Les poutres principales : qui constituent des appuis aux poutrelles.

Les poutres secondaires : qui assurent le chaînage.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (**Art 7.5.1 RPA99/VERSION 2003**)

➤ Coffrage minimum des poutres :

- $b > 20 \text{ cm}$
- $h > 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

II.1.1. Les poutres principales :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

$$\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10}$$

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

Avec :

a : épaisseur du poteaux

b : largeur de la poutre.

L : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L = 550cm).

$$L = L_{\max} - a$$

$$L = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$$

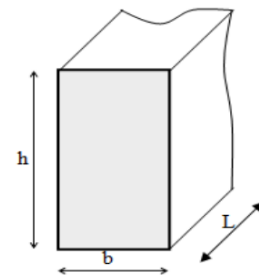
$$\frac{525}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{525}{10}$$

$$35 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 52,5 \text{ cm}$$

→ On opte pour une hauteur : $h_{pp} = 40 \text{ cm}$.

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

→ On prend : $b = 30 \text{ cm}$.



II.1.2. Les poutres secondaires :

La hauteur et la largeur des poutres secondaires est donnée par :

$$\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10}$$

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

Avec :

a : épaisseur du poteaux

b : largeur de la poutre.

L : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L = 550cm).

$$L = L_{\max} - a$$

$$L = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$$

$$\frac{525}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{525}{10}$$

$$35 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 52,5 \text{ cm}$$

→ On opte pour une hauteur : **$h_{ps} = 35 \text{ cm}$** .

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

→ On prend : **b = 30 cm**.

II.1.3. La poutre de chaînage :

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

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

Avec :

a : épaisseur du poteaux

b : largeur de la poutre.

L : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L = 550cm).

$$L = L_{\max} - a$$

$$L = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$$

$$\frac{525}{15} \leq h_t \leq \frac{525}{10}$$

$$35 \text{ cm} \leq h_t \leq 52,5 \text{ cm}$$

→ On opte pour une hauteur : **$h_t = 35 \text{ cm}$** .

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

→ On prend : **b = 25 cm**.

II.1.3. La poutre palière :

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

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

Avec :

a : épaisseur du poteaux

b : largeur de la poutre.

L : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L = 550cm).

$$L = L_{\max} - a$$

$$L = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$$

$$\frac{525}{15} \leq h_t \leq \frac{525}{10}$$

$$35 \text{ cm} \leq h_t \leq 52,5 \text{ cm}$$

→ On opte pour une hauteur : **$h_t = 35 \text{ cm}$** .

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

→ On prend : **$b = 25 \text{ cm}$** .

➤ **Vérification des dimensions des poutres conformément aux RPA :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre palière	Poutre de chainage	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	35	35	Condition vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	25	25	Condition vérifiée
$h/b \leq 4$	1,33	1,16	1,4	1,4	Condition vérifiée

II.2.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.2.2.1 Plancher en corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux (entrevous) reposant sur les poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée, le tout complété d'une table de compression ferrillée par un treillis soudé. La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots \dots \text{(B. 6. 8, 424 du BAEL 91)}$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

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

$$L_{\max} = L - b$$

L : Distance entre axes des poteaux : $L = 550$ cm

b : Largeur du poteau, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99 (En zone IIa).

Dans notre cas : $L_{\max} = 550 - 25 = 525$ cm

$$h_t \geq \frac{525}{22,5} = 23,33 \text{ cm}$$

- On optera pour un plancher de $(20+5) = 25$ cm.
- Epaisseur du corps creux est de 20 cm.
- Epaisseur de la dalle de compression est de 5 cm.

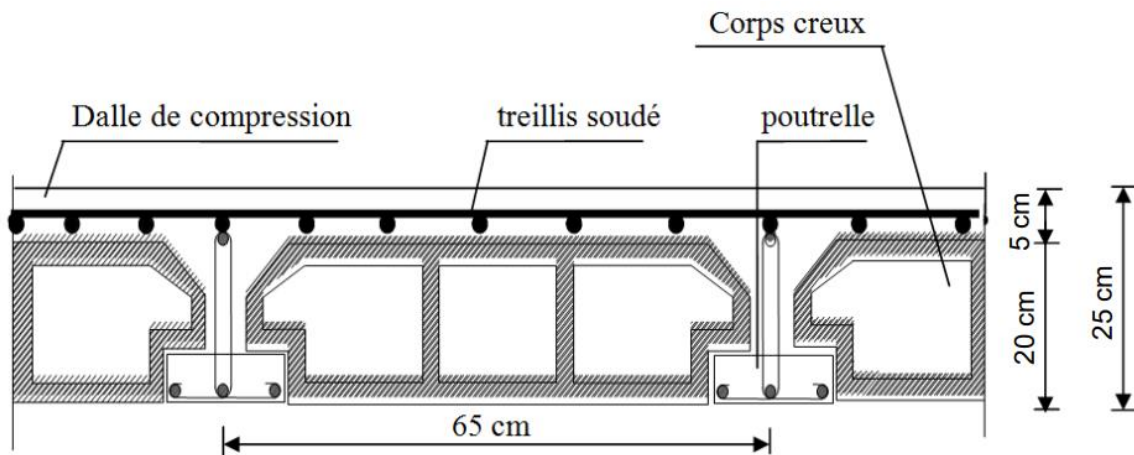


Figure II.2.1 : coupe transversale sur un plancher en corps creux.

II.2.2.2. Dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

1. Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1,50 \text{ m} \rightarrow e \geq \frac{1,50}{10} = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm.}$$

2. Isolation thermique et phonique (DTR.C3.1.1) (DTR.C3.2):**➤ Isolation acoustique :**

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique est supérieure à 350kg/m².

$$e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m}$$

Avec :

$$\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg /m}^3$$

➤ Résistance au feu :

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

$e = 17.5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Conclusion : On prendra une épaisseur de **15cm**.

II.2.3. Pré dimensionnement des voiles :

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

Selon le **RPA 99 modifié 2003, Art [7.7.1]** ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante : **$L \geq 4a$**

Avec :

a : épaisseur du voile.

L : portée minimal du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm ($a \geq 15\text{cm}$), elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

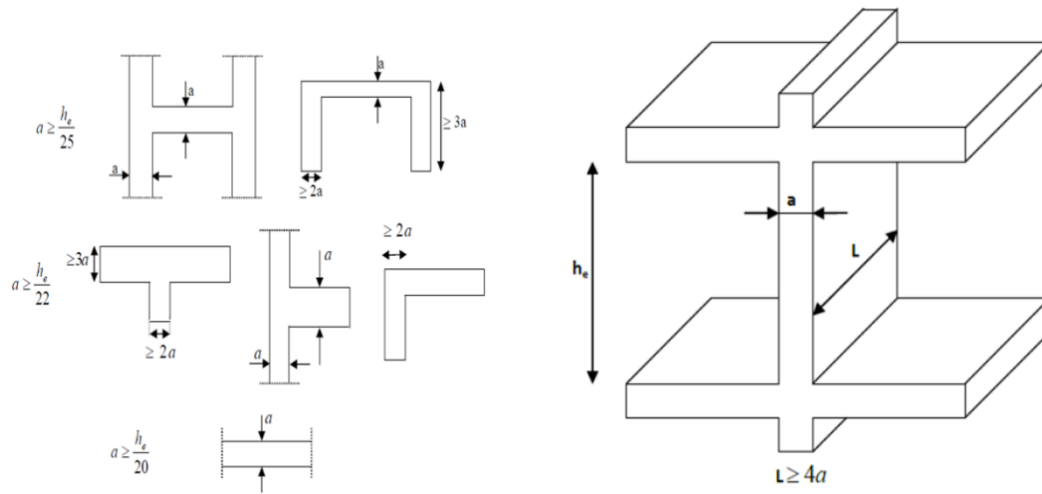


Figure II.3 : coupes de voile en plan et en élévation.

Avec :

Dans notre projet, le cas le plus défavorable est :

$$e \geq \frac{h_e}{25}$$

Avec : $h_e = h - e_p$ où e_p est la hauteur du plancher = 25 cm.

➤ Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage :

	Sous-sol	RDC et les étages courants
H (cm)	401	306
e_p (cm)	25	25
h_e (cm)	376	281
A (cm)	15,04	11,24

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 25$ cm.

$$25 \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$L \geq 4e_p \rightarrow L \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

On opte pour une épaisseur des voiles : $e = 25\text{cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

II.2.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en bétons armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étages en étage puis au fondations.

Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone IIa,

On a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

La section du poteau à déterminé est donnée par la relation : **RPA 99 modifié 2003, Art 7.4.3.1**

$$S \geq \frac{N_s}{0,3f_{c28}}$$

Avec :

– N_s : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de BAEL 91, en considérant le poteau le plus sollicité tel que :

$$N_s = G + Q$$

– G : charge permanente.

– Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

II.3. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

➤ Charges permanentes :

On a la charge $G = \rho \times e$

ρ : C'est le poids volumique.

e : L'épaisseur de l'élément.

II.3.1 Les planchers :

1. Plancher terrasse inaccessible :

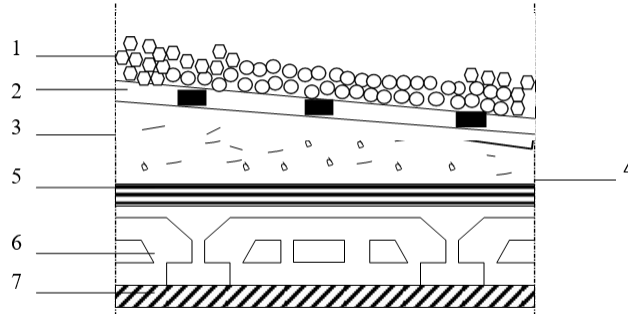


Figure.II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse.

➤ **Tableau des caractéristiques des éléments du plancher terrasse :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane	0.01	1	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (20 + 5)	0,02	14	3,5
7	Enduit sous plafond en plâtre	0,02	10	0,20
La charge permanente G (KN/m²)		G total = 6.38KN/m²		

2. Plancher d'étage courant :

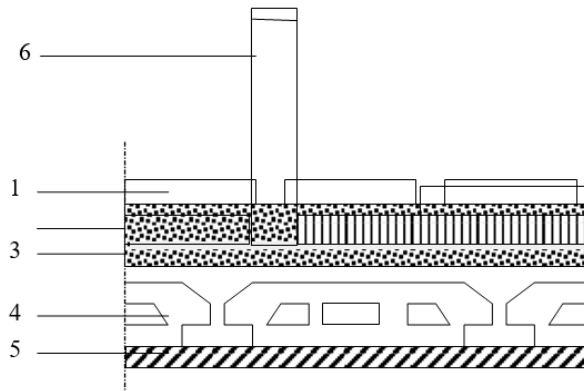


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant

➤ **Tableau des caractéristiques des éléments du plancher étage courant :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage.	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux	0,25	14	3,50
5	Enduit sous plafond en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieures	0,1	09	0,90
La charge permanente G (KN/m²)		G total = 5.76 KN/m²		

3. Dalle pleine :

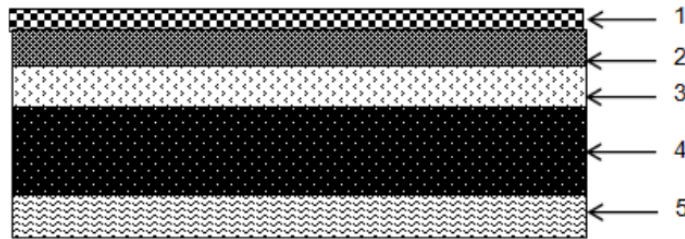


Figure II.5 : coupe d'un plancher dalle pleine.

➤ Tableau des caractéristiques des éléments des dalles pleines :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,2	25	0,37
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
La charge permanente G (KN/m ²)		G total = 5.27 KN/m²		

II.3.2. Maçonnerie :

1. Murs extérieurs :

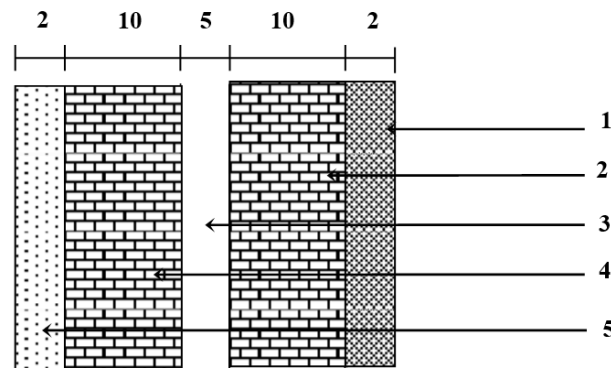


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

➤ Tableau des charge permanente (G) murs extérieur :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	09	1,25
3	Lame d'air	0,05	0	/
4	Briques creuses	0,10	09	1,25
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
La charge permanente G (KN/m²)		G total = 2.81 KN/m²		

2. Murs intérieurs :

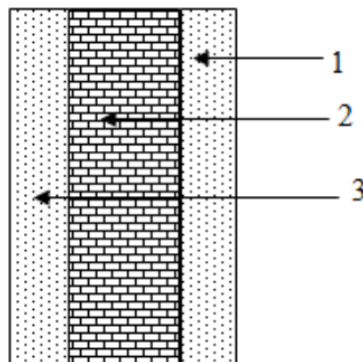


Figure II.7 : Coupe transversale du mur intérieur

➤ Tableau des charge permanente (G) murs intérieur :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre intérieur	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,10	09	0,9
3	Enduit en plâtre extérieur	0,02	10	0,2
La charge permanente G (KN/m²)		G total = 1.3 KN/m²		

II.3.3. Acrotère :

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schéma ci-dessous, vont nous permettre de déterminer la charge permanente correspondante.

$$G_{\text{arc}} = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$$

- Calcul de son poids propre :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03/2) = 0.0685 \text{ m}^2.$$

$$G_{\text{acr}} = 25 \times 0.0685 \rightarrow G = 1.71 \text{ kN/ml.}$$

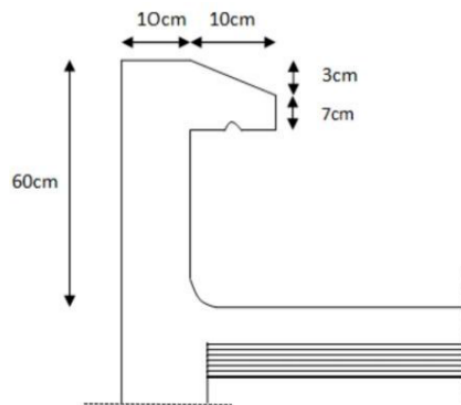


Figure II-8 : Coupe verticale de l'acrotère.

➤ **Surcharges d'exploitation (Q) :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le (DTR B.C. 2.2) dans le tableau suivant :

➤ **Tableau des surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires :**

Eléments	Surcharge Q (KN/m ²)
Plancher terrasse accessible	1,5
Acrotère	1
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1,5
Plancher 1er étage (service)	2,5
Plancher RDC (commercial)	2,5
Plancher 1 ^{er} sous-sol (commercial)	4
Balcon	3,5
Escalier	2,5

II.4. Descente de charges :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité les charges reprises par celui-ci, et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau. Et cela Jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

II.4.1. Surface d'influence :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : **D2**

Section sans poutre:

$$S_{\text{nette}} = S1+S2+S3+S4$$

$$S_1 = 2,75 \times 2,4 = 6,6 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2,75 \times 2,4 = 6,6 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,75 \times 2,75 = 7,6 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,75 \times 2,75 = 7,6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = \mathbf{28,33 \text{ m}^2}$$

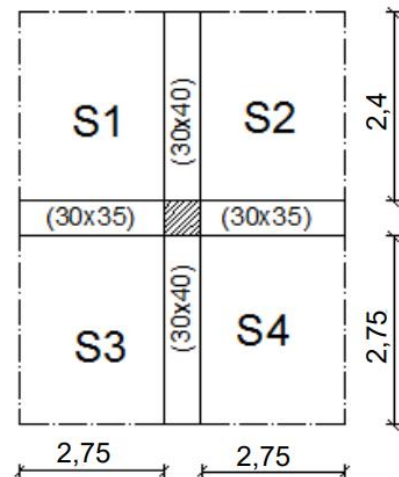


Figure II.9 : Surface d'influence du poteau.

II.4.2. Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence :

1) Les planchers :

Plancher étage courant et RDC et le sous- sol :

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S = 5,76 \times 28,33 = \mathbf{163,18 \text{ KN.}}$$

Plancher terrasse :

$$P_{\text{terrasse}} = G_{\text{terrasse}} \times S = 6,38 \times 28,33 = \mathbf{180,74 \text{ KN.}}$$

2) Les poutres :

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho)$$

Avec :

ρ : poids volumique du béton

L : longueur de la poutre

➤ Les poutres principales (30×40) :

$$P_{\text{pp}} = 0,30 \times 0,40 \times 5,15 \times 25 = \mathbf{15,45 \text{ KN.}}$$

➤ **Les poutres secondaires (30×35) :**

$$P_{ps} = 0,30 \times 0,35 \times 5,5 \times 25 = \mathbf{14,43 \text{ KN.}}$$

D'où le poids total :

$$P_p = P_{pp} + P_{pc} = \mathbf{29,88 \text{ KN.}}$$

3) Les poteaux :

Avec :

- S : section des poteaux en zone IIa $\geq 25 \text{ cm}$ (RPA 99/version 2003)
- ρ : poids volumique du béton
- h_e : hauteur d'étage

$$\text{Pour le sous-sol : } P_{S/Sol} = (0,25 \times 0,25 \times 4,01) \times 25 = 4,781 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour le RDC et les autres poteaux : } P = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 6,4 \text{ KN.}$$

II.4.3. Les surcharge d'exploitations :

$$Q_{\text{plancher}} = Q \times S$$

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 28,33 = 28,33 \text{ KN.}$
- Plancher d'étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots Q_6 = 1,5 \times 28,33 = 42,49 \text{ KN.}$
- Plancher RDC : $Q_7 = 1,5 \times 28,33 = 42,49 \text{ KN.}$
- Plancher sous-sol : $Q_8 = 3,5 \times 28,33 = 99,15 \text{ KN.}$

II.4.4. Loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux n' pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d'étage qui compose le bâtiment étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2} \sum_{i=1}^n \text{ pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

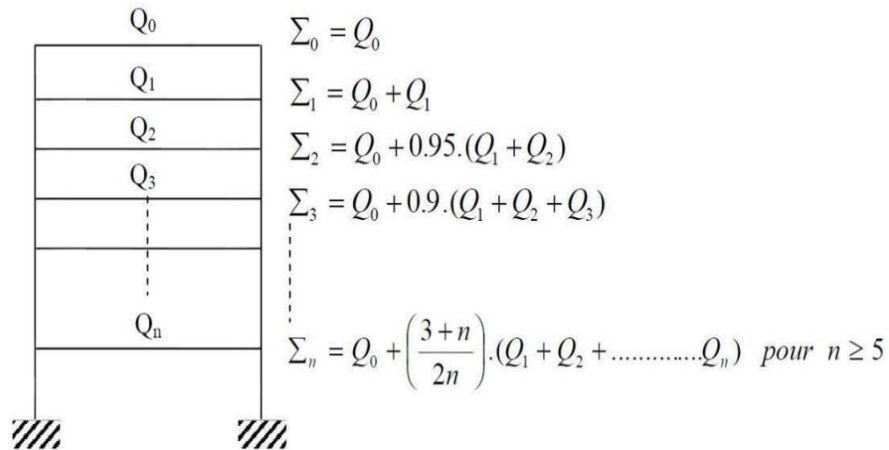


Figure II.10 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

➤ **Tableau des surcharges d'exploitations cumulées :**

Niveaux	Opérations	Résultats (KN)
6	Q_0	28,33
5	$Q_0 + Q_1$	70,82
4	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	109,06
3	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	143,05
2	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	172,79
1	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	198,23
RDC	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	219,54
S/sol	$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	314,49

Remarque :

On a adopté pour les poteaux des sections supérieures à celles trouvées dans les calculs pour des raisons :

- ✓ Une bonne répartition des aciers.
- ✓ Eviter la rotule plastique dans les poteaux.

➤ Détermination des charges et surcharges :

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normal [KN]	Section du poteaux [cm ²]		
	Poids des Planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulée	Qi	Qc	Ns = Gc+Qc	$S \geq \frac{N_s}{0,3 \times f_{c28}}$	Section trouvée	Section adoptée
6	180,74	29,88	4,781	215,401	215,401	28,33	28,33	175,43	162,48	12 × 12	30 × 30
5	163,74	29,88	4,781	198,401	413,802	42,49	70,82	342,28	323,08	17 × 17	30 × 30
4	163,74	29,88	4,781	198,401	612,203	42,49	113,31	506,21	483,67	21 × 21	35 × 35
3	163,74	29,88	4,781	198,401	810,604	42,49	155,8	825,30	644,26	25 × 25	35 × 35
2	163,74	29,88	4,781	198,401	1009,005	42,49	198,29	990,80	804,86	28 × 28	35 × 35
1	163,74	29,88	4,781	198,401	1207,406	42,49	240,78	1132,68	965,45	31 × 31	40 × 40
RDC	163,74	29,88	4,781	198,401	1405,807	42,49	283,27	1587,88	1126,05	33 × 33	40 × 40
S/sol	163,74	29,88	6,6	200,22	1606,027	99,15	382,42	1619,29	1325,65	36 × 36	40 × 40

II.5.1. Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99 (Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 18.7$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.86$	Condition vérifiée
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.75$	Condition vérifiée

Conclusion :

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

II.4.2. Vérification de la condition de non flambement des poteaux : (CBA art B.8.3)

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7 L_0$

i : Rayon de giration $\rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

L_0 : Hauteur libre du poteau.

S : Section transversale du poteau $\rightarrow S = b \times h$.

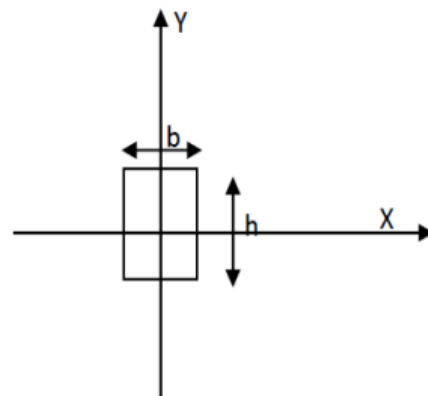


Figure II.11 : coupe de poteau.

I : Moment d'inertie du poteau $i_{yy} = \frac{h.b^3}{12}$ et $i_{xx} = \frac{b.h^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalement : $\lambda = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$.

➤ **Tableau de vérification des flambements :**

Niveau	Poteau (cm)	Surface (cm ²)	Inertie (cm ⁴)	L ₀ (cm)	L _f (m)	i (cm)	λ
Etage 5 et 6	30 × 30	900	67500	306	214,2	8,66	24,73
Etage 2 et 3 et 4	35 × 35	1225	125052,08	306	214,2	10,10	21,20
RDC et étage 1	40 × 40	1600	213333,33	306	214,2	11,54	18,55
Sous-sol	40 × 40	1600	213333,33	410	287	11,54	24,85

➤ La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

II.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a procédé au dimensionnement de la structure dont les principaux résultats sont les suivant :

- Dalle en corps creux : 20 + 5 = 25 cm.
- Poutres principal :(30×40) .
- Poutres secondaire : (30× 35).
- Voile de contreventement : e_p = 25 cm.
- Poteaux de sous-Sol : (40 × 40).
- Poteaux RDC et 1^{er} étage : (40 × 40).
- Poteaux de étage 2^{ème} et 3^{ème} et 4^{ème} étage : (35 × 35).
- Poteaux de 5^{ème} et 6^{ème} étage : (30 × 30).
- Poutre de chaînage : (30 × 35).
- Poutre palière : (30 × 35).
- Dalle pleine balcon : 15 cm.

CHAPITRE III :
CALCUL DES ELEMENTS

III. Introduction :

Les éléments non structuraux n'ont pas de fonctions porteuses ou de contreventement mais peuvent modifier considérablement le comportement de la structure, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; nous pourrions donc les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL91 modifié99, CBA93 et le RPA99 version 2003.

III.1. Calcul de l'Acrotère :

III.1.1. Définition :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher, terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q = 1 KN » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

III.1.2. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.1.3. Dimensionnement :

- Hauteur = 60cm.
- Epaisseur = 10cm.
- La surface = 0.067 m²

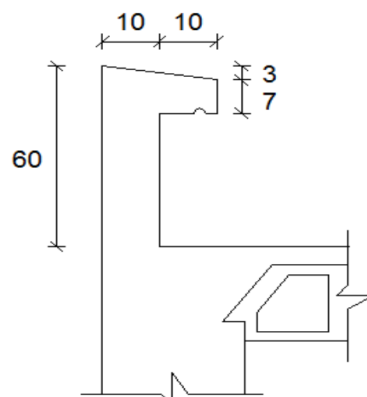


Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un Acrotère

III.1.4. Calcul de l'acrotère :

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Evaluation des sollicitations :➤ **Chargement :**• **Charge permanente « G » :**

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1\text{ml} \Rightarrow G = 25 \times S$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \times 0,5 \times 0,1 + \left[\frac{(0,07+0,1) \times 0,2}{2} \right] \Rightarrow G = 1,675 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation : **Q = 1KN/ml.**

- Effort normal dû au poids propre (G) :

$$N = G \times 1\text{ml} = 1,675 \text{ KN.}$$

- Effort tranchant T dû à la surcharge Q :

$$T = Q \times 1\text{ml} = 1\text{KN.}$$

- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times 1\text{ml} \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

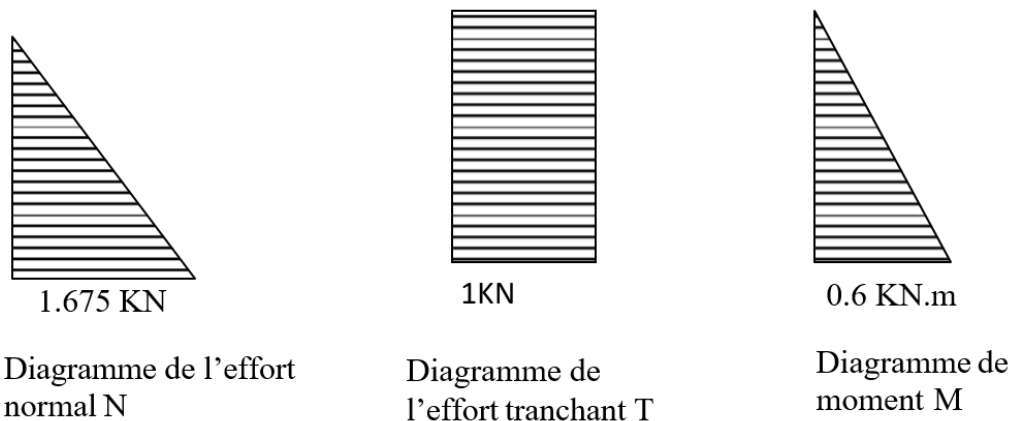


Figure III.2 : Diagramme des efforts internes.

Combinaison de charge :**➤ A l'ELU :**

La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,675 = \mathbf{2,261\text{KN}} \quad (N_Q = 0).$$

$$T_u = 1,35 T_N + 1,5T_Q = 1,5 \times 1 = \mathbf{1,35\text{KN}} \quad (T_N = 0).$$

$$M_u = 1,35 M_N + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = \mathbf{0,9\text{KN.m}} \quad (M_N = 0).$$

➤ A l'ELS :

La combinaison de charge est : $G+Q$

$$N_s = N_G + N_Q = \mathbf{1,675\text{KN}}.$$

$$T_s = T_Q = \mathbf{1\text{KN}}.$$

$$M_s = M_Q = \mathbf{0,6\text{KN}}.$$

III.1.5. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à l'ELU puis sera vérifié à l'ELS.

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

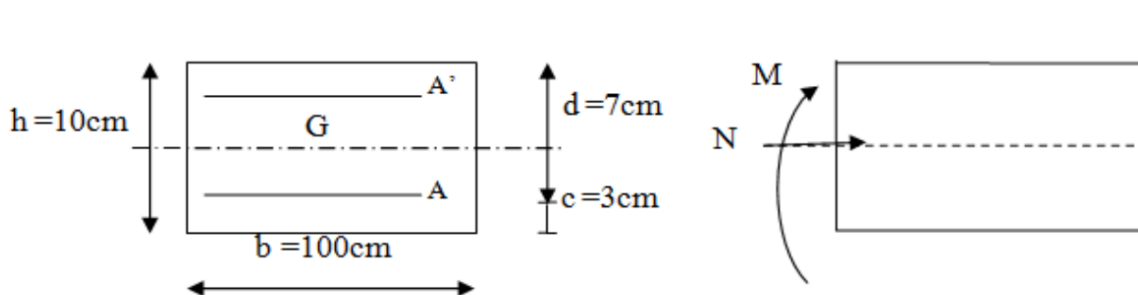


Figure III.3 : La section de l'acrotère.

Avec:

h : épaisseur de la section.

c et c' : l'enrobage.

$d = h - c$: hauteur utile.

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

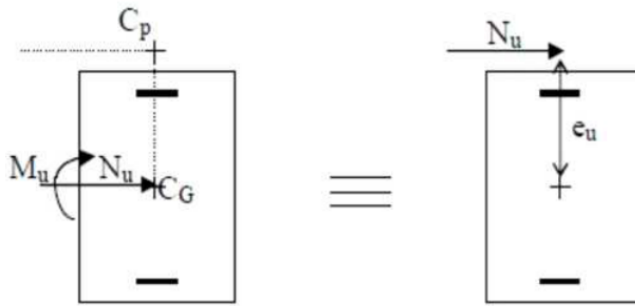


Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

A) Calcul des armatures à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} = \mathbf{0,398 \text{ m.}}$$

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

Avec :

M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité.

$Y = h/2 - c \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 39\text{cm} > h/2 - c = 2$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

1. Calcul d'armatures principales :

❖ Armatures fictives :

Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g$$

g : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 39,8 + \frac{10}{2} - 3 = \mathbf{41,8 \text{ m.}}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,261 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right).$$

$$\mathbf{M_f = 0,945 \text{ KN.m}}$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,945 \times 10^3}{1000(70)^2 \times 14,2 \times 10^{-3}} = \mathbf{0,013}.$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85(25)}{1,5} = \mathbf{14,2 \text{ Mpa}}.$$

$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée(SSA)}.$$

$$\mu = 0,013 \Rightarrow \beta = \mathbf{0,993}.$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,945 \times 10^2}{0,993 \times 7 \times 348 \times 10^{-1}} = \mathbf{0,39 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ Mpa}}.$$

❖ **Armatures réelles (en flexion composé) :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,261}{348 \times 10^{-1}} = \mathbf{0,32 \text{ cm}^2}.$$

$A_s=0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.6.2 Vérification à l'ELU :**a) La condition de non fragilité :(Art : A.4.2.1 BAEL91/99)**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} = \mathbf{0,845 \text{ cm}^2}.$$

$$A_u = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow **La condition n'est pas vérifiée.**

Conclusion:

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc le ferrailage se fera avec la section minimale.

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Avec un espacement: } s = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}.$$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2,01}{4} = \mathbf{0,50 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Soit : } A_r = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2,51 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Avec un espacement: } S_t = \frac{60}{3} = \mathbf{20 \text{ cm}}.$$

b) Vérification au cisaillement : (Art : A.5.1, 211 BAEL91/99)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = \min(2,5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = \mathbf{2,5 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; V_u = 1,5Q = 1,5(1) = 1,5 \text{ KN} \quad V_u: \text{effort tranchant à l'ELU.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = \mathbf{0,021 \text{ Mpa}} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée.}}$$

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1, 3 BAEL91/99)

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ Mpa.}}; \text{ avec: } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

ψ_s : coefficient de scellement. ; $\psi_s = 1,5$ pour les HA.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}; \sum u_i = \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\text{Avec: } \sum u_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = \mathbf{10,05 \text{ cm.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,05} = \mathbf{0,23 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{se} = 0,23 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \rightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée.}}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Longueur de scellement droit: (Art A.6.1, 221 BAEL91/99)

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}; \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = \mathbf{2,84 \text{ Mpa.}}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{(4 \times 2,84) \times 10} = \mathbf{28,1 \text{ cm.}} \rightarrow \text{soit: } \mathbf{L_s = 30 \text{ cm.}}$$

e) **Espacement des barres (B.5.3,3BAEL91/99):**

- Armature principale : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

On prend : $S_t = 25\text{ cm} < 30\text{ cm} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- Armature de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = 40\text{cm}$

On prend : $S_t = 20\text{cm} < 40\text{ cm} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

III.1.6.3 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : (Art A.4.5.3,3BAEL91/99)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{nf_{t28}}) \right\} = \mathbf{201,63\text{ Mpa.}}$$

$\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6\text{mm}$.

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287. \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,9155 \\ k_1 = 44,17 \end{cases}$$

$\sigma_{st} = 46,58\text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{ Mpa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2BAEL91/99):

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{ Mpa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{46,58}{44,17} = \mathbf{1,05\text{ Mpa.}}$$

Conclusion :

- Armatures principales : 4HA8 espacées de 25cm.
- Armatures de répartition : 3HA8 espacées de 20cm.

III.1.7 Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale :

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

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

A = 0.15 (Zone IIa, groupe d'usage 2) (Art4.2.3. tableau 4-1/RPA99)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

C_p = 0.3 (Tableau 6-1/RPA99)

W_p : poids de l'acrotère

W_p = 1.96kN/ml

Donc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.96 = 0.3528 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$.

⇒ **Le calcul se fait sous Q non pas sous P.**

III.2. Calcul des planchers en corps creux :

III.2.1. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de «4 cm » d'épaisseur, Elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520, $\text{Ø} \leq 6 \text{ mm}$) dont les dimensions des mailles seront au plus égales aux valeurs indiquées par l'article suivant : [BAEL91/B.6.8.423] :

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

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

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles [BAEL 91/B.6.8,423] :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \rightarrow \text{pour } l \leq 50\text{cm.}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \rightarrow \text{pour } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm.}$$

Avec :

A_{\perp} :cm² par mètre linéaire.

L: entre axes des poutrelles (cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

Dans notre cas ; **L=65cm** et **$f_e= 520 \text{ MPa}$**

$$\text{D'où } A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2.$$

Soit: $A_{\perp} = 6\text{Ø}6 = 1,7\text{cm}^2 \rightarrow$ avec un espacement de 15 cm.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{//} = 6\text{Ø}6 = 1,7 \text{ cm}^2 \rightarrow$ avec un espacement de 15cm.

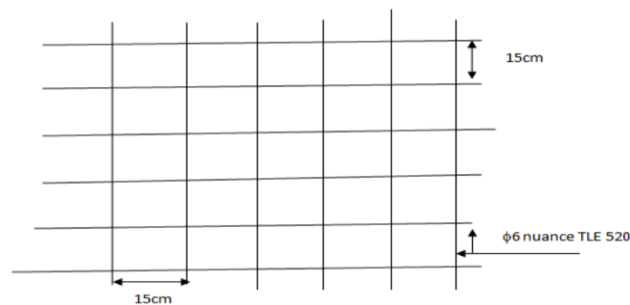


Figure III.2.1 : Treillis soudées de $15 \times 15 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(6 \times 150 \times 6 \times 150)$ mm².

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

a) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

➤ **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis. Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles BAEL91 préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

b) Dimensionnement des poutrelles :

$b = 65$ cm : distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12$ cm : largeur de la poutrelle

$h_0 = 4$ cm : épaisseur de la dalle de compression

b_1 : débord
$$b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm.}$$

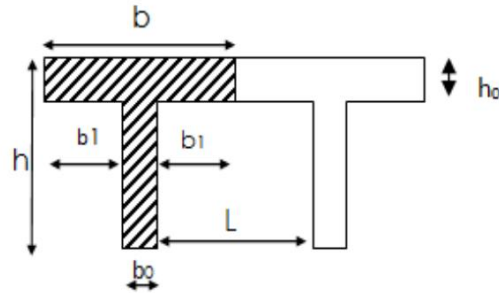


Figure III.2.2 : Surfaces revenant aux poutrelles.

Remarque :

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, c-à-d celui qui porte la plus grande surcharge. Dans notre cas c'est le plancher à usage commercial. Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

III.2.3 : 1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0,95 \text{ kN/m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

a. Chargement :

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

- Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$

Avec : $l=65 \text{ cm} \rightarrow$ largeur de l'hourdis

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge due à l'ouvrier : $Q=1 \text{ kN/ml}$.

b. Ferrailage à l'état limite ultime :

Schéma : (à ajouter)

Combinaison de charges :

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

Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5(5,5)^2}{8} = 9,453 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,5(5,5)}{2} = 6,875 \text{ KN}$$

Calcul de la section d'armature :

Soit l'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur $d = h - 2 = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{9,453 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 13,8 > 0,392 \rightarrow \text{section doublement armée (SDA).}$$

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est faible ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). on prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ;
 espacement entre étais : **80 à 120 cm.**

III.2.4 : 2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T_é ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **qu** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

❖ **Calcul des chargements :**

Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 6,38 \times 0,65 = 4,147 \text{ KN/ml}$.

Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,76 \times 0,65 = 3,731 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation (plancher à usage d'habitation): $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation (plancher a usage de service) : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$.

❖ **Combinaison de charges :****Plancher à usage d'habitation:**

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,731 + 1,5 \times 0,98 = 6,506 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3,731 + 0,98 = 4,711 \text{ KN/m}$.

Plancher terrasse :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4,147 + 1,5 \times 0,65 = 6,573 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 4,147 + 0,65 = 4,797 \text{ KN/ml}$.

Plancher à usage de service :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,731 + 1,5 \times 1,625 = 7,474 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G + Q = 3,731 + 1,625 = 5,356 \text{ KN/ml}$.

Remarque :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage service.

❖ **Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

1. Méthode forfaitaire ;
2. Méthode de Caquot ;
3. Méthode des trois moments ;

➤ **Méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées ; tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux et de service. L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

Vérification des conditions d'application de la méthode (Art B.6.2.210 BAEL 91/99) :

- 1) La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ m².

$$Q \leq \max\{2G ; 5 \text{ kN/ml} \}$$

$$2G = 2 \times 3,731 = 7,462 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$$

D'où : $Q = 1,625 \text{ KN/ml} < 2G = 7,462 \text{ KN/ml} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

\Rightarrow **La condition est vérifiée.**

- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

La travée	Longueur Li [m]	Li/Li+1	Conclusion
L1	3,4	1	Condition vérifiée.
L2	3,4		
L2	3,4	0,61	Condition non vérifiée.
L3	5,5		
L3	5,5	1	Condition vérifiée.
L4	5,5		

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Conclusion :

La 3ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

➤ **Principe de la méthode des trois moments :**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

$$M_{i-1} \cdot \frac{l_i}{L_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{l_i}{L_i} + \frac{l_{i+1}}{L_{i+1}} \right) + M_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}}{L_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d).$$

Avec : $W_i^d = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24EI_i}$; $W_i^g = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$.

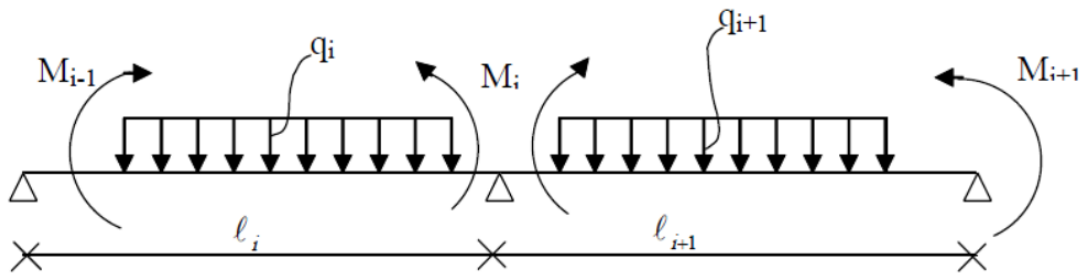


Figure 5 : méthode des 3 moments.

Aux appuis :

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

En travée :

$$M(x) = u(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \cdot \frac{x}{l_i} \quad \dots (1)$$

$$u(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} \cdot x^2 \quad \dots (2)$$

Avec : M_{i-1} ; M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 » ; « i » ; « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

Avec M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i ».

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i ».

III.2.5 Application :

1^{er} schéma statique de calcul :

(Figure à ajouter)

Calcul des moments aux appuis :

$$L' \text{ appui } 0 : \quad 6,8M_0 + 3,40M_1 = -66,87 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$L' \text{ appui } 1 : \quad 3,4M_0 + 13,6 M_1 + 5,5 M_2 = -133,75 \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$L' \text{ appui } 2 : \quad 3,4M_1 + 17,8M_2 + 5,5M_3 = -349,96 \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$L' \text{ appui } 3 : \quad 5,5 M_2 + 22 M_3 + 5,5M_4 = -566,17 \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$L' \text{ appui } 4 : \quad 5,5M_3 + 11 M_4 = -283,08 \quad \dots\dots\dots(5)$$

La résolution du système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = -7,073 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -5,52 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -10,16 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -27,33 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -16,57 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donnée par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{q_l}{2} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \cdot \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	μ (x)
0 - 1	3,4	6,806	-7,073	-5,52	1,76	9,82
1 - 2	3,4	6,806	-5,52	-10,16	1,5	9,69
2 - 3	5,5	6,806	-10,16	-27,33	2,29	25,01
3 - 4	5,5	6,806	-27,33	-16,57	3,03	25,46

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis au détriment des moments en travées (l'inconvénient de la méthode des 3 moments), on diminue ces derniers de 1/3 et on augmente les moments en travées de 1/3.

Moments en travées :

$$M_{(0-1)} = 3,55 + 0,33(3,55) = 4,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{(1-2)} = 2,13 + 0,33(2,13) = 2,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{(2-3)} = 7,70 + 0,33(7,70) = 10,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3-4)} = 4,06 + 0,33(4,06) = 5,39 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_0 = -7,073 + 0,33(7,073) = -4,73 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -5,52 + 0,33(5,52) = -3,69 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -10,16 + 0,33(10,16) = -6,80 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -27,33 + 0,33(27,33) = -18,31 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -16,57 + 0,33(16,57) = -11,10 \text{ KN.m}$$

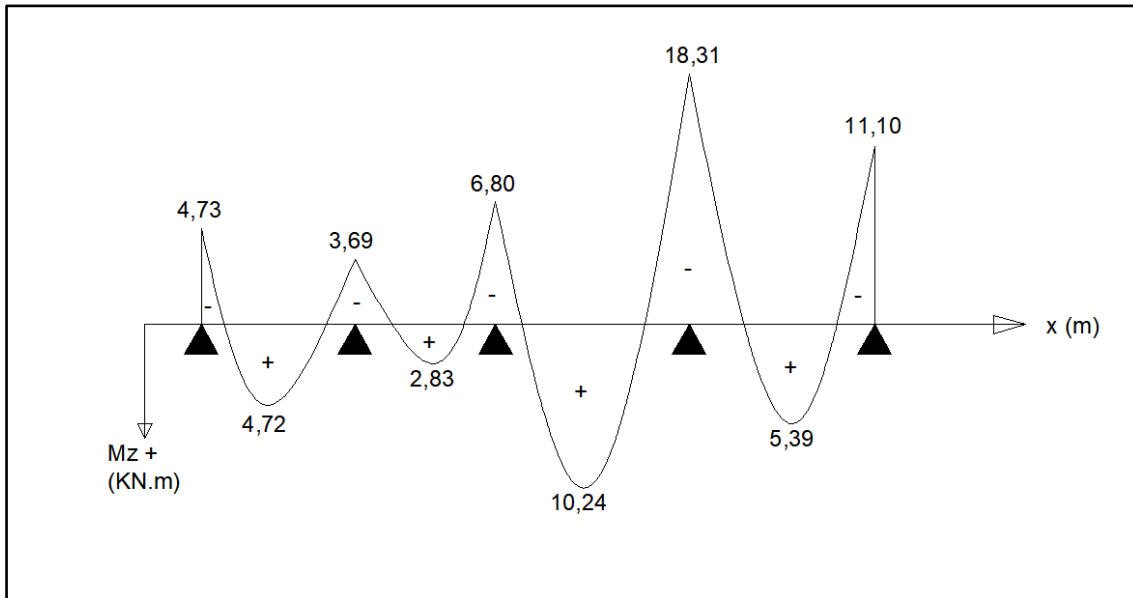


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Travées	L (m)	q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x) (KN)	
					x=0	x=L
0 - 1	3,4	6,806	-4,73	-3,69	11,87	-11,26
1 - 2	3,4	6,806	-3,69	-6,80	10,65	-12,48
2 - 3	5,5	6,806	-6,80	-18,31	16,62	-20,80
3 - 4	5,5	6,806	-18,31	-11,10	20,02	-17,40

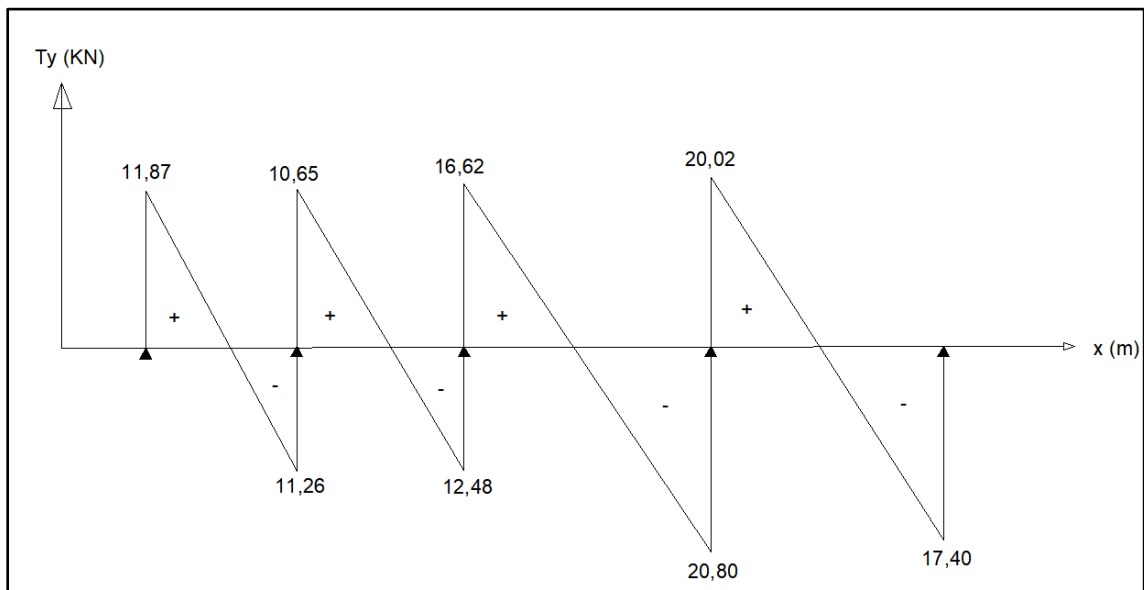


Diagramme des efforts tranchants

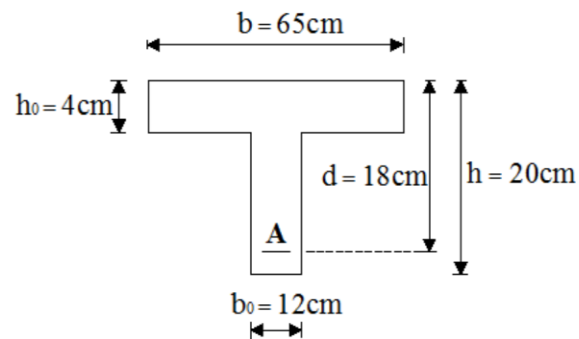
III.2.6. Calcul des armatures :

Les moments maximums aux appuis et en travées sont :

$$M_{ut}^{\max} = 10,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{\max} = 18,31 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 20,80 \text{ KN}$$



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

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

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

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)

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

$d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

Moment résistant :

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

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d \cdot \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 10,24 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \text{ KN.m}$$

→ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression le béton tendu est négligé.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Calcul des armatures longitudinales :**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,24(10)^2}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2 \cdot 10^{-1}} = 0,034 < 0,0392 \text{ (SSA)} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d f_{su}} = \frac{10,24 \times 10^2}{0,983 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,66 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **$A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$** .

- Armature de répartition : **$A_r = 1/4 A_{st} = 0,58 \text{ cm}^2$**

- Nous prendrons : **$3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$**

Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{18,31 \cdot 10^2}{12 \cdot 18 \cdot 14,2 \cdot 10^{-1}} = 0,331 < 0,392 \text{ (SSA)}$$

Asc=0 cm².

→ Les armatures nécessaires sont les armatures de traction.

$$\mu = 0,331 \rightarrow \beta = 0,792$$

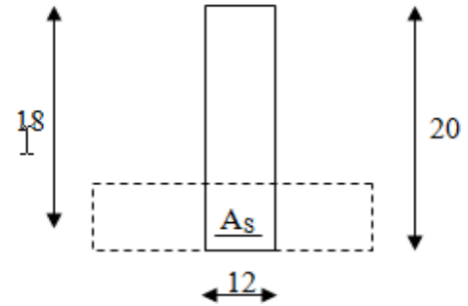
$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d f_{su}} = \frac{18,31 \times 10^2}{0,792 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 3,69 \text{ cm}^2$$

Choix de section d'armature :

→ On adopte : **AS_A = 2HA16 = 4,02 cm²**.

- Armature de répartition : **Ar = 1/4 Ast = 1,13 cm²**

- Nous prendrons : **3HA8 = 1,51 cm²**.



➤ **Armatures transversales à L'ELU (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.5.1, 23)**

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right)$$

$$\varphi_t = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,6\right) = 0,57m.$$

Nous choisissons un cadre de Ø8 avec : **Ast=3HA8 =1.50cm²**

Espacement des cadres : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/Art: A.5.1.22)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18 = 16,2cm ; 40cm) = 16,2cm$$

→ **S_t = 15cm.**

Conclusion :

- En travée : $A_{st} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$.
- En appui : $A_{st} = 2HA16 = 4,02 \text{ cm}^2$.
- Les armatures transversales : $A_{st} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$.

III.2.6 Vérifications à l'ELU :**III.2.6.1. Condition de non-fragilité du béton de la section minimale (A.4.2 BAEL91/99) :**

- **Calcul de la section minimale :**

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1/400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{ast} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}/f_c = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1/400 = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{ast} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,260 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.2.6.2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$V_u^{\max} = 20,80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{20,80 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,96 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,133f_{c28}; 5\text{Mpa}) = 3,325 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,96 \leq \bar{\tau}_u = 3,325 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.6.3. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99):

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\Sigma_{ui}} = \frac{20,80 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150,72} = 0,85 \text{ Mpa}$$

Avec :

$\Psi=1,5$: Coefficient scellement HA.

Σ_{ui} : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma_{ui} = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0,85 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres.

III.2.6.4. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

- **Au niveau des appuis de rive :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{2V_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8(25)}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$.

$$\tau_u = \frac{2 \times 20,80 \times 10^3}{120 \times 162} = 2,13 \text{ Mpa} < 13,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Au niveau des appuis intermédiaires :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{0,8 \times 0,9d \times f_{c28} \times b_0}{2\gamma_b} = 0,36 \times \frac{d \cdot f_{c28} \times b_0}{\gamma_b}$

$$\tau_u = 0,36 \times \frac{18 \times 25 \times 12 \times 10^{-1}}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

$$\tau_{ua}^{\max} = 20,80 \text{ KN} < \tau_u = 129,6 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.6.5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

(Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

- **Au niveau des appuis de rive :**

$$A \geq V_u^{\max} - \frac{M_{ua}^{\max}}{0,9 \cdot d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17,40 - \frac{11,10 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) \times \frac{11,5}{400} = -1,46 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 5,52 \text{ cm}^2 > -1,46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Au niveau des appuis intermédiaires :**

$$A \geq V_u^{\max} - \frac{M_{ua}^{\max}}{0,9 \cdot d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(20,80 - \frac{18,31 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) \times \frac{11,5}{400} = -2,65 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 > -2,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.A.6.6 Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour HA

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \varphi \cdot \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1 \cdot \frac{400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Pour les armatures comportant des crochets, On prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} \rightarrow L_a = 16 \text{ cm.}$$

III.2.7. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calculer à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.731 + 1.5 \times 0.98 = \mathbf{6.806 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.731 + 0,98 = \mathbf{4.711 \text{ KN/m.}}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.711}{6.806} = 0,692$$

Moments max en travée et aux appuis sont :

$$M_{t \text{ max}} = 11,10 \times 0,692 = \mathbf{7,681 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a \text{ max}} = 18,31 \times 0,692 = \mathbf{12,670 \text{ KN.m}}$$

III.2.7.1 Etat limite de la compression du béton :

- **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = \mathbf{1,088} \rightarrow \beta = \mathbf{0,856} \rightarrow K_1 = \mathbf{19,76}.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{10,24 \times 10^6}{0,856 \times 18 \times 2,35 \times 10^3} = \mathbf{282,80 \text{ Mpa.}}$$

$$K_1 = 19,76 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \mathbf{0,050}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,050 \times 282,80 = \mathbf{14,14 \text{ Mpa}} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \mathbf{Condition \text{ vérifiée.}}$$

III.2.7.2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible; donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.2.7.3. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible. Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\text{Avec : } M_0 = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 4,711 \times \frac{5,5^2}{8} = \mathbf{17,81 \text{ KN.m}}$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{550} = 0,036 < \frac{M_t}{15M_0} = \frac{10,24}{15(17,81)} = 0,038 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{l} = \frac{20}{550} = 0,036 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

→ **Donc** : les conditions ne sont pas vérifiées; le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche :**

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5}{348} \cdot \frac{q_s \times l^2}{E_0 \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée ; $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} \Rightarrow E_v = 10818,865 \text{ Mpa}$

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (0,4 \times \mu \times \lambda_v)}$$

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

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{c28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}}; 0\right)$$

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

➤ **Calcul des paramètres :**

- La position de l'axe neutre :

$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18)$$

$$= 3458.5 \text{ cm}^3$$

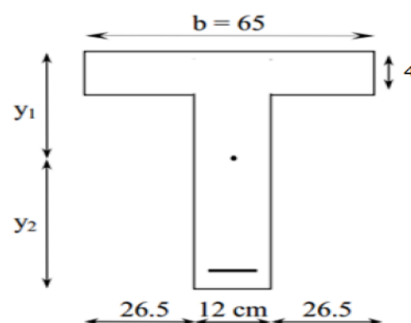


Figure III.2.14 : Dimensions de la section en T.

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = \mathbf{487,25 \text{ cm}^2}$$

$$y_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = \mathbf{7,09}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,09 = \mathbf{12,91 \text{ cm}}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,09^3 + 12,91^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,91 - 2)^2$$

$$\mathbf{I_0 = 20003,27 \text{ cm}^4}$$

Calcul de coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = \mathbf{0,0108}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0108} = \mathbf{1,522}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{c28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}}; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0108 \times 348) + 2,1}; 0 \right) = (0,78; 0) \Rightarrow \mathbf{\mu = 0,78}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (0,4 \times \mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 20003,27}{1 + (0,4 \times 0,78 \times 1,522)} = \mathbf{14919,07 \text{ cm}^2}$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{4,711(5,5)^2}{10818,865 \times 10^3 \times 14919,07 \times 10^{-8}} = 1,14 \times 10^{-3} = \mathbf{0,00114 \text{ m}}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5,5}{500} = \mathbf{0,011 \text{ m}}$$

$$f = 0,00114 \text{ m} < \bar{f} = 0,011 \text{ m} \rightarrow \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

Conclusion :

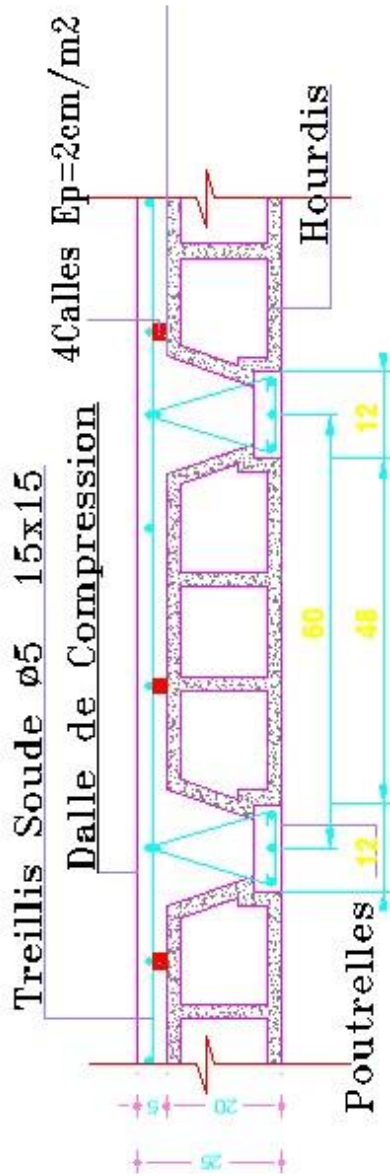
Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

➤ Les armatures longitudinales :

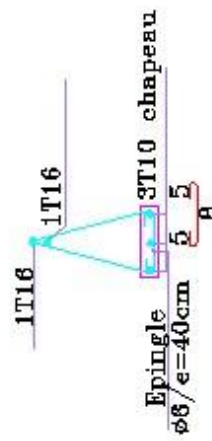
- En travée : $A_{st} = \mathbf{3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2}$.
- Aux appuis : $A_{sa} = \mathbf{2HA16 = 4.02 \text{ cm}^2}$.

➤ Les armatures transversales :

$$A_{st} = \mathbf{3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2}$$



Coupe A-A:



III. 3 Balcon en dalle pleine :

Introduction :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h = 1.50$ m, soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment « MQ » dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple.

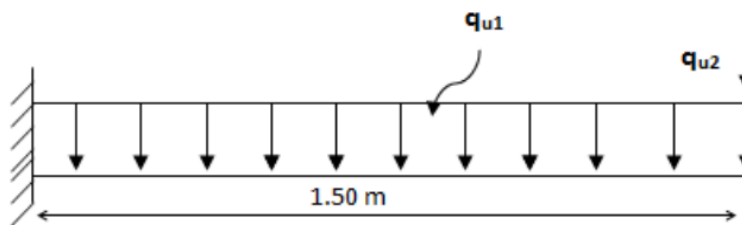


Figure III.3.1 schéma statique du balcon.

q_{u1} : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

q_{u2} : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

III.3.1 Pré-dimensionnement :

Du 2^{ème} chapitre (pré dimensionnement des éléments) on a :

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

$$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

Garde de corps :

$$G_2 = 1,30 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 1.30 \text{ KN/ml}$$

La Charge d'exploitation :

Elle est donnée par le DTR BC.22 : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge revenant au balcon : $Q = 3.5 \times 1\text{ml} = 3.5\text{KN/ml}$

III.3.2 Les combinaisons des charges :

A L'ELU : 1.35G+1.5Q

$$q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{ml} = \mathbf{12.36 \text{ KN/m.}}$$

$$q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 1.30 = \mathbf{1.75 \text{ KN/m.}}$$

A L'ELS : G+Q

$$q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1\text{ml} = (5.27 + 3.5) \times 1\text{ml} = \mathbf{8.77 \text{ kN/ml.}}$$

$$q_{s2} = G_2 \times 1\text{ml} = 1.30 \times 1\text{ml} = \mathbf{1.30 \text{ kN/ml.}}$$

III.3.3 Calcul des efforts :

➤ Les moments :

A l'ELU:

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12,36(1,2)^2}{2} = \mathbf{8,89 \text{ KN. m}}$$

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 1,75 \times 1,2 = \mathbf{2,1 \text{ KN. m}}$$

$$M_u^t = M_{qu1} + M_{qu2} = 8,89 + 2,1 = \mathbf{10,99 \text{ KN. m}}$$

A l'ELS:

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{8,77(1,2)^2}{2} = \mathbf{6,31 \text{ KN. m}}$$

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1,30 \times 1,2 = \mathbf{1,56 \text{ KN. m}}$$

$$M_s^t = M_{qs1} + M_{qs2} = 6,32 + 1,56 = \mathbf{7,88 \text{ KN. m}}$$

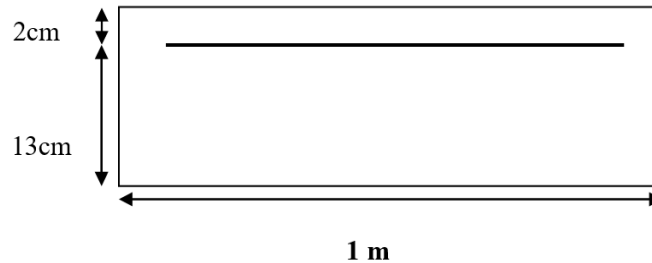
Les efforts tranchants :

$$\text{A l'ELU : } V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.36 \times 1.20 + 1.75 = \mathbf{16.58 \text{ KN.}}$$

$$\text{A l'ELS : } V_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8.77 \times 1.20 + 1.56 = \mathbf{12.08 \text{ KN.}}$$

III.3.4 Ferrailage :

Les armatures principales :



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{10,99(10)^3}{100(13)^2 \times 14,2} = 0,045$$

$\mu = 0,045 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,045 \Rightarrow \beta = 0,977$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{bd\sigma_{st}} = \frac{10,99(10)^3}{0,977(13)^2 \times 348} = 2,48 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour une section : $A = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.3.5 Vérification à L'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ Mpa}$.

$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 2,48 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée.

Vérification de l'entraînement des armatures : (Art6.1, 3/BAEL 91)

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$. ; avec: $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

ψ_s : coefficient de scellement. ; $\psi_s = 1,5$ pour les HA.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} ; \sum u_i = \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec: $\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = \mathbf{15,07 \text{ cm}}$.

$$\tau_{se} = \frac{16,58 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,79} = \mathbf{0,94 \text{ Mpa}}$$

$\tau_{se} = 0,94 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \rightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée.}}$

Vérification au cisaillement : (Art 5.2.2/BAEL 91)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = \min(2,5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = \mathbf{2,5 \text{ Mpa}} \rightarrow \mathbf{\text{fissuration préjudiciable.}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,58 \times 10^3}{10^3 \times 130} = \mathbf{0,13 \text{ Mpa}} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée.}}$$

Pas de risque de cisaillement \rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Longueur de scellement droit: (Art A.6.1,221BAEL91/99)

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} ; \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = \mathbf{2,84 \text{ Mpa}}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = \mathbf{42,32 \text{ cm}} \rightarrow \text{soit: } \mathbf{L_s = 45 \text{ cm}}$$

Espacement des barres (B.5.3,3BAEL91/99):

- Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
On prend : $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{\text{la condition est vérifiée.}}$
- Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$
On prend : $St = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{\text{la condition est vérifiée.}}$

III.3.6 Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire.
- La nuance des aciers est FeE400.
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{ct28}}{100}$; avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Pour une section rectangulaire : $b = 100$ cm ; $e = 20$ cm, armée par des aciers de nuances FeE400 soit à vérifier : $\gamma = \frac{10,99}{7,87} = 1,396$.

$$\mu = 0,045 \rightarrow \alpha = 0,577 < \frac{1,396-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,448 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

→ Donc le calcul de la contrainte n'est pas nécessaire.

Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : (Art A.4.5.3.3BAEL91/99)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{nf_{t28}}) \right\} = \mathbf{201,63 \text{ Mpa.}}$$

$\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6$ mm.

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,35. \rightarrow \{\beta_1 = 0,908\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,87 \times 10^6}{0,908 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 147,5 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 147,5 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Vérification de l'état limite de déformation :

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 < \frac{1}{16} = 0,062 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$
- 2) $\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0034 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$
- 3) $\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{M_u}{10M_0} = \frac{10,99}{10 \times 10,99} = 0,1 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales : **4 HA 12 = 4,52 cm² (St= 25 cm).**
- Armatures de répartition : **4 HA 8 = 2,01 cm² (St= 25 cm).**

Vérification du balcon au séisme (Art 6.2.3 RPA99)

Le balcon est calculé sous l'action horizontale sous la formule suivante

$$F_p = 4.A.C_p.W_b$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A=0.15$ (zonée IIa, groupe d'usage 2)

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires élément en console

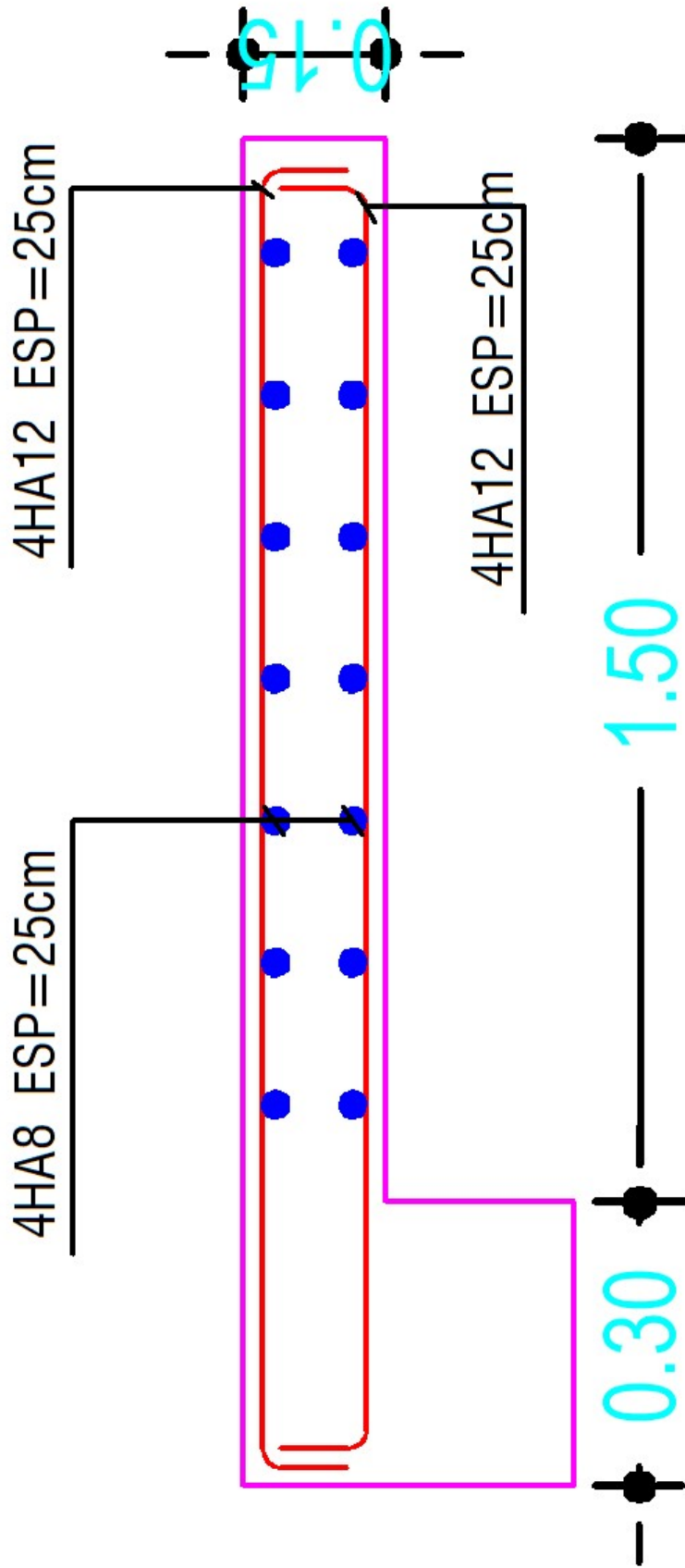
$$\rightarrow C_p=0.3$$

W_p : poids du balcon, $W_b=5.44$ KN/ml

$$F= 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 5.44 = 0.97 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Le balcon est calculé avec un effort horizontale (Q) supérieur à l'effort sismique (F_p).

Donc le ferrailage adopté précédemment conviendra.



III.4. Les escaliers :

Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers, les principales fonctions d'un escalier sont les suivantes :

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité.
- La capacité de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation.

Les types d'escaliers sont nombreux, pour ce qui est de notre structure nous n'avons qu'un seul type qui est : escaliers à marches droites à deux volées (**Figure III.4.1**).

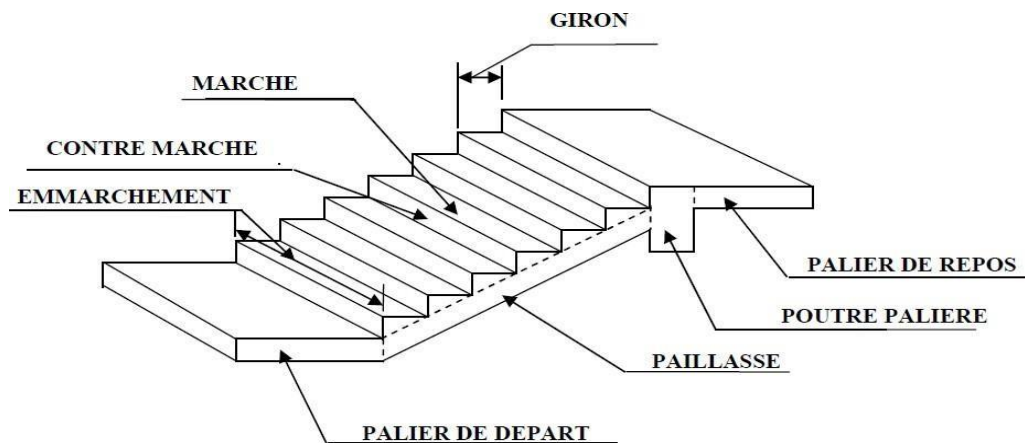


Figure III.4.1 : coupe verticale de l'escalier

Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche** : est la partie d'un escalier sur laquelle on pose le pied pendant la montée ou la descente de l'escalier.

Le nombre de marche est : $m = n - 1$

n : Le nombre de contre marche.

- **Contremarche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, elle sert à supporter les marches.

Le nombre de contremarche est : $n = H/h$

H : hauteur entre deux planches consécutives.

h : hauteur de la contremarche.

- **Hauteur de marche** : est la hauteur de contremarche, elle doit être identique pour toutes les marches d'un escalier.

$h = 15\text{cm}$ pour les lieux public.

$h = 17\text{cm}$ pour l'habitation.

Le giron : profondeur d'une marche sans le nez de marche, c'est la mesure horizontale d'une marche.

- **La volée :** une suite continue de marches entre 2 paliers, constituée de marches, et paillasse.
- **La paillasse :** est la dalle oblique qui supporte les marches et les contremarches d'un escalier en béton.
- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

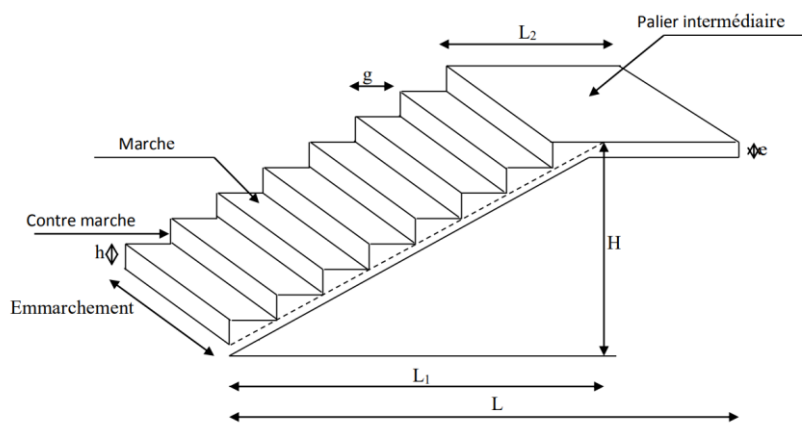


Figure III.4.2 : schéma de l'escalier.

III.4.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

La Formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$.

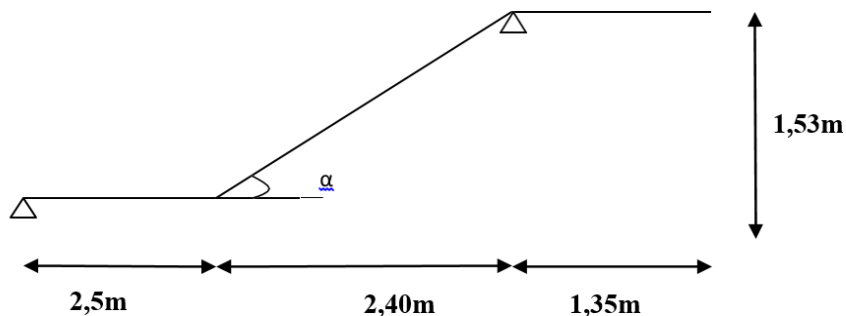


Figure III.4.3: Les dimensions de la paillasse

→ Notre escalier comporte deux volets et un palier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architectures.

On prend en compte ce qui suit :

h: est le plus courant $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : est le plus courant $28\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$

on adopte: $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$

Le nombre de contre marche : $\frac{H}{h}$

Le nombre de marches : $m = n - 1$

a) Nombre de contre marche :

Le nombre de contre marches est : $n = \frac{153}{17} = 9$; **n= 9 contre marches.**

b) Nombre de marches :

Le nombre de marches pris égale à : $m = 9 - 1 = 8$ marches.

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$2h + g = 2(17) + 30 = 64\text{cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

→ La relation est vérifiée donc l'escalier est confortable.

Dimensionnement de la paillasse et du palier derepos:

L'épaisseur de la paillasse (**ep**) est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

REMARQUE :

Nous allons nous intéresser à l'escalier qui permet le passage entre étage courant. (On prend le cas le plus défavorable).

Angle d'inclinaison : $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,51^\circ$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L} \rightarrow L = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(32,51)} = 284,59 \text{ cm}$$

D'où : $L_0 = 284,5 + 135 = 419,59 \text{ cm}$

Donc : $\frac{419,59}{30} \leq e_p \leq \frac{419,59}{20} \rightarrow 13,986 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,979 \text{ cm} \rightarrow e_p = 20 \text{ cm}$

→ L'épaisseur de la paillasse et du palier est : 20 cm.

❖ Déterminations des sollicitations :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Selon le (DTR B.C.2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation la surcharge d'exploitation est $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.

➤ Les charges permanentes :

• Le palier :

Designations des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $e(\text{KN/m}^3)$	Poids surfacique (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids du palier	0,20	25	5
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
Charge permanente totale du palier G_{palier}			6,56

- La paillasse :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids des marches	0,17/2	25	2,13
Poids de la paillasse	$\frac{0,20}{\cos 32,51}$	25	5,93
Enduit en ciment	0,02	20	0,40
Poids du garde-corps	/	/	0,20
Charge permanente totale de la volée G_{volée}			9,82

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **(DTR B.C.2.2)** est :

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

- **La charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur **(P)**.

$$P = (3,06 - 0,20) \times 2,40 \times 1\text{m} = 6,86 \text{ KN.}$$

- **Les surcharges d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation : selon le **(DTR C2-2)** pour une construction a usage d'habitation

$$Q = 2.5 \text{ KN /m}^2.$$

III.3.3 Combinaison des charges :

✓ **ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$.**

Palier : $q_{u1} = (1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m}$

$q_{u1} = 12,60 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_{u2} = (1,35 \times 9,82 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m}$

$q_{u2} = 17,007 \text{ KN/ml}$.

Mur extérieurs : $P = 1,35 \times 6,86 = 9,26 \text{ KN}$.

✓ **ELS : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.**

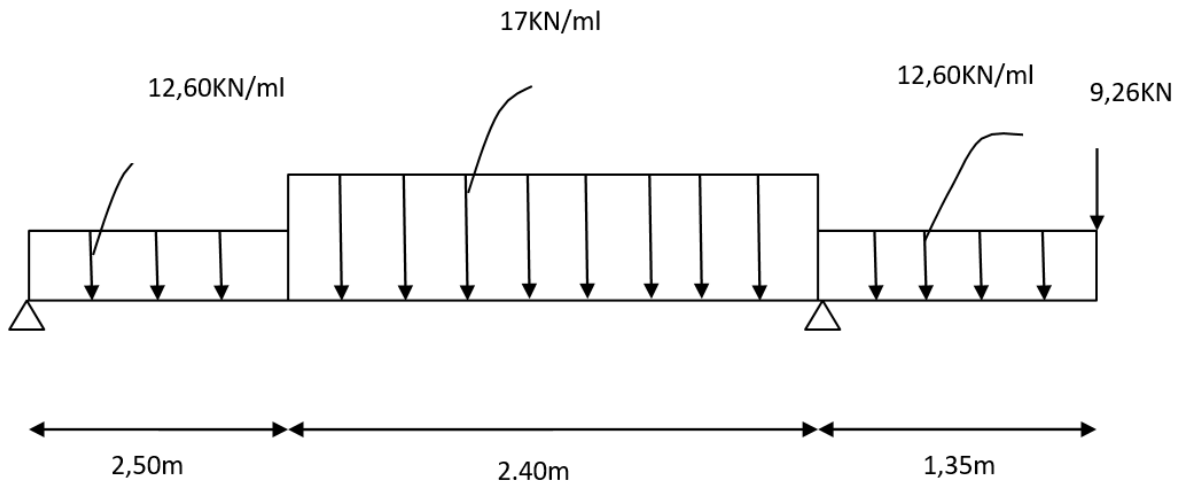
Palier : $q_{s1} = (6,56 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,06 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_{s2} = (9,82 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,32 \text{ KN/ml}$.

Mur extérieurs : $P = 6,86 \text{ KN}$.

III.3.4. Calcul à l'ELU :

a) Le schéma statique :



b) Réactions d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 12,60(2,5) + 17(2,4) + 12,06(1,35) + 9,26$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 98,57 \text{ KN}.$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow 12,6(2,5)(1,25) + 17(2,4)(3,7) - R_B(4,9) + 12,6(1,35)(5,575) + 9,26(6,25) = 0$$

$$\Leftrightarrow R_B = 70 \text{ KN}.$$

$$\Leftrightarrow R_A = 28,57 \text{ KN}.$$

c) Calcul des efforts tranchants :

Tronçon I : $0 \leq x \leq 2,5 \text{ m}$

On a : $T(x) = R_A - 12,60x$

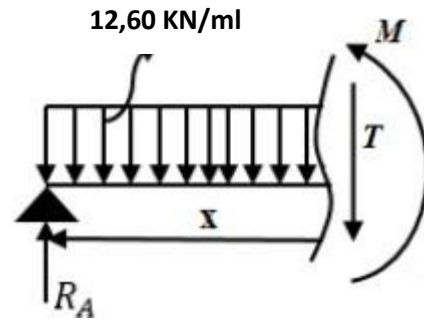
$\rightarrow T(x) = 28,57 - 12,60x$

$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow T(x) = 28,57 \text{ KN} \\ x = 2,5 \rightarrow T(x) = -2,93 \text{ KN} \end{array} \right\}$

On a : $M(x) = R_A \cdot x - 12,60 \cdot \frac{x^2}{2}$

$\rightarrow M(x) = 28,57x - 12,60 \cdot \frac{x^2}{2}$

$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,5 \rightarrow M(x) = 32,05 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$



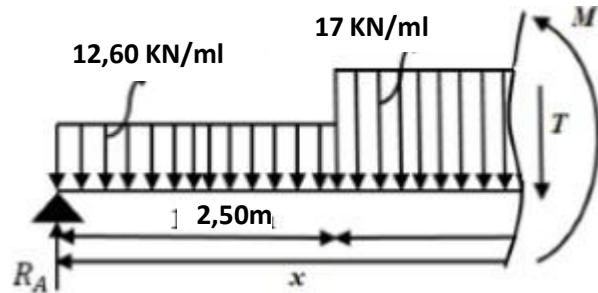
Tronçon II : $2,5 \leq x \leq 4,9 \text{ m}$

On a : $T(x) = R_A - 12,60(2,5) - 17(x - 2,5)$

$\rightarrow T(x) = 28,57 - 31,5 - 17x + 42,5$

$\rightarrow T(x) = -17x + 39,57$

$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,5 \rightarrow T(x) = -2,93 \text{ KN} \\ x = 4,9 \rightarrow T(x) = -43,73 \text{ KN} \end{array} \right\}$



On a : $M(x) = R_A \cdot x - 12,60(2,5)(x - 1,25) - 17 \frac{(x-2,5)^2}{2}$

$\rightarrow M(x) = -2,93x + 39,375 - 17 \cdot \frac{(x-2,5)^2}{2}$

$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,5 \rightarrow M(x) = 32,05 \text{ KN.m} \\ x = 4,9 \rightarrow M(x) = -23,94 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$

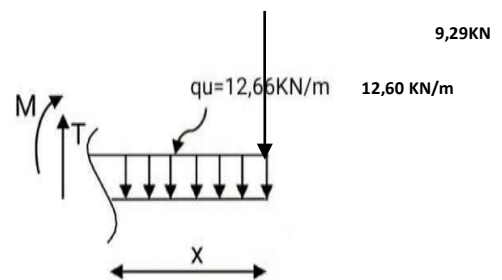
Tronçon III : $0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$

On a : $T(x) = 9,26 + 12,60x$

$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow T(x) = 9,26 \text{ KN} \\ x = 1,35 \rightarrow T(x) = 26,27 \text{ KN} \end{array} \right\}$

On a : $M(x) = -9,26x - 12,60 \cdot \frac{x^2}{2}$

$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,35 \rightarrow M(x) = -23,98 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$



Tronçons (m)	x (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,5$	0	28,57	0
	2,5	-2,93	32,05
$2,5 \leq x \leq 4,9$	2,5	-2,93	32,05
	4,9	-43,73	-23,94
$0 \leq x \leq 1,35$	0	9,26	0
	1,35	26,27	-23,98

Remarque :

Compte tenu du semi-encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

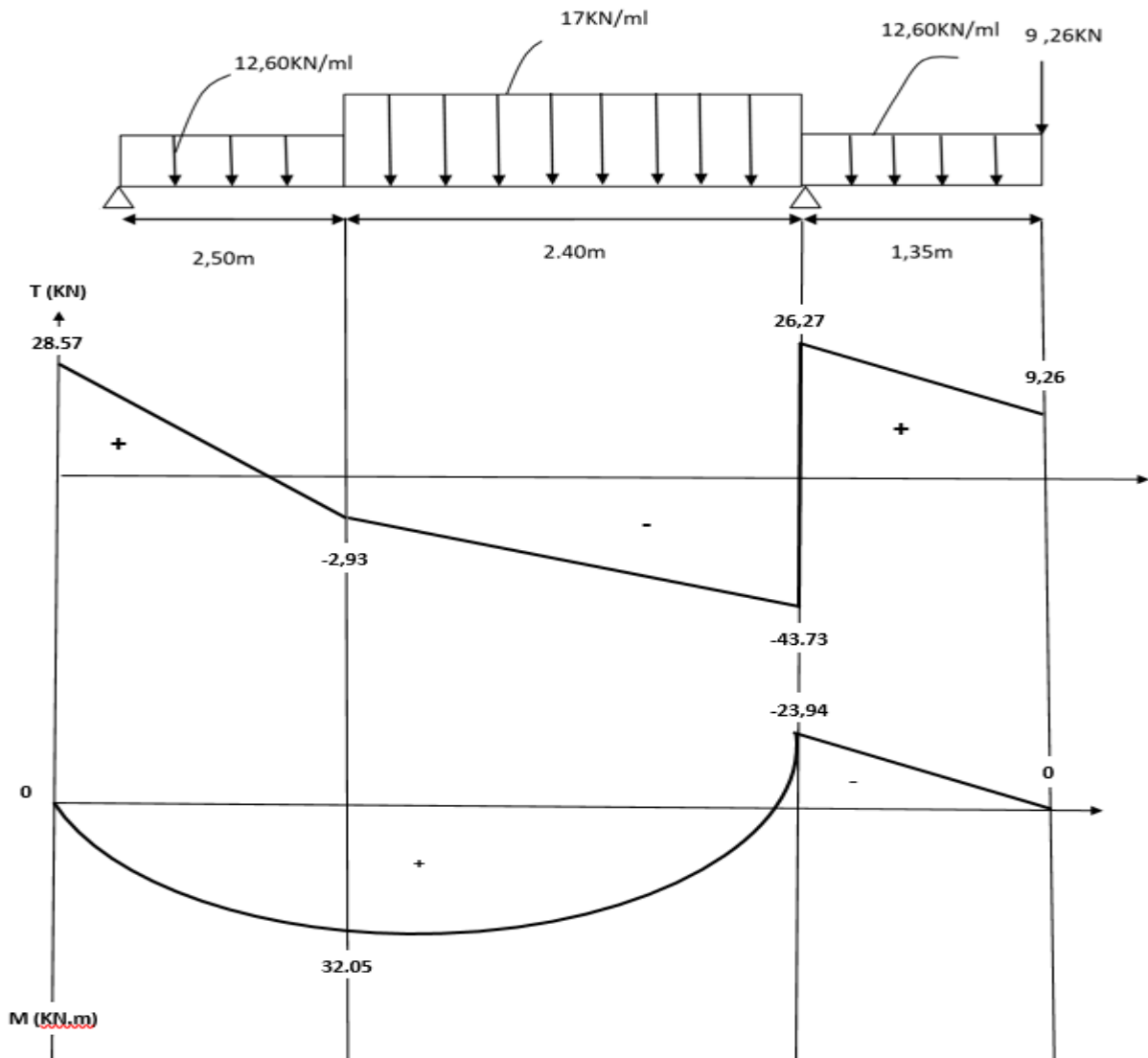
$$T = (0) \Rightarrow T(x) = -17x + 39,57 = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{39,57}{17} = \mathbf{2,32 \text{ m}}$

Donc : $\rightarrow M_{z\max} = -2,93(2,32) + 39,375 - 17 \cdot \frac{(2,32-2,5)^2}{2} = \mathbf{32,302 \text{ KN.m}}$

→ Le moment $M_{z(x)}$ est maximum pour la valeur $x = \mathbf{2,32m}$. Donc $M_{z\max} = \mathbf{32,302KN.m}$

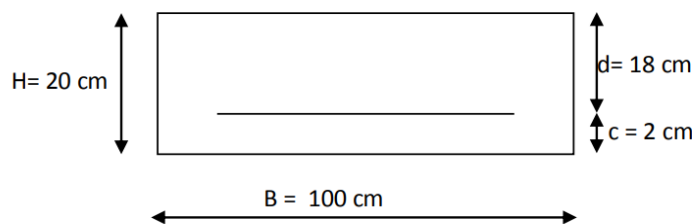
- Diagramme des efforts internes à l'état limite ultime ELU :



Calcul à l'ELU :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculé précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100\text{cm}, c = 2\text{cm}, d = 18\text{cm}, h = 20\text{cm}$$



a) En travée :

$$M_u^t = 32,302 \text{ KN.m}$$

Armatures principales:

$$f_{bc} = \frac{0,85}{0,9\gamma_b} \cdot f_{c28} = \frac{0,85}{1 \times 1,5} \cdot 25 = 14,2 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,302 \times 10^3}{100(18)^2 \times 14,2} = 0,070 \leq 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\rightarrow \mu_b = 0,070 \leftrightarrow \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32,302 \times 10^3}{0,964(18)(348)} = 5,35 \text{ cm}^2.$$

Soit: 6HA 12 ($A_t = 6,78 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $St = 16 \text{ cm}$

Armatures de répartitions:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2.$$

Soit 5HA10 ($A_r = 3,92 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

b) Aux appuis :

$$M_u^a = 23,94 \text{ KN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,94 \times 10^3}{100(18)^2 \times 14,2} = 0,052 \leq 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\rightarrow \mu_b = 0,052 \leftrightarrow \beta = 0,973$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,94 \times 10^3}{0,973(18)(348)} = 3,92 \text{ cm}^2.$$

Soit: 6HA12 ($A_t = 6,78 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 16 cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2.$$

Soit 5HA10 ($A_r = 3,92 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Vérification a l'ELU :a) Vérification de la non fragilité :

$$A_s \geq \left\{ \frac{B}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq A_{\min} = \left\{ \begin{array}{l} 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,173 \text{ cm}^2 \\ \frac{100 \times 18}{1000} = 1,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 2,173 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$.

b) Aux appuis : $A_a = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$.

Espacement des barres :

Armatures principales :

$St \leq \min(3h = 60 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } St = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } St = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \leftrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

Armatures de répartition :

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

$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées } St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \leftrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

b) Vérification à l'effort tranchant – contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$T_{\max} = 43,73 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{43,73 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,242 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

→ La condition est vérifiée (pas de risque de cisaillement).

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

(Art A.5.1.3/BAEL 91 modifié 99) :

❖ Sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot ab \quad \text{avec: } a \leq 0,9d$$

$$T_{\max} = 43,73 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 43,73 \text{ KN} \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \rightarrow$$

La condition est vérifiée.

❖ **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \times (T_{\max} + \frac{M_a}{0,9d})}{f_e}$$

$$A_a = \frac{1,15 \times (43,73 \times 10^3 + \frac{32,05 \times 10^6}{0,9 \times 180})}{400} = \mathbf{6,94 \text{ cm}^2}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ Mpa}}$$

$\psi_s = 1,5$: coefficient scellement HA.

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3,14 \times 12 = \mathbf{226,08 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \Sigma U_i} = \frac{43,73 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} = \mathbf{1,19 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1,19 \text{ Mpa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3,15 \text{ Mpa}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

→ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99)

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

Les règles de BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91 modifiée 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L \geq 0,4L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend: } L = 20 \text{ cm.}$$

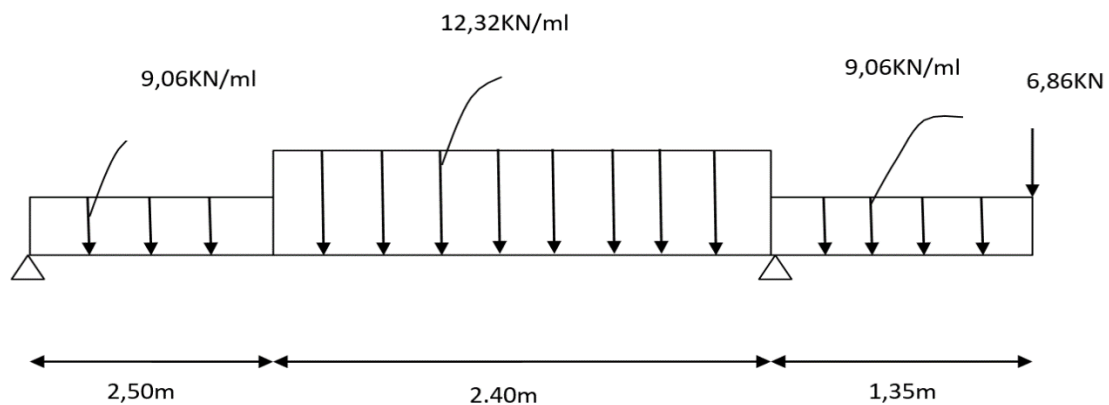
III.3.6. Calcul à l'ELS :

Figure III-16 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

On suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS.

Calcul des réactions d'appuis :

On déduit que : $R_A = 8,337 \text{ KN}$

$$R_B = 56,208 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

Pour tenir compte des semis encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment M_{\max} en travée et en appuis respectivement :

Moments en travée : $M_{\text{trav}} = 0.85 \times M_o.$

Moments en appuis : $M_{\text{app}} = - 0.3 \times M_o.$

Tableau récapitulatif des efforts :

Tronçons (m)	x (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,5$	0	8,337	0
	2,5	-14,313	-7,47
$2,5 \leq x \leq 4,9$	2,5	-14,313	-7,47
	4,9	-43,881	-77,30
$0 \leq x \leq 1,35$	0	6,86	0
	1,35	19,091	-17,51

Calcul du moment max :

$$T(x) = -12,32x + 16,487 = 0$$

La distance correspondent au moment max est :

$$\rightarrow x = \frac{16,487}{12,32} = 1,33 \text{ m} \rightarrow \text{Donc: } \mathbf{M(1,33) = 0,843 \text{ KN.m}}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

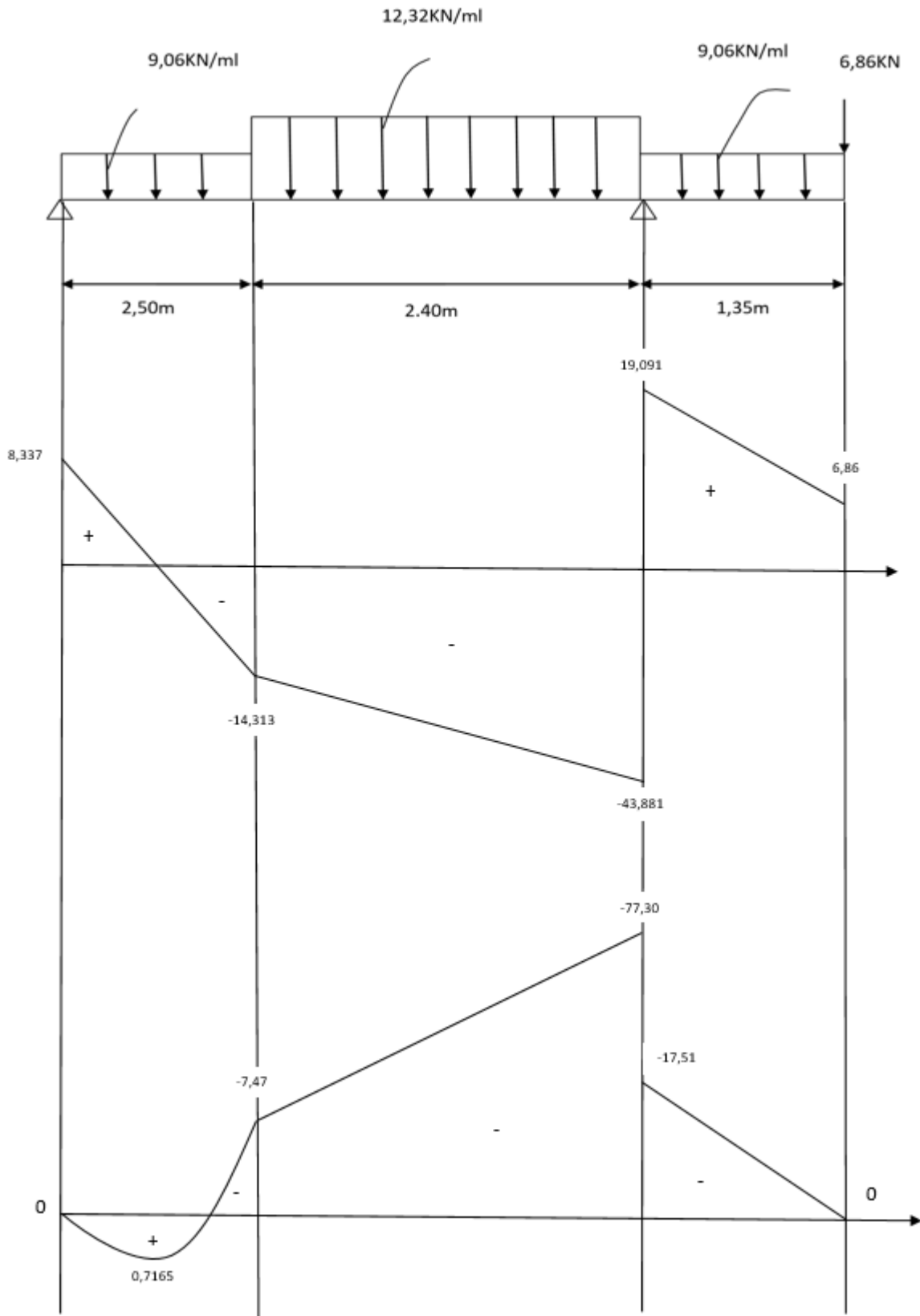
➤ **Aux appuis :**

$$M_{\max}^A = -0,3M_{\max} = -0,3(0,843) = -0,2529 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_{\max}^t = 0,85M_{\max} = 0,85(0,843) = 0,7165 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts internes à l'état limite ultime ELS :



III.4.3.2.1. Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations: (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de résistance de béton à la compression: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

• En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,337$$

$$\begin{cases} K_1 = 37,742 \\ \beta_1 = 0,9052 \end{cases} \rightarrow \text{A partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{0,7165 \times 10^3}{7,78 \times 0,9052 \times 18} = 6,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 6,48 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{6,48}{37,742} = 0,171 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ Dans les aciers :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,377$$

$$\begin{cases} K_1 = 37,742 \\ \beta_1 = 0,9052 \end{cases} \rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux à l'ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{77,30 \times 10^3}{6,78 \times 0,9052 \times 18} = 699,73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 699,73 < \bar{\sigma}_{st} = 348 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

❖ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{699,73}{37,742} = 18,53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 18,53 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

c) État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2) :

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

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- 3) $\frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$

Vérification :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{625} = 0,032 \geq 0,06 \rightarrow \text{La condition non vérifiée.}$$

→ Vu que la première condition n'est pas vérifiée, alors on passe directement au calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot l^2}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max\{9,06 ; 12,32\} = 12,32 \text{ KN/ml}$$

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I: moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 20 \times A_t$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \rightarrow S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 20 \times A_t \times d = \frac{100(20)^2}{2} + 20 \times 6,78 \times 18 = 22440,8 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = b \times h + 20A_t = (100 \times 20) + 20(6,78) = 2135,6 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{22440,8}{2135,6} = 10,5 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,5 = 9,5 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{100}{3} (10,5^3 + 9,5^3) + 18 \times 6,78 \times (7,26 - 2)^2 = 70543,22 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{348} \cdot \frac{q_s \cdot l^2}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \rightarrow f = \frac{5}{348} \cdot \frac{12,32(6,25)^2 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 70543,22 \times 10^{-8}} \leq \frac{625}{500}$$

$$f = 8,21 \times 10^{-4} \text{ m} = 0,0 < 821 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1,25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Notre ferrailage des escaliers sera :

➤ **Aux appuis :**

Armatures principales : **6HA12** espacement = **16cm**

Armature de répartition : **5HA10** espacement = **20cm**

➤ **En travées :**

Armatures principales : **6HA12** espacement = **16cm**

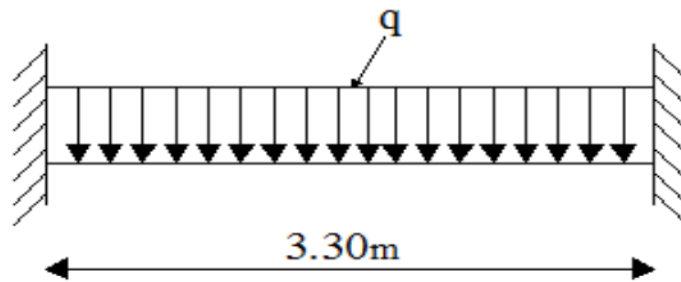
Armature de répartition : **5HA10** espacement = **20cm**

III.5. La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b×h). Qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage. Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers.

Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 3.30 m.

Le calcul se fera en flexion simple.



III.5.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Du chapitre II on a :

Hauteur = 30 cm

Largeur = 25 cm

III.5.2 Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière :

- Poids propre de la poutre $G = 0.25 \times 0.3 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_{uA} = 28.57 \text{ KN}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_{sA} = 19.091 \text{ KN}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

III.5.3. Combinaison de charges :

A l'ELU : $Q_U = 1.35G + T_u = (1.35 \times 1.875) + 28.57 = 31.101 \text{ kN/ml}$

A l'ELS : $Q_S = G + T_s = 1.875 + 19.091 = 20.966 \text{ kN/ml}$

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

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{31,10 \times 3,3}{2} = 51,31 \text{ KN.}$$

Moment isostatique :

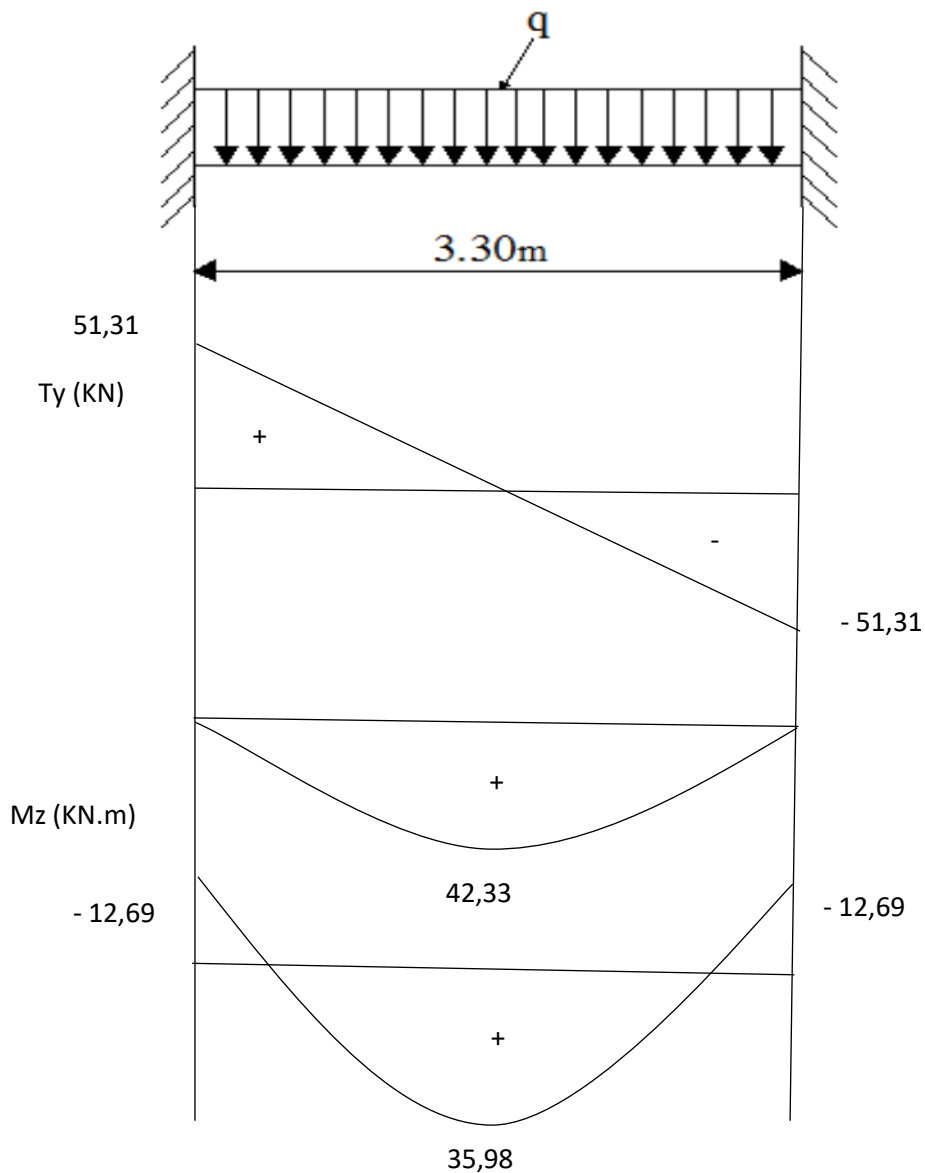
$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{31,10 \times 3,3^2}{8} = 42,33 \text{ KN.}$$

Moment corrigé :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0 = 0,85(42,33) = 35,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,3M_0 = 0,3(42,33) = 12,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant max : } V_u^{\max} = 51,31 \text{ KN}$$



III.5.5 Ferrailage à l'ELU :

A) Calcul des armatures principales :

En travée :

$$M_t = 35,98 \text{ KN.m}$$

$$D = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{35,98 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,139 \leq 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\beta = 0,924.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{35,98 \times 10^3}{0,924(27)(348)} = 4,144 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow On adopte pour: **3HA14 = 4,62 cm².**

Sur appuis:

$$M_t = 12,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{12,69 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,049 \leq 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\beta = 0,974.$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,69 \times 10^3}{0,974(27)(348)} = 1,386 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow On adopte pour: **3HA12 = 3,39 cm².**

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section, d'où :

$$4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5(25)(30)}{100} = 3,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 8,01 \text{ cm}^2 \geq 3,75 \text{ cm}^2.$$

III.5.5.1 Vérification à l'ELU :

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23(25)(27)(2,1)}{400} = 0,815 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$A_t = 3,39\text{cm}^2 > 0,815\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_t = 4,62\text{cm}^2 > 0,815\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ Mpa}}$$

$\psi_s = 1,5$: coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = \mathbf{113,04 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{51,31 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113,04} = \mathbf{1,86 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1,86 \text{ Mpa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3,15 \text{ Mpa}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➔ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91. Art. A.5.2.2):**

$$T_u^{\max} = \mathbf{51,31 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{51,31 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,76 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,76 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varnothing_t \leq \min\left\{\varnothing_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right\} = \min\{12; 8,57; 25\} = 8,57 \text{ mm.}$$

On choisit un diamètre : $\varnothing 8$

Donc on adopte $4HA8=2,01 \text{ cm}^2$. (1 cadre+1 étrier)

➤ **Espacement des barres : RPA2003 (A7.5.2.2)**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varnothing_t; 30 \right\} = \min \{7,5; 12; 30\} = 7,5 \text{ cm.}$$

→ soit: $S_t = 8 \text{ cm.}$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t = \frac{h}{2} = 15 \text{ cm.}$$

→ soit: $S_t = 15 \text{ cm.}$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$. (1 cadre + 1 étrier)

➤ **Quantité des armatures transversales minimales :**

$A_{\min} = 0,0023 S_t b = 1,125 \text{ cm}^2$.

$2,01 > 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

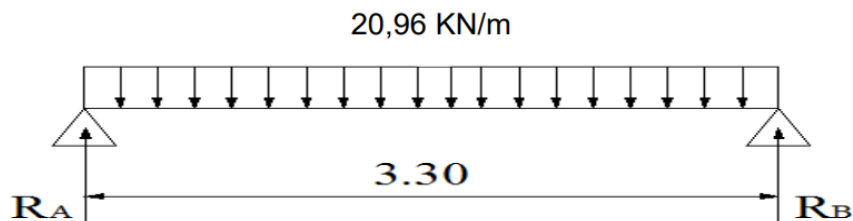


Figure III.5.3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20,96 \times 3,3}{2} = 34,58 \text{ KN.}$$

Moment isostatique :

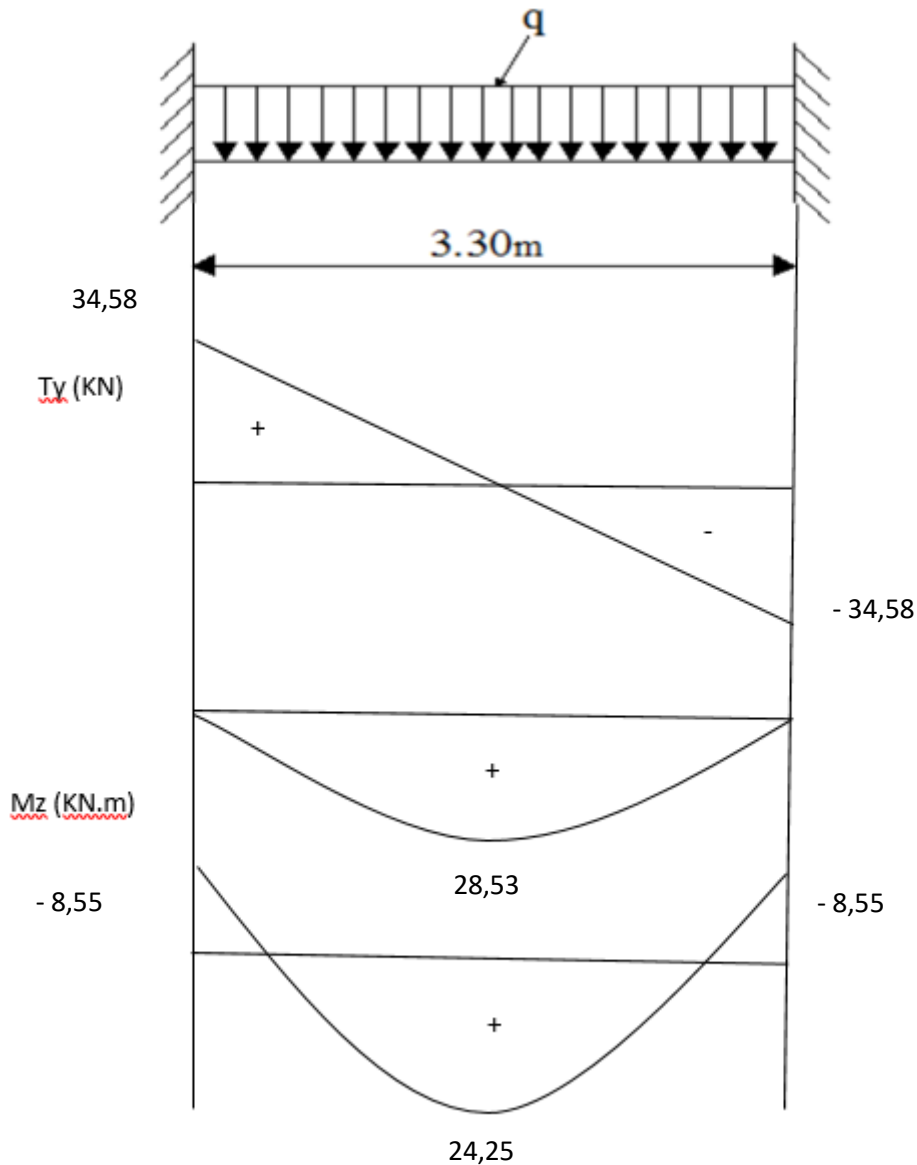
$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{20,96 \times 3,3^2}{8} = 28,53 \text{ KN.}$$

Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85(28,53) = 24,25 \text{ KN. m}$

Aux appuis : $M_a = 0,3M_0 = 0,3(28,53) = 8,55 \text{ KN. m}$

Effort tranchant max : $V_u^{\max} = 34,58 \text{ KN}$



➤ **État limite d'ouverture de fissures :**

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

➤ **État limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 du BAEL91)**

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc} .

En travée :

1. Contrainte dans les aciers :

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 27} = 0,68$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_1 = 26,32 \\ \beta = 0,879 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{24,25 \times 10^3}{0,879 \times 27 \times 4,62} = 221,16 \text{ Mpa.}$$

→ La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 221,16 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Contrainte dans le béton :

$$K = \frac{1}{26,32} = 0,037.$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,037 \times 221,16 = 8,18 \text{ Mpa.}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 8,18 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

Aux appuis :

1. Contrainte dans les aciers :

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_1 = 31,876 \\ \beta = 0,8933 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8,55 \times 10^3}{0,893 \times 27 \times 3,39} = 104,60 \text{ Mpa.}$$

→ La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 104,60 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Contrainte dans le béton :

$$K = \frac{1}{31,876} = 0,031.$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,031 \times 104,60 = 3,24 \text{ Mpa.}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 3,24 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

➤ Vérification de la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{M_t}{10M_0} < \frac{h}{L}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{330} = 0,090 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{24,25}{10(28,53)} = 0,084 < \frac{h}{L} = 0,090 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{462}{250 \times 270} = 0,0068 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

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

III.4.7. Ferrailage de la poutre palière :

Armatures longitudinales :

- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en **HA8**.

III.6. Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.6.1 Pré dimensionnement :

La poutre de chaînage à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$ (du 2ème chapitre)

➤ Évaluation des charges G et surcharges Q :

- Poids propre de la poutre = $25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ kN/ml}$.
- Poids du mur (double cloison) = $2.40 \times (3.06 - 0.30) = 6.624 \text{ kN/ml}$.
- Le poids du plancher = $5.24 \times (0.65/2) = 1.703 \text{ kN/ml}$.

Le poids propre total : $G = 10.202 \text{ KN/m}$.

La charge d'exploitation : $Q = 1.5(0.65/2) = 0.49 \text{ KN/m}$.

➤ Combinaisons des charges :

À l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.202 + 1.5 \times 0.49 = 14.507 \text{ kN/ml}$.

À l'ELS : $q_s = G + Q = 10.202 + 0.49 = 10.692 \text{ kN/ml}$.

III.6.2 Étude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée.

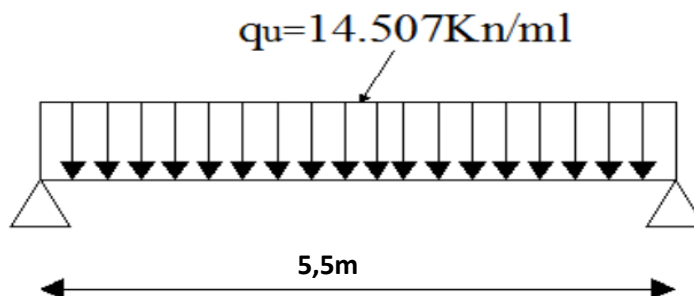


Figure III.6.1 : Schéma statique du calcul à l'ELU.

Calcul des moments Le moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,507(3,6)^2}{8} = \mathbf{23,50 \text{ KN.m}}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients : 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

En travée :

$$M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85(23,50) = 19,975 \text{ KN.m}$$

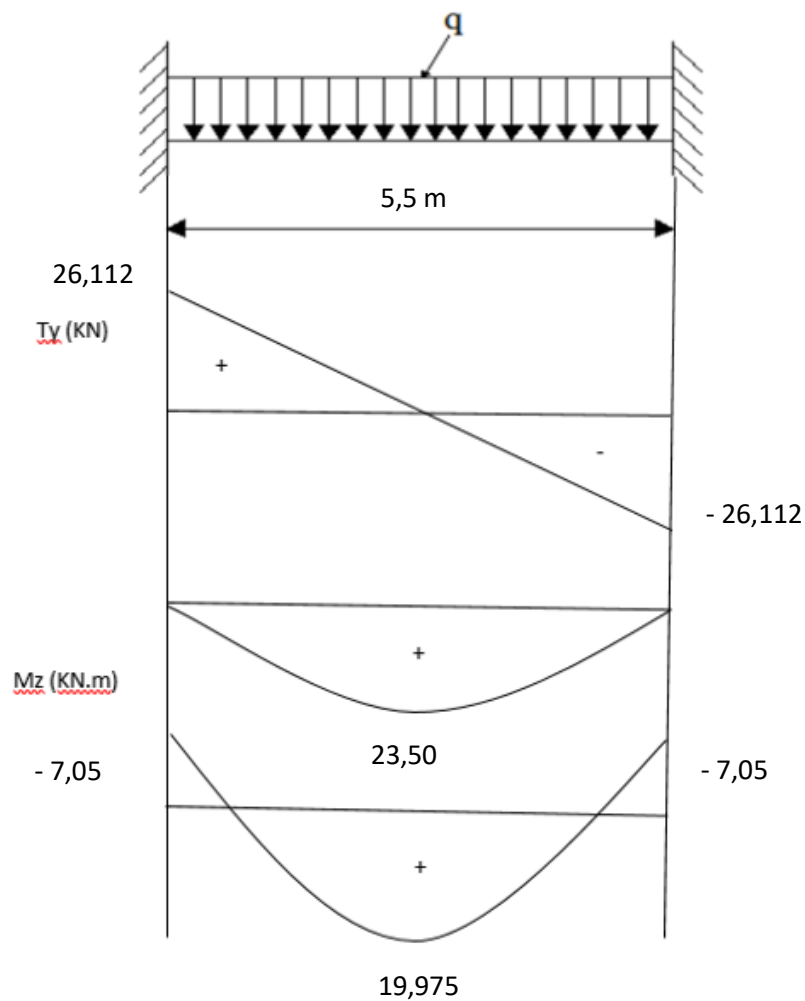
Sur appuis :

$$M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3M_u^{\max} = -0,3(23,50) = -7,05 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,507 \times 3,6}{2} = 26,112 \text{ KN.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



III.6.2.1 Ferrailage :**Les armatures longitudinales :****En travée :**

$$M = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{19,975 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,077.$$

$$\mu = 0,077 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,077 \Rightarrow \beta = 0,9598.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19,975 \times 10^3}{0,9598 \times 27 \times 348} = 2,21 \text{ cm}^2.$$

→ On opte pour **3HA12 = 3,39 cm²**.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{7,05 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,027.$$

$$\mu = 0,027 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,9865.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,05 \times 10^3}{0,9865 \times 27 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2.$$

→ On opte pour **3HA10 = 2,35 cm²**.

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,4; 0,857; 2,5 \} = 0,857 \text{ cm.}$$

soit: $\phi_t = 8\text{mm} < 8,57\text{mm}$

On prend un cadre et une épingle en **4HA8=2.01cm**.

Avec :

h : La hauteur totale de la poutre.

Ø : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

➤ **Vérification de l'espacement des barres : RPA2003 (A7.5.2.2)****En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \right\} = \min \{ 7,5; 12; 30 \} = 7,5\text{cm.}$$

→ soit: $S_t = 7\text{cm}$.

En dehors de la zone nodale :

$$S_t = \frac{h}{2} = 15\text{cm.}$$

→ soit: $S_t = 15\text{cm}$.

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91. Art. A.5.2.2):**

$$A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23(25)(27)(2,1)}{400} = 0,815 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91. Art. A.5.2.2) :**

L'influence sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times d \times b \times 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\text{On a : } T_u^{\max} = 26,112 \text{ KN.}$$

$$0,4 \times d \times b \times 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0,4 \times 27 \times 25 \times \frac{2,5}{1,5} = 450 \text{ KN.}$$

$$T_u^{\max} = 26,112 < 450 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

L'influence sur les aciers :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(33,366 \times 10^3 + \frac{11,511 \times 10^3}{0,9 \times 270} \right) = 0,751 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,751 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

et aussi : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,751 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

(BAEL91 modifiée 99. Art.A.6.1.3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ Mpa}}$$

$\psi_s = 1,5$: coefficient scellement HA.

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = \mathbf{113,04 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \Sigma U_i} = \frac{26,112 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113,04} = \mathbf{0,950 \text{ Mpa}}$$

$\tau_{se} = \mathbf{0,950 \text{ Mpa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3,15 \text{ Mpa}} \rightarrow \mathbf{\text{condition vérifiée}}$

→ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{26,112 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,387 \text{ Mpa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

➤ **Vérification l'espacement des armatures transversales : (BAEL 91 modifiée 99,**

Art A.7.51.22)

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 27 ; 40) = 24,3 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 24,3\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm.}$$

On doit aussi vérifier la section des armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,608 > 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow \mathbf{\text{La condition est vérifiée.}}$$

III.6.3 Étude de la poutre à l'ELS :

On a : $q_s = 10,692 \text{ KN/ml}$.

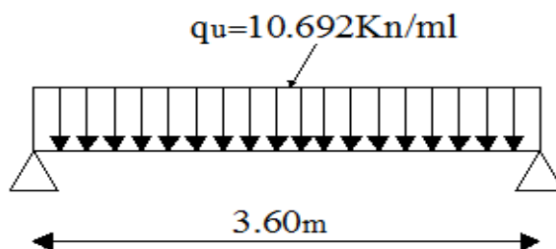


Figure III-6-3 : Schéma statique du calcul à l'ELS

➤ **Moment isostatique :**

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{10,692 \times 3,6^2}{8} = 17,321 \text{ KN.m}$$

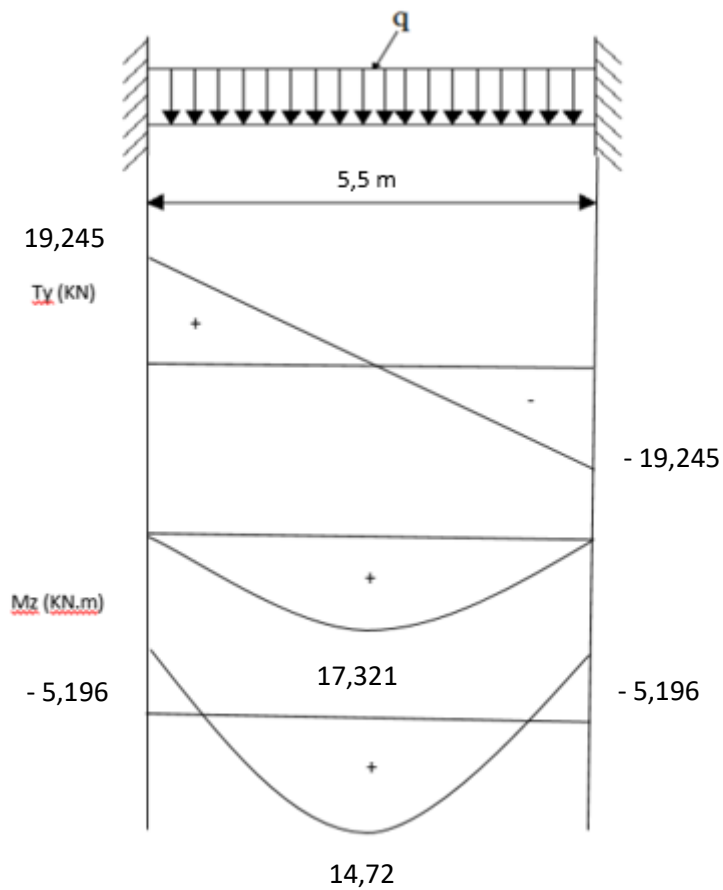
En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_s^a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 17,321 = -5,196 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_s^t = 0,85 \times M_s^{\max} = -0,85 \times 17,321 = 14,72 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10,692 \times 3,6}{2} = 19,245 \text{ KN.m}$$



III.6.3.1. Vérifications à l'ELS :**➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :****Aux appuis :**

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2; M_S^a = 5,196 \text{ KN.m}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27} = 0,348$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_1 = 39,55 \\ \beta = 0,908 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,196 \times 10^3}{0,9083 \times 27 \times 2,35} = 90,658 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{90,658}{39,55} = 2,29 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \rightarrow$$

La condition est vérifiée.

Dans l'acier : On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 90,658 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche :

L'article B.6.5, 1 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{360} = 0,0833 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,083 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14,723}{10(17,321)} = 0,085 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{462}{250 \times 270} = 0,0068 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3,6}{500} = 0,0072 \text{ m.}$$

$$f = \frac{5}{348} \cdot \frac{q_s^{\max} \cdot L^4}{E_v \cdot I} \leq \bar{f}$$

Avec :

f : La flèche admissible.

E_v : module de déformation différée ($E_v = 3700^3 \sqrt{f_c} 28 = 3700^3 \sqrt{25} = 108188,86 \text{ MPa}$).

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

V_1 : Position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

a. Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (25 \times 30) + 15(3,39) = 800,85 \text{ cm}^2.$$

b. Moment statique de la section homogénéisée :

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 20 \times A_t \times d = \frac{25(30)^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 27 = 12622,85 \text{ cm}^3.$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12622,85}{800,85} = 15,76 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15,76 = 14,24 \text{ cm}.$$

c. Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t$$

$$I = \frac{25}{3}(15,76^3 + 14,24^3) + 15 \times 3,39 \times (14,24 - 3)^2 = 6919,09 \text{ cm}^4.$$

d. La flèche :

$$f = \frac{5}{348} \cdot \frac{q_s \cdot l^2}{E_v \cdot I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \rightarrow f = \frac{5}{348} \cdot \frac{10,692(3,6)^2 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 6919,09 \times 10^{-2}} \leq \frac{3,6}{500}$$

$$f = 0,0031 \text{ m} \leq \bar{f} = 0,0072 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre de chaînage :

- En travée : 3HA 12 = 3.39 cm².
- Aux appuis : 3HA 10 = 2.35 cm².

Les armatures transversales : 4HA8 Avec un espacement :

- Zone nodale : St = 7 cm
- Zone courante : St = 15 cm

III.7. Dalle salle machine :

Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant les différents niveaux à l'aide d'un système de levage situé dans la salle machine.

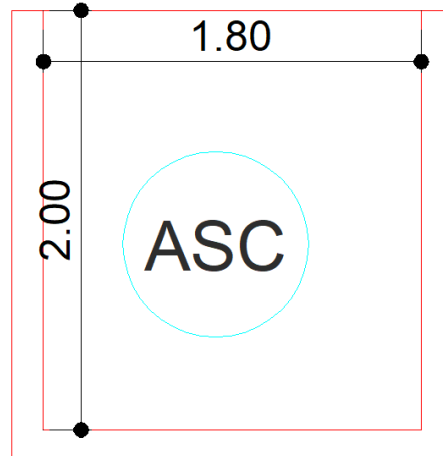
Il est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S=1.50 \times 1.00=1.50$ m² pouvant charger trois personnes et de faible vitesse $V=1$ m/s. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

III.7.1 pré dimensionnement de la dalle pleine :

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.



Avec une épaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6\text{cm.}$$

Nous avons la limite du RPA minimal qui est de 12 cm. Pour notre cas, on opte pour $h_t=15$ cm.

III.7.2. Calcul des sollicitations :

III.7.2.1. Calcul des moments engendrés par le système de levage :

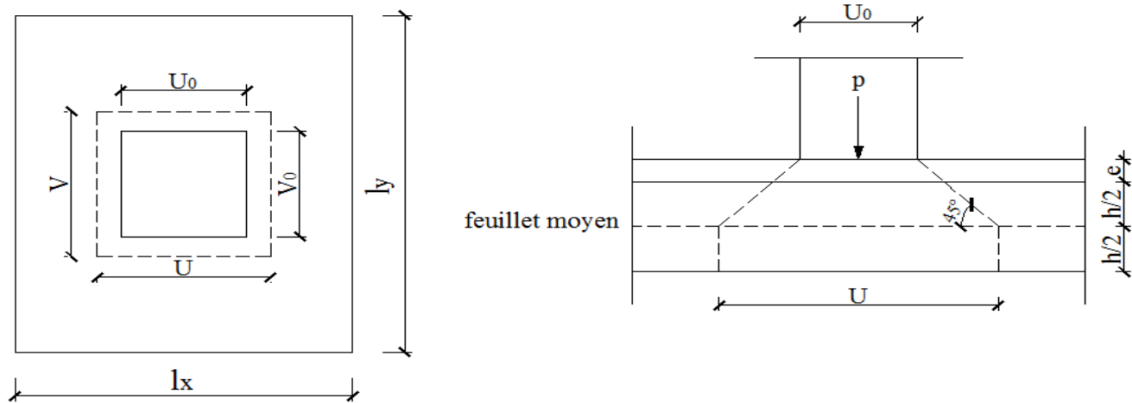


Figure III.7.2 : caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine

a. Rectangle de diffusion :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t. \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t. \end{cases}$$

Avec:

- h_t : épaisseur de la dalle. ($h_t = 15$ cm)
- e : épaisseur du revêtement (5 cm)
- ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80$ cm).

Donc :
$$\begin{cases} U = 80 + 2(5) + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 2(5) + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

b. Évaluation de moments M_{X1} et M_{Y1} dus aux systèmes de levage à L'ELU :

$$\begin{cases} M_{X1} = q \times (M_1 + \vartheta M_2) \\ M_{Y1} = q \times (M_2 + \vartheta M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports ($L_x/L_y, U/L_x, V/L_y$)

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

U, V : côtés de la surface réduite.

ν : Coefficient de poisson de béton qui est égal à :
$$\begin{cases} \vartheta = 0 \text{ à l'ELU.} \\ \vartheta = 0,2 \text{ à l'ELS.} \end{cases}$$

c. Détermination des coefficients M_{01} et M_{02} :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,9. 0,4 < \rho = 0,63 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le calcul se fera en flexion en considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,9.$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{1,05}{1,80} = 0,58 \approx 0,6.$$

$$\frac{u}{l_y} = \frac{1,05}{2,00} = 0,52 \approx 0,5.$$

A partir des abaques de PIGEAUD, en fonction de ces rapports et par interpolation, nous aurons :

$$M_{01}=0,103 \text{ et } M_{02}=0,046.$$

d. Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dues au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\left. \begin{aligned} M_{x1} &= (M_1 + \vartheta M_2)P \\ M_{y1} &= (M_2 + \vartheta M_1)P \end{aligned} \right\} \text{ Avec : } \vartheta = 0 \text{ à l'ELU.}$$

$$P = 1,35G = 1,35(90) = 121,5 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= P \times M_{01} = 121,5 \times 0,103 = 12,51 \text{ KN.m} \\ M_{y1} &= P \times M_{02} = 121,5 \times 0,046 = 5,58 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

III.7.2.2. Évaluation de moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y2} &= \mu_y \cdot M_{x2} \end{aligned} \right.$$

Avec : μ_x et μ_y données en fonction de $\rho=0,9$ donc : $\mu_x=0,0456$ et $\mu_y=0,7834$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

Q : charge d'exploitation = 1KN/ml.

G : poids propre de la dalle : $G = \gamma_b \times e_{\text{dalle}} \times 1\text{ml} = 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml.}$

$$q_u = 1,35(3,75) + 1,5(1) = 6,562 \text{ KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0456 \times 6,562 \times 1,15^2 = 1,18 \text{ KN.m} \\ M_{y2} &= \mu_y \cdot M_{x2} = 0,7834 \times 1,18 = 0,92 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

III.7.2.3. Superposition des moments : M^t

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,51 + 1,18 = 13,69 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,58 + 0,92 = 6,5 \text{ KN.m}$$

III.7.2.4. Correction des M_x et M_y :

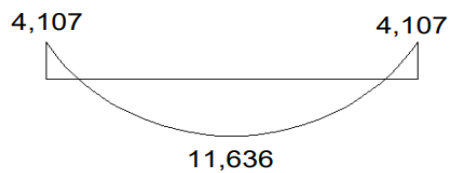
Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0,85) en travées et (-0,3) aux appuis.

En travées :

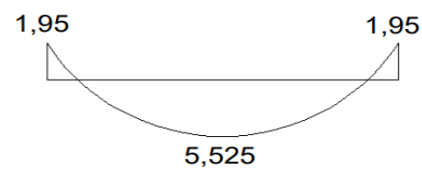
$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 13,69 = 11,636 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,5 = 5,525 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 13,69 = -4,107 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 6,5 = -1,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Sous X-X



Sous Y-Y

III.7.3. Ferrailage à l'ELU :

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

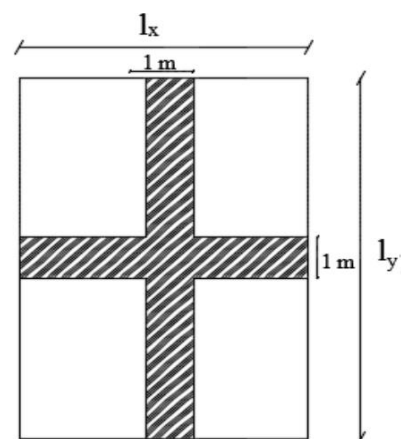
$$b=100\text{cm} ; h=15\text{cm} ; c=3\text{cm} ; d=12\text{cm}.$$

a. Dans le sens de la petite portée X-X :**➤ En travée :**

$$M_x^t = 11,636 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{11,636 \times 10^3}{100(12)^2 \times 14,2} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$



$$\mu = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971.$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,636 \times 10^3}{0,971 \times 12 \times 348} = \mathbf{2,86 \text{ cm}^2}.$$

→ On opte pour **6HA8 = 3,01 cm²**. (Avec un espacement : S_t=15cm)

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = \mathbf{4,107 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,107 \times 10^3}{100(12)^2 \times 14,2} = \mathbf{0,020}$$

$\mu = 0,020 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ **section simplement armée.**

$$\mu = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990.$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,107 \times 10^3}{0,990 \times 12 \times 348} = \mathbf{0,993 \text{ cm}^2}.$$

→ On opte pour **4HA8 = 2,01 cm²**. (Avec un espacement : S_t=25cm)

b. Dans le sens de la grande portée Y-Y :

$$M_y^t = \mathbf{5,525 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,525 \times 10^3}{100(12)^2 \times 14,2} = \mathbf{0,027}$$

$\mu = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ **section simplement armée.**

$$\mu = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,9865.$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,525 \times 10^3}{0,9865 \times 12 \times 348} = \mathbf{1,34 \text{ cm}^2}.$$

→ On opte pour **4HA8 = 2,01 cm²**. (Avec un espacement : S_t=25cm)

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = \mathbf{1,95 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,95 \times 10^3}{100(12)^2 \times 14,2} = \mathbf{0,009}$$

$\mu = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ **section simplement armée.**

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,9955.$$

$$A_a = \frac{M_y^g}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,95 \times 10^3}{0,9955 \times 12 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2.$$

→ On opte pour **4HA8=2,01 cm²**. (Avec un espacement : S_t=25cm)

III.7.4. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (Art : B.7.4/BAEL91) :

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, qui sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W₀=80‰ dépend de la nuance des aciers, de leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

Direction principale sens x-x :

$$W_x = \frac{A_{x \min}}{bh} \geq \frac{W_0(3 - \alpha_x)}{2} \rightarrow A_{x \min} \geq W_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{(3 - \alpha_x)}{2}$$

Avec : α_x=0,9 et W₀=0,8‰ pour les HA FeE400 de diamètre supérieur à 6mm.

$$A_{x \min} \geq W_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{(3 - \alpha_x)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,9)}{2} = 1,26 \text{ cm}^2.$$

A_x=A_{x min}= 1,26 cm² < A_x=3,01 cm² → **La condition est vérifiée.**

Direction principale sens y-y :

$$W_y = \frac{A_{y \min}}{bh} \geq \frac{W_0(3 - \alpha_y)}{2} \rightarrow A_{y \min} \geq W_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{(3 - \alpha_y)}{2}$$

Avec : α_y=0,8 et W₀=0,8‰ pour les HA FeE400 de diamètre supérieur à 6mm.

$$A_{x \min} \geq W_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{(3 - \alpha_x)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,8)}{2} = 1,32 \text{ cm}^2.$$

A_x=A_{x min}= 1,32 cm² < A_x=2,01 cm² → **La condition est vérifiée.**

b. Condition de non poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91 modifié 99)

$$P_u \leq Q = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 450 \text{ KN}.$$

Avec : μ_c = 2 × (1,05 + 1,05) = 4,2m : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

P_u : Charge de calcul à l'ELU= 1,35P

h : épaisseur de la dalle.

$P_u=121,5 \text{ KN/ml} < Q=450\text{KN/ml} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Donc : aucune armature transversale n'est nécessaire.

c. Contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left(0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \bar{\tau}_u$$

La fissuration est peu nuisible.

$U=V$, alors on a l'expression de V_u dans les deux sens est :

$$V_u = \frac{P_u}{2U + V} = \frac{P_u}{3U} = \frac{1,35 \times 121,5}{3,15} = 52,07 \text{ KN. donc: } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{52,07}{100 \times 12} = 0,043 \text{ Mpa.}$$

$$\min\left(0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0,07 \cdot \frac{25}{1,5}; 5\text{Mpa}\right) = 1,167 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,043 < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d. Écartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

Direction principale ou plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

$$St = 15\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm.}$$

Direction secondaire ou moins sollicitée : min (3h, 33 cm).

$$St = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

e. Diamètre minimale des barres :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm.}$$

$$\phi_{\max} = 8\text{mm} \leq 15\text{mm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.7.5 Vérification de l'ELS :**a. Évaluation des moments M_x et M_y dus au système à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q \times (M_1 + \vartheta M_2) = 90 \times (0,103 + 0,2 \times 0,046) = 10,098 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q \times (M_2 + \vartheta M_1) = 90 \times (0,046 + 0,2 \times 0,103) = 5,994 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment engendré par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } G = \gamma_b \times e_{\text{dalle}} \times 1 \text{ ml} = 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 0,9 \text{ donc : } \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0456 \times 4,75 \times 1,15^2 = 0,28 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,7834 \times 0,28 = 0,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superpositions des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,098 + 0,28 = 10,378 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,994 + 0,21 = 6,204 \text{ KN.m}$$

- Correction des M_x et M_y :

Les moments calculés seront munis en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (-0,3) aux appuis.

En travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,378 = 8,821 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,204 = 5,273 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10,378 = -3,113 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 6,204 = -1,861 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier :**➤ Sens X-X :****- En travée :**

$$M_x^t = 8,821 \text{ KN.m ; } A_t = 3,01 \text{ cm}^2.$$

1- Contrainte de compression dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 12} = 0,250$$

$$\rho_1 = 0,250 \rightarrow \beta_1 = 0,920 \rightarrow K_1 = 47,79$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{8,821 \times 10^3}{0,920 \times 12 \times 3,01} = 265,44 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = 265,44 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2- Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{265,44}{47,79} = 5,55 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$M_x^a = 3,113 \text{ KN.m} ; A_a = 2,01 \text{ cm}^2.$$

1- Contrainte de compression dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \rightarrow \beta_1 = 0,933 \rightarrow K_1 = 60$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{3,113 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 138,33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = 138,33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2- Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{138,33}{60} = 2,30 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y :**- **En travée :**

$$M_y^t = 5,273 \text{ KN.m} ; A_t = 2,01 \text{ cm}^2.$$

1. Contrainte de compression dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \rightarrow \beta_1 = 0,933 \rightarrow K_1 = 60$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{5,273 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 234,31 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = 234,31 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{234,31}{60} = 3,90 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_y^a = 1,861 \text{ KN.m} ; A_a = 2,01 \text{ cm}^2.$$

1. Contrainte de compression dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \rightarrow \beta_1 = 0,933 \rightarrow K_1 = 60$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{1,861 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 82,69 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = 82,69 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{82,69}{60} = 1,37 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c. Vérification de l'état limite de déformation :(ArtB.7.5 BAEL91/99)

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

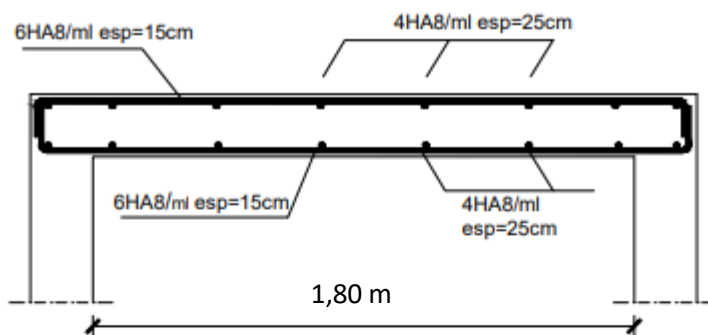
$$\frac{h}{L} = \frac{15}{115} = 0,130 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,130 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{8,821}{10(10,378)} = \mathbf{0,085} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

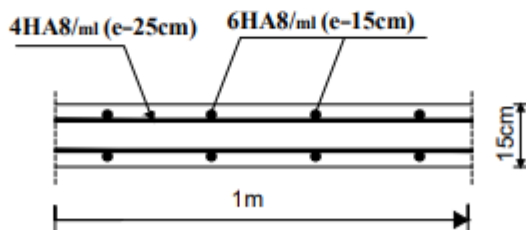
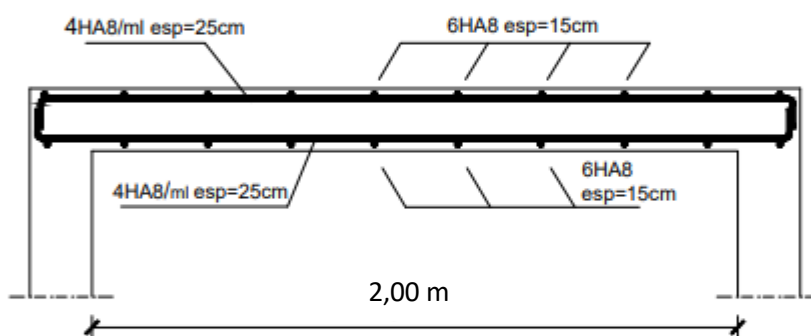
$$\frac{A}{bd} = \frac{3,01}{100 \times 12} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

sens x-x



sens y-y



Coupe A-A

CHAPITRE IV :
MODÉLISATION ET
VÉRIFICATION DES
EXIGENCES DU RPA

VI. PRESENTATION DE LOGICIEL :

VI.1. Description générale du logiciel ROBOT 2019 :

Le logiciel **Robot** est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de modéliser 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.



Figure IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT 2019.

VI.2. Modélisation et justification des données introduites au logiciel ROBOT :

IV.2.1. Choix de la méthode de calcul :

- **La méthode statique équivalente [Art 4.1.2 RPA99 mod 2003]:**

La méthode statique équivalente peut être utilisée :

- a. Si le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en Zone II.
- b. Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II, groupe d'usage IIa).

- b. Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II, groupe d'usage IIa).

- **Méthode d'analyse modale spectrale [Art 4.1.3 RPA99 mod 2003] :**

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 4.1.3 RPA99 mod 2003] :**

Cette méthode doit être utilisée par un personnel qualifié. Notre bâtiment n'est pas régulier en élévation et ne satisfait pas la condition "b", ce qui nous a conduit à utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.2. Modélisation à l'aide du logiciel Robot :

Pour effectuer la modélisation de notre structure on a dû suivre plusieurs étapes qui sont :

A. Création du model géométrique:

1. Choix du type de structure :

Sélectionner "Etude d'une Coque".

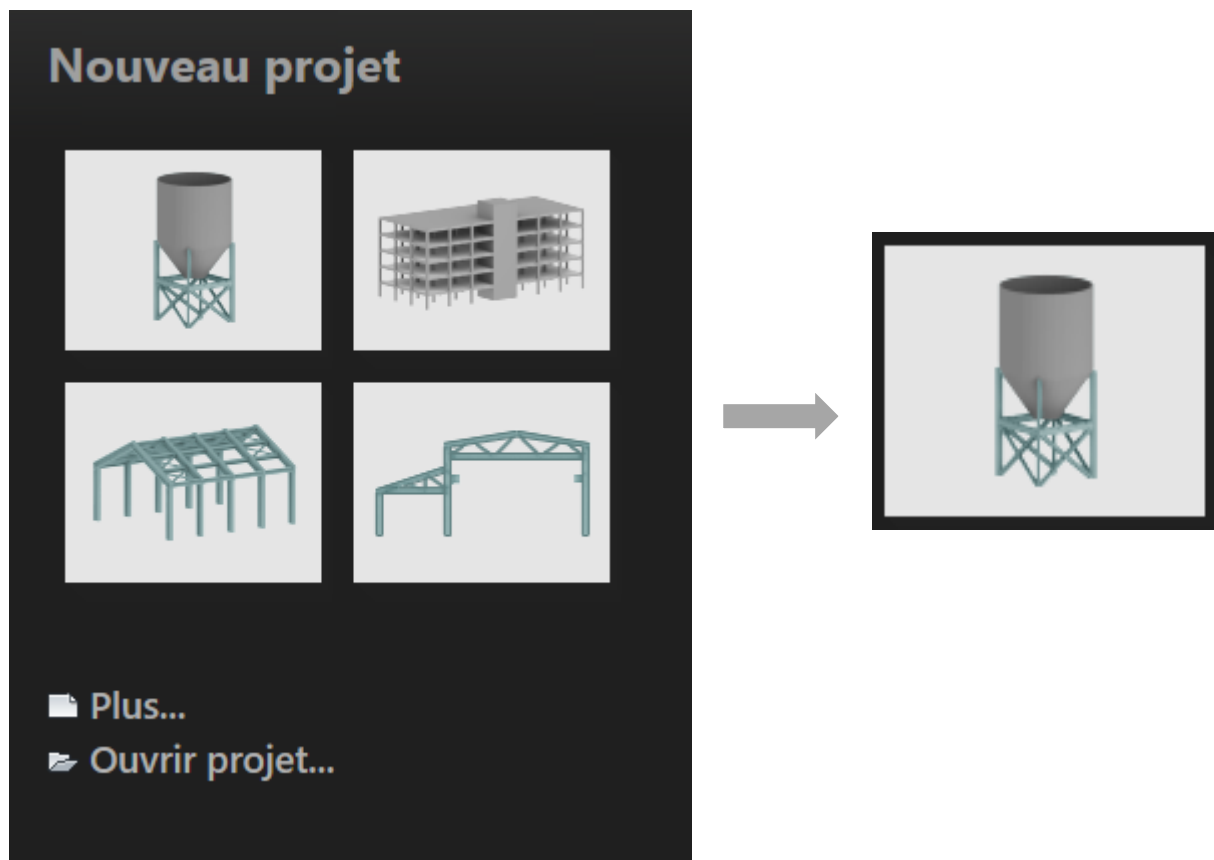


Figure IV.2: Choix du modèle de structure.

Une fois le choix du modelé effectué ; désactiver la grille :

→ Outils → mode d'accrochage → décocher la case de la grille.

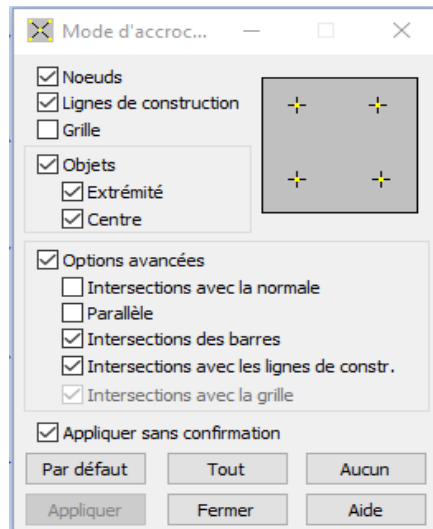
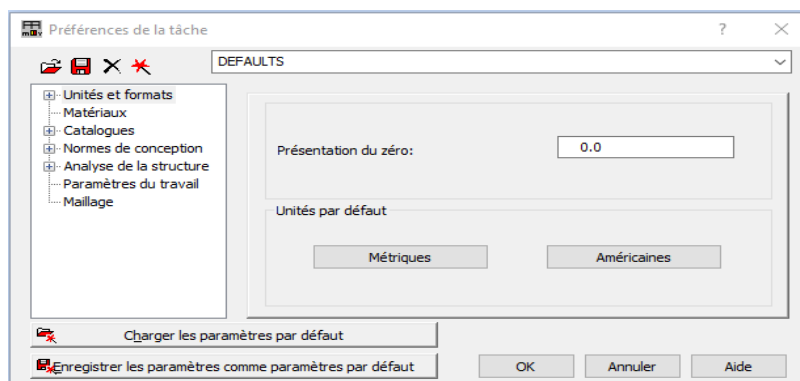


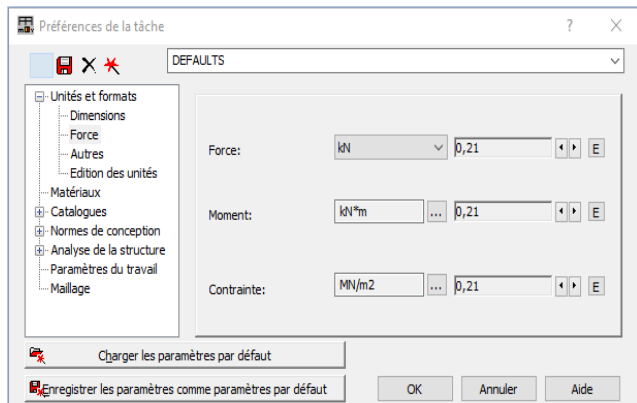
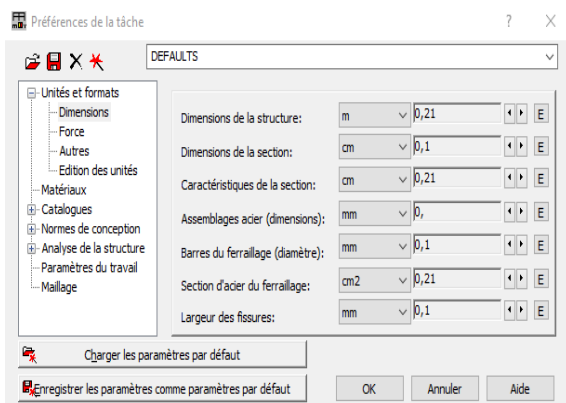
Figure IV.3: Désactivation de la Grille.

2. Configuration des paramètres de travail :

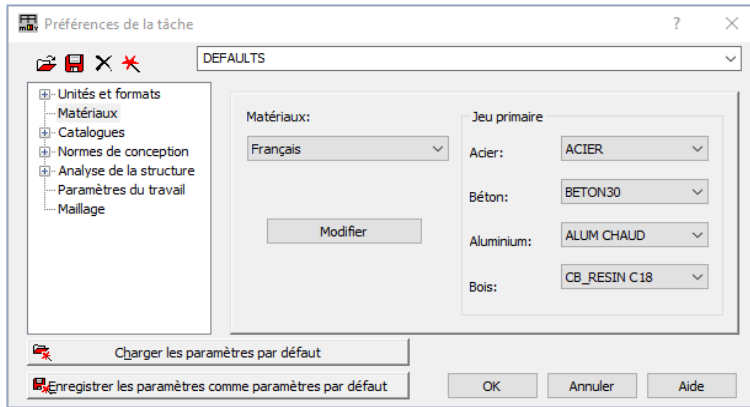
Dans le menu « outils » on choisit « préférence de la taches » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l’affaire.



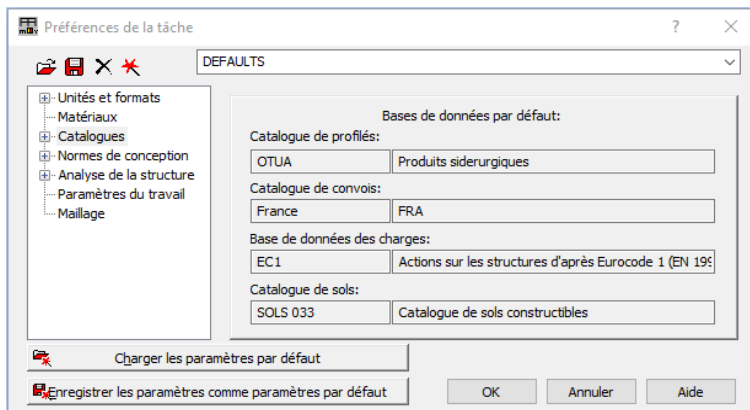
➤ Unités et formats:



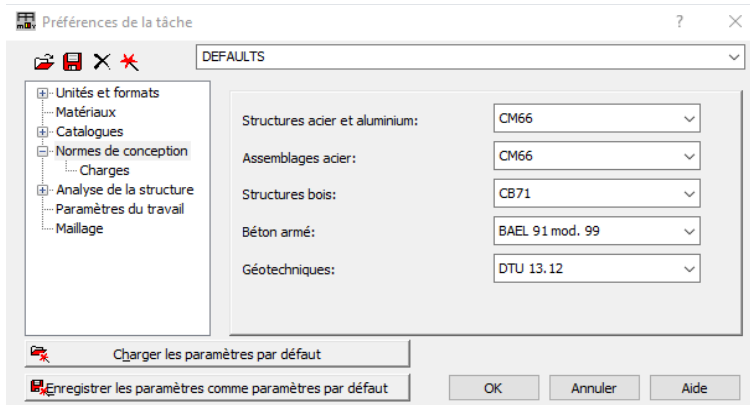
➤ Matériaux :



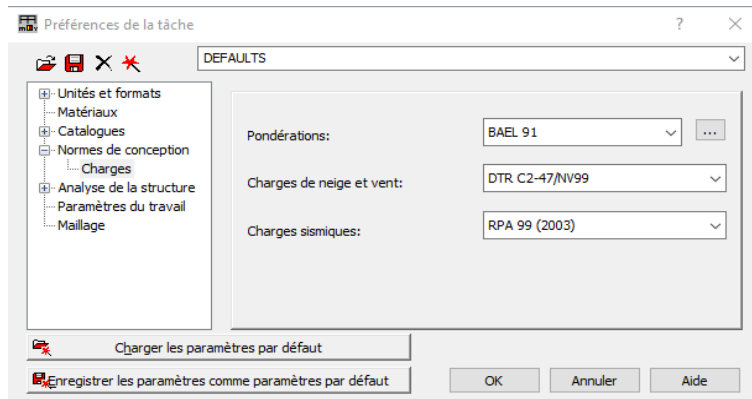
➤ Catalogues :



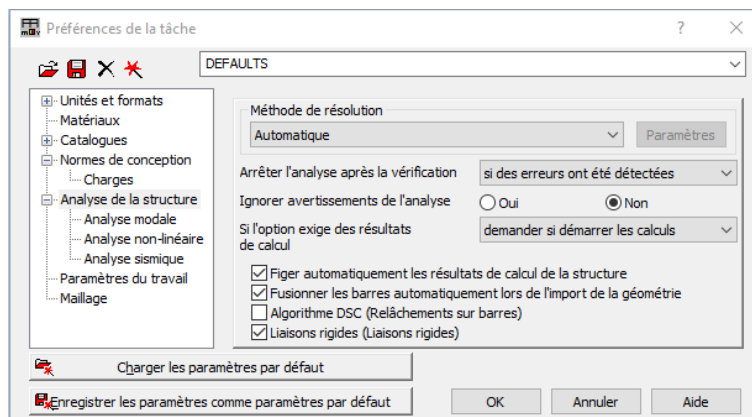
➤ Normes de conception :



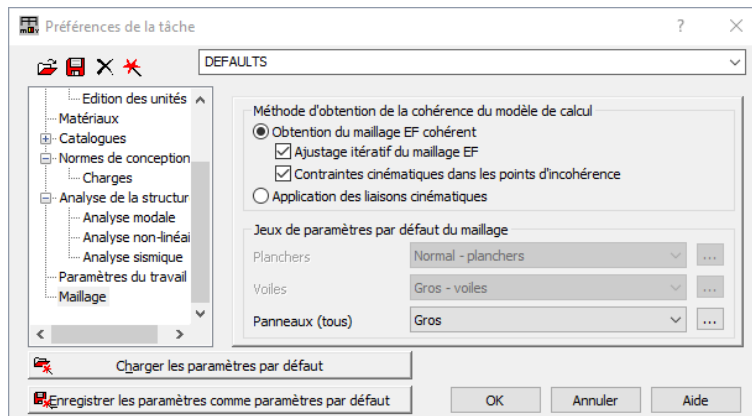
➤ Charges :



➤ Analyse de la structure :

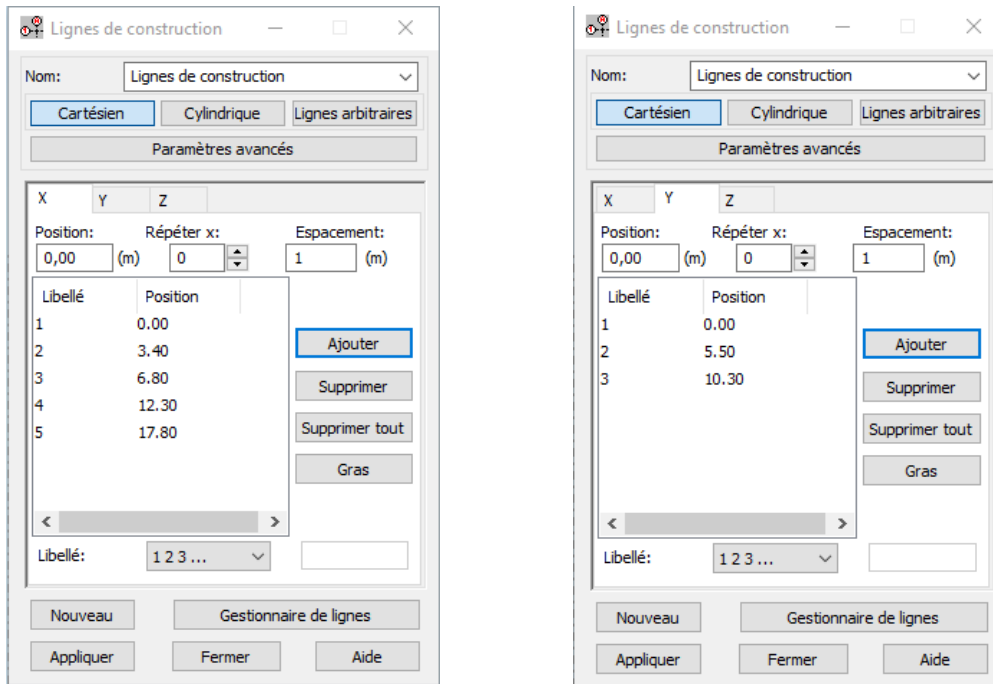


➤ Maillage :



3. Lignes de construction :

→ Structure → Lignes de constructions → introduire les cotes des lignes de construction de la fenêtre données ci-dessous, dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindrique ou ligne arbitraire.



4. Définition des éléments :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profils de barres » ou dans la barre d’outils « Modèle de structure », on clique sur l’icône : « **Profils de barres** ».

Puis on clique sur « **Définir un nouveau profilé** » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

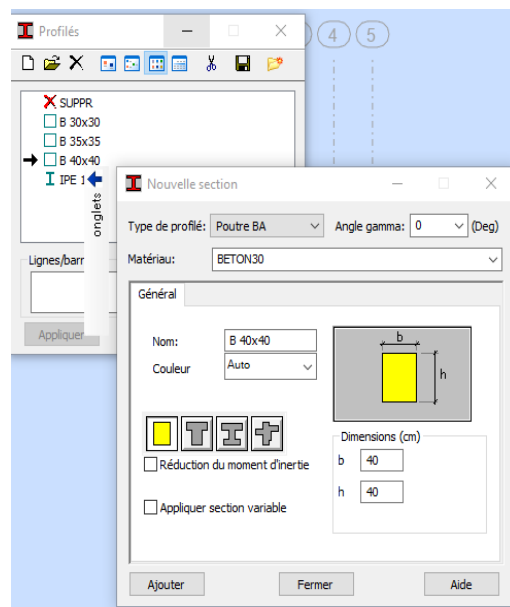


Figure IV. 2: choix des profilés des barres.

5. Affectation des éléments :

5.1.Éléments barres :

→ Structure → barre → choisir le type et la section de l'élément.

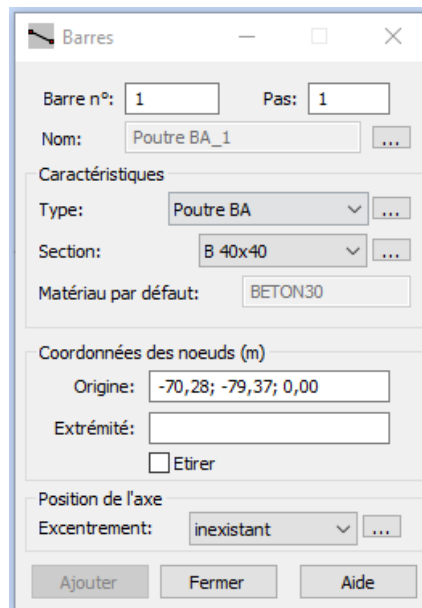


Figure IV.3 : Modélisation des éléments barres.

5.2. Eléments surfacique :

- Plancher :

1^{ère} étape : définition de l'épaisseur.

→ Structure → caractéristique → épaisseur EF

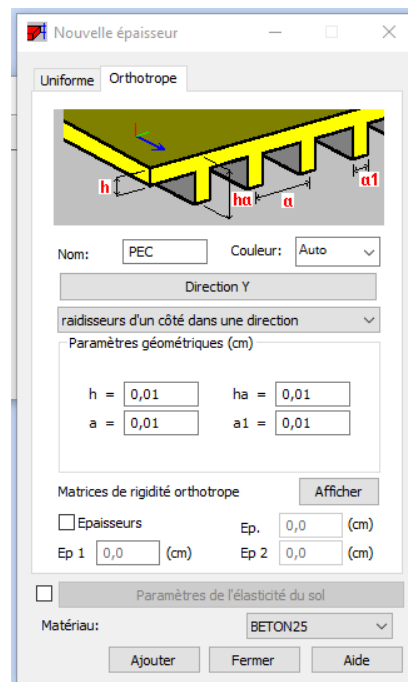


Figure IV.7 : Définition d'un plancher à corps creux.

2^{ème} étape : Affectation du plancher.

→ Structure → Plancher.

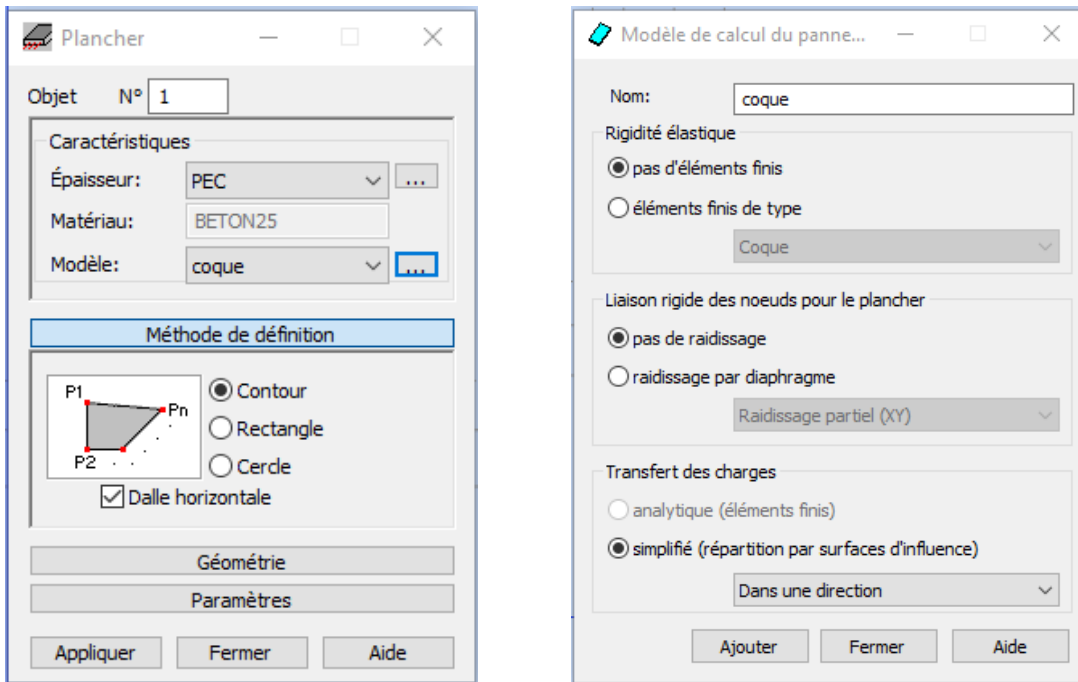


Figure IV.8: Affection d'un élément surfacique (Plancher).

- **Dalle plane :**

Structure → Caractéristiques → Épaisseur EF → Définir nouvelle épaisseur.

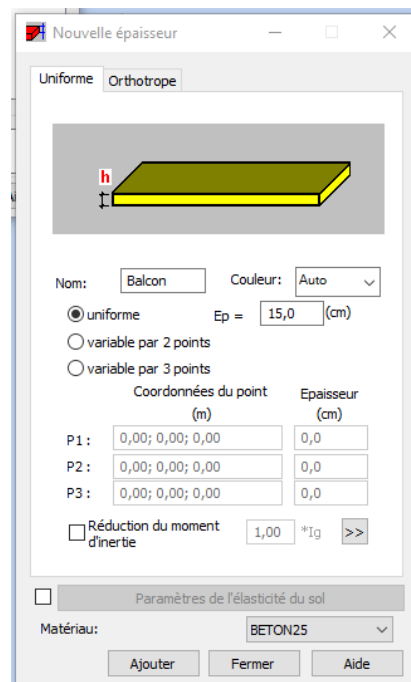


Figure IV.9: Définition d'une dalle plane.

Structure → Objet → Polyline-contour → paramètres → choisir panneau → Délimiter la surface de la dalle plane.

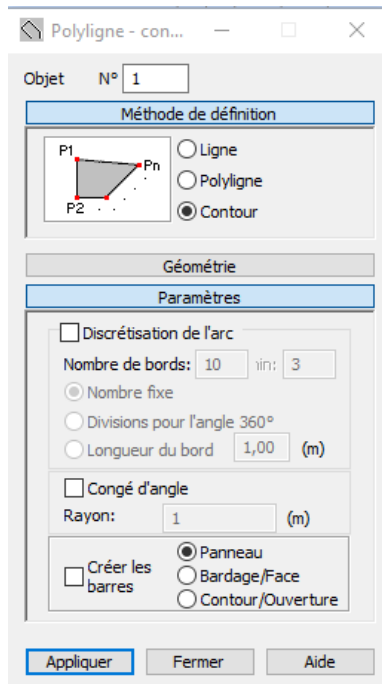


Figure IV.10: Affectation d'un élément surfacique (DP).

6. Définition des escaliers :

Structure → Caractéristiques → Epaisseur EF → Définir nouvelle épaisseur.

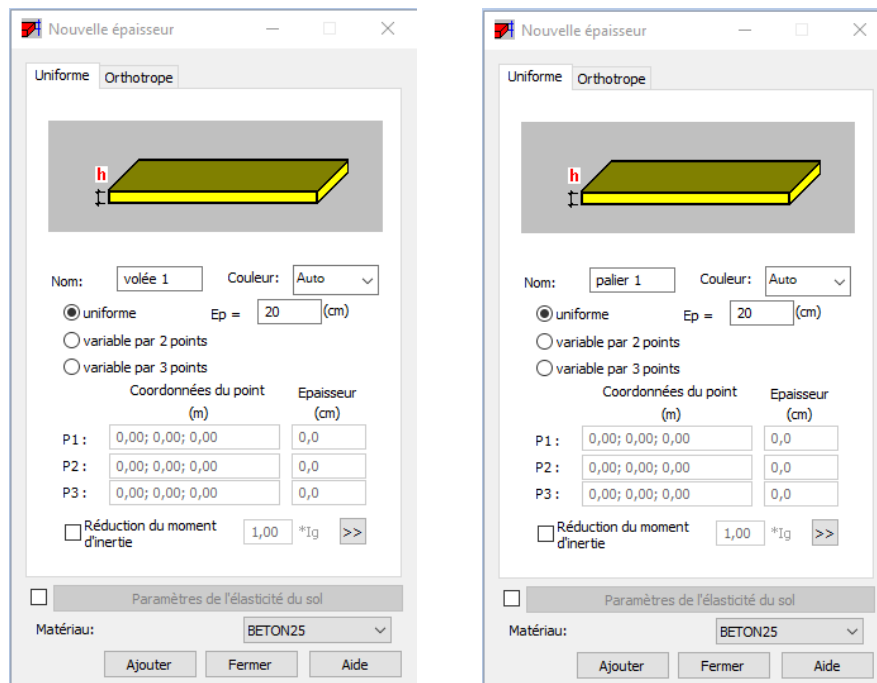


Figure IV.11: Définition des paliers et les volées.

→ Structure → Objet → Polyline-contour → paramètres → choisir panneau → Délimiter la surface du palier et de la volée.

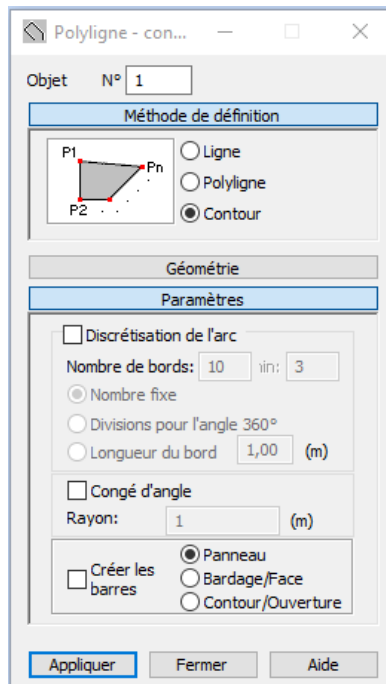


Figure IV. 12: Modélisation des escaliers.

7. Définition des voiles :

→ Structure → Caractéristiques → Epaisseur EF → Définir nouvelle épaisseur.

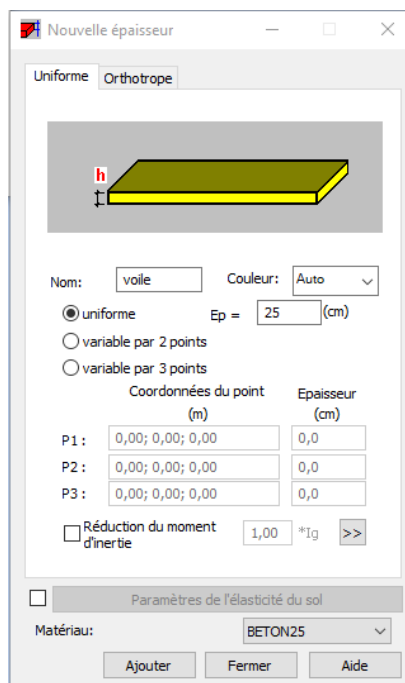


Figure IV.13: Définition des voiles.

Avant la modélisation des voiles, il faut créer des lignes de construction pour définir les contours des voiles.

→ Structure → Objet → Polyline-contour → paramètres → choisir panneau et contour.

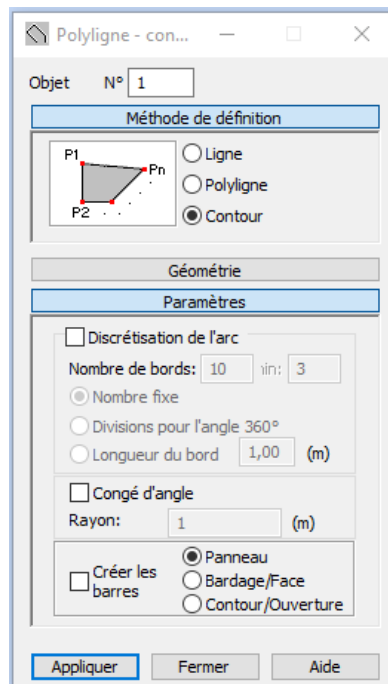


Figure IV.14: Modélisation des voiles.

8. Encastrement de la structure :

Pour l'encastrement des poteaux :

Pour encastrer la base des voiles et les escaliers : (à faire)

9. Définitions des cas de charges statiques (G et Q) :

→ Chargement → Cas de charges → Choisir le nom et la nature → Cliquer sur « Nouveau ».

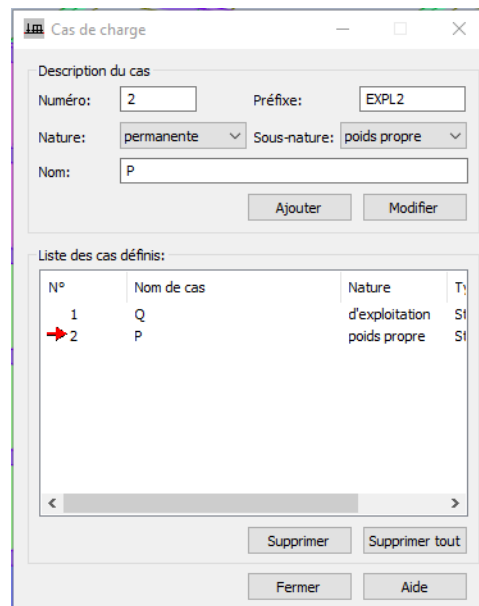


Figure IV.16: Définition des charges.

10. Affectation des charges :

Choisir le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).

→ Chargement → définir charges → surface → Charge surfacique uniforme → introduire la valeur de G ou Q dans la zone « valeur Z ». (Avec le signe moins).

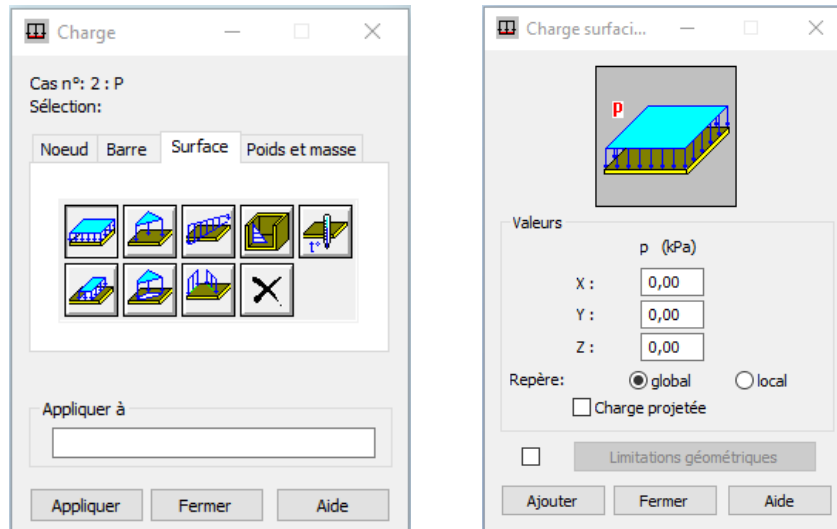


Figure IV.17: Affectation des charges surfaciques.

De même pour les éléments barres, on remplace surface par barre.

1. Poids de la structure : $W = \Sigma G + \beta \Sigma Q$.

→ Analyse → Type d'analyse → Masses.

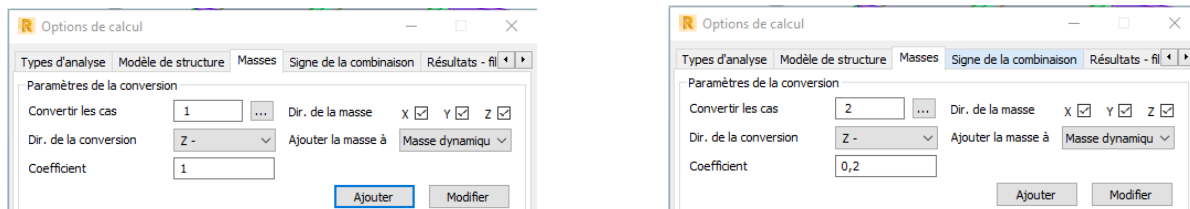


Figure IV.18 : Définition de la masse sismique.

2. Analyse modale :

Effectuer une vérification du comportement de la structure vis-à-vis de son poids propre.

→ Analyse → Type d'analyse → Type d'analyse → Nouveau → Modale → OK.

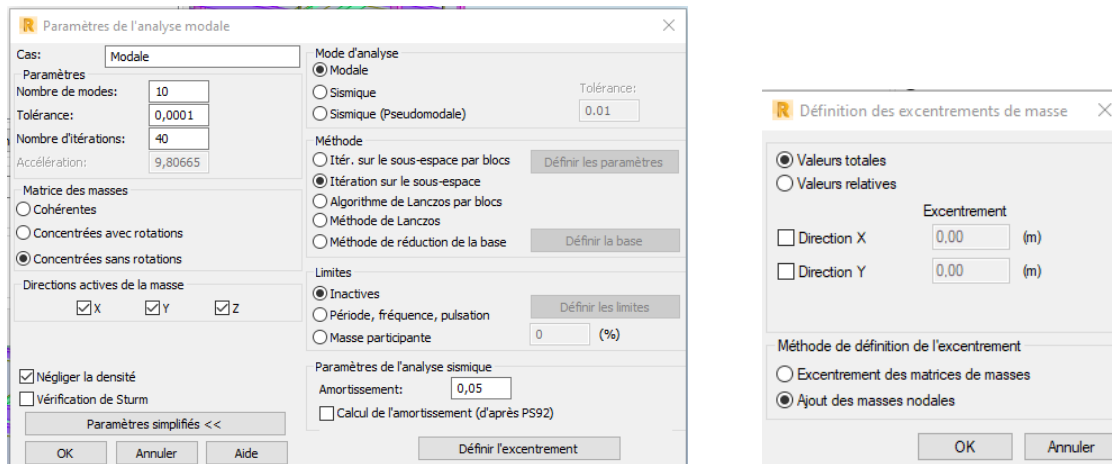


Figure IV.19 : paramètres de l'analyse modale.

3. Analyse sismique :

Effectuer une vérification du comportement de la structure vis-à-vis le séisme.

→ Analyse → Type d'analyse → Type d'analyse → Nouveau → sismique → OK.

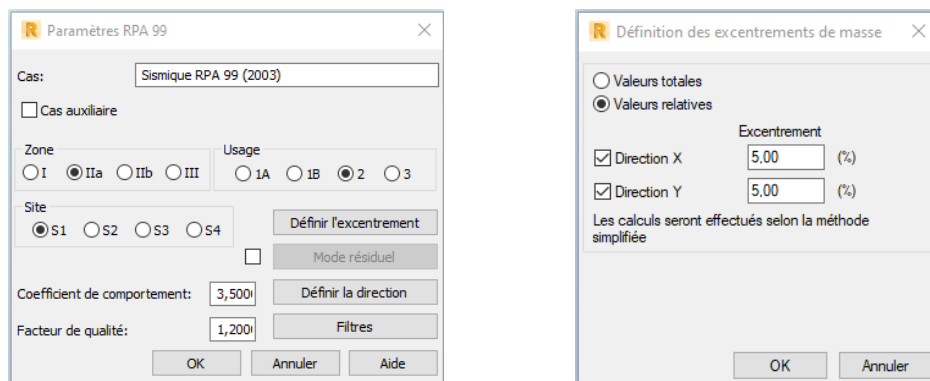


Figure IV.20 : paramètres de l'analyse sismique.

4. Les combinaisons d'actions :

→ Chargements → Combinaisons manuelles → Choisir le type de la combinaison et sa nature.

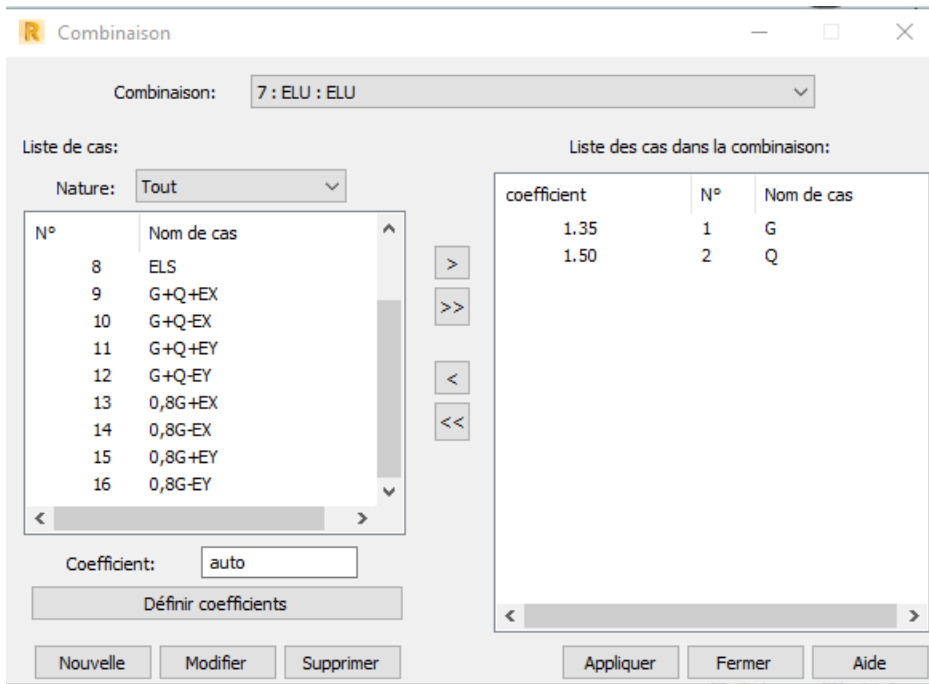


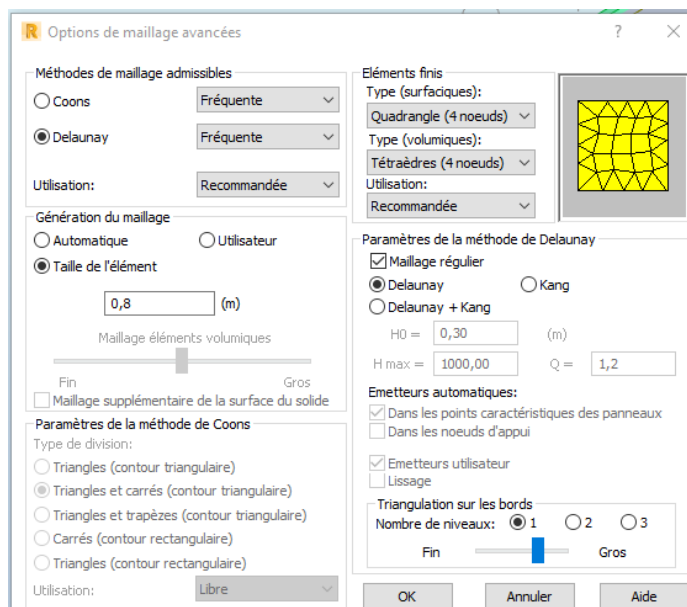
Figure IV.21 : Définition des combinaisons d'actions.

→ Introduire les charges statiques « ELU, ELS », le poids et les combinaisons sismiques « G+Q+E ; 0,8G±E ».

11. Le maillage :

→ Sélection barres → famille panneau → On sélectionne tout sauf les PEC et PET.

→ Analyse → Maillage → Options de maillage.



→ Analyse → Générer le modelé de calcul → le maillage se fait automatiquement.

12. Liaisons rigides (diaphragme):

→ Structure → Caractéristiques additionnelles → Liaisons rigides.

→ Double clic sur membrane.

→ Afficher les numéros des nœuds → Cliquer dans la zone « nœuds maîtres » → Sélectionner graphiquement les nœuds maîtres ou écrire son numéro → Sélectionner graphiquement les nœuds esclaves ou écrire leurs numéros → Cliquer sur appliquer.

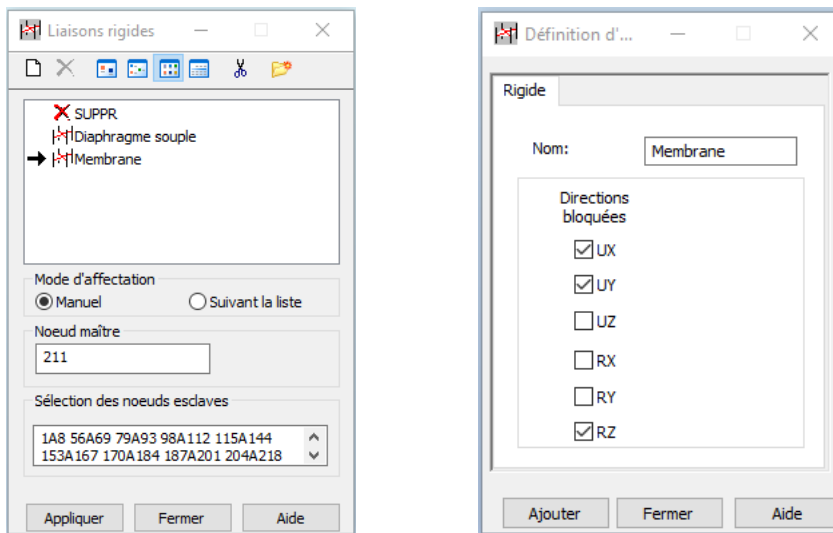


Figure IV.22 : Liaisons rigides.

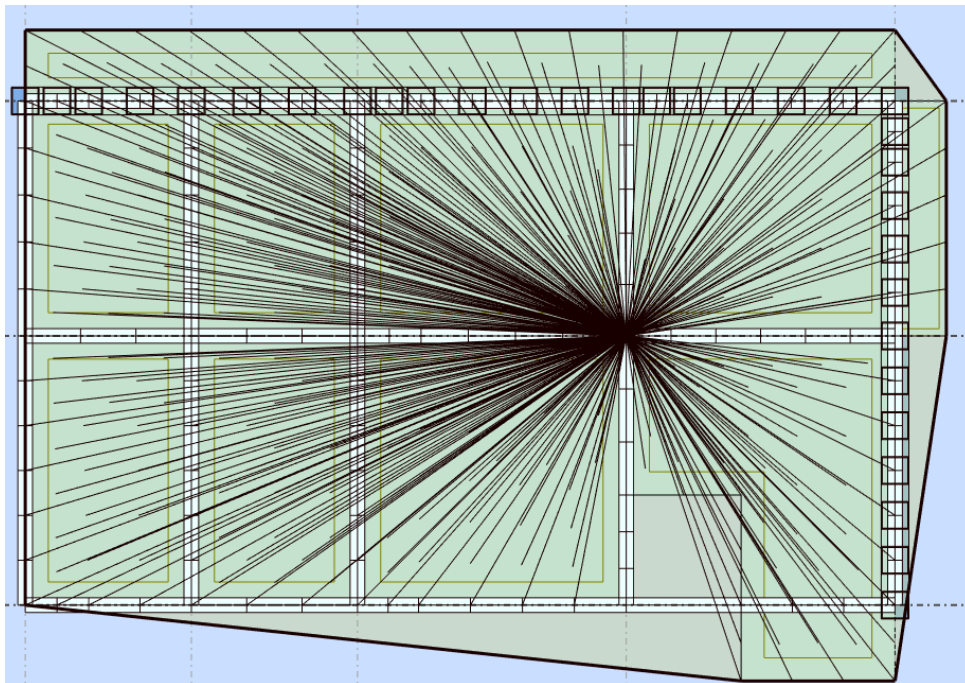


Figure IV.23: Application de la liaison rigide.

→ Répéter cette opération pour tous les planchers de la structure.

13. Définition des étages :

→ Afficher le plan XZ ou YZ → Structure → Etage → Définition graphique → Définir graphiquement.

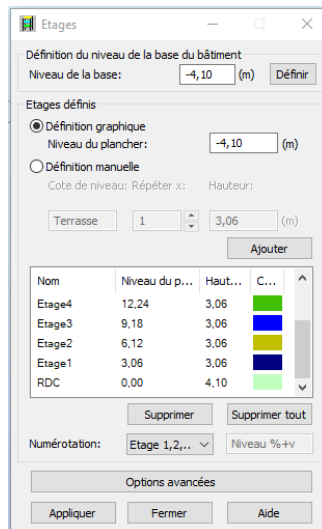


Figure IV.24: Définition des étages.

14. Calcul de la structure :

→ Analyse → Calculer.

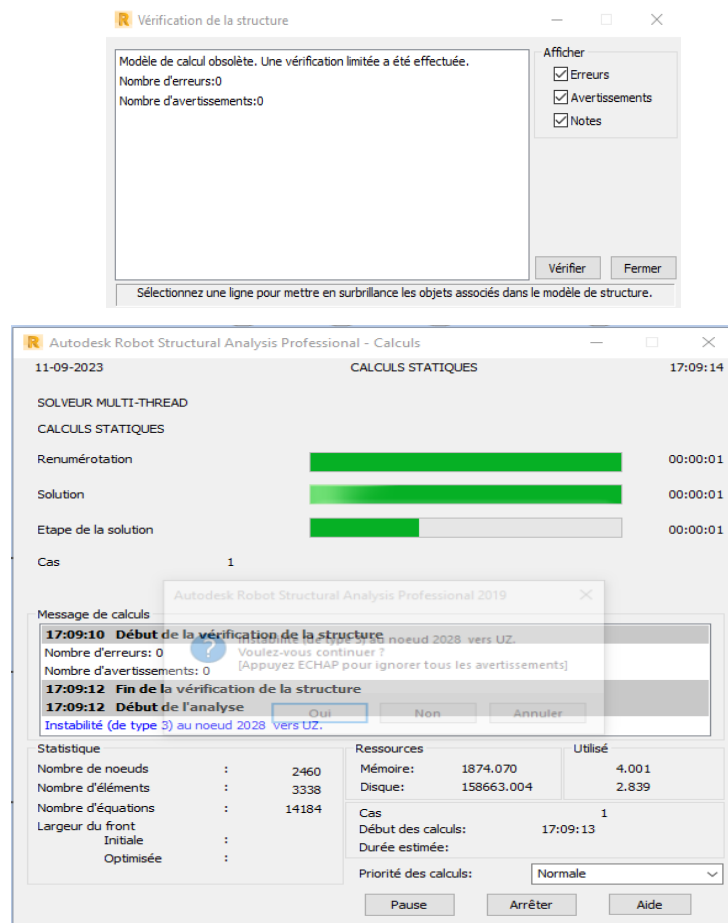


Figure IV.25 : Lancement du calcul.

V.2.3. Justifications des données introduites au logiciel ROBOT :

Afin que le logiciel puisse effectuer le calcul de la structure il a fallu lui introduire les paramètres suivants :

➤ **Paramètres de l'analyse modale :**

	β	Nombre de modes	Coefficient de masse	ξ	R	Q
Article du RPA	Tableau 4.5	Art 4.3.4	Art 4.3.4	Tableau 4.2	Tableau 4.3	-Formule 4.4 - Tableau 4.4
Valeurs	0.20	33	90%	7%	3.5	1.20

➤ **Paramètres du RPA :**

	Zone	Usage	Site
Valeurs	Ia	2	S ₃

Combinaisons d'actions :**Les combinaisons selon le BAEL 91 mod99, CBA93) :**

ELU : $1,35G+1,5Q$.

ELS : $G+Q$.

Poids : $G+0,2Q$.

Les combinaisons selon le RPA99 V2003 :

$0,8G_{\pm}E$.

$G+Q_{\pm}E$.

Avec :

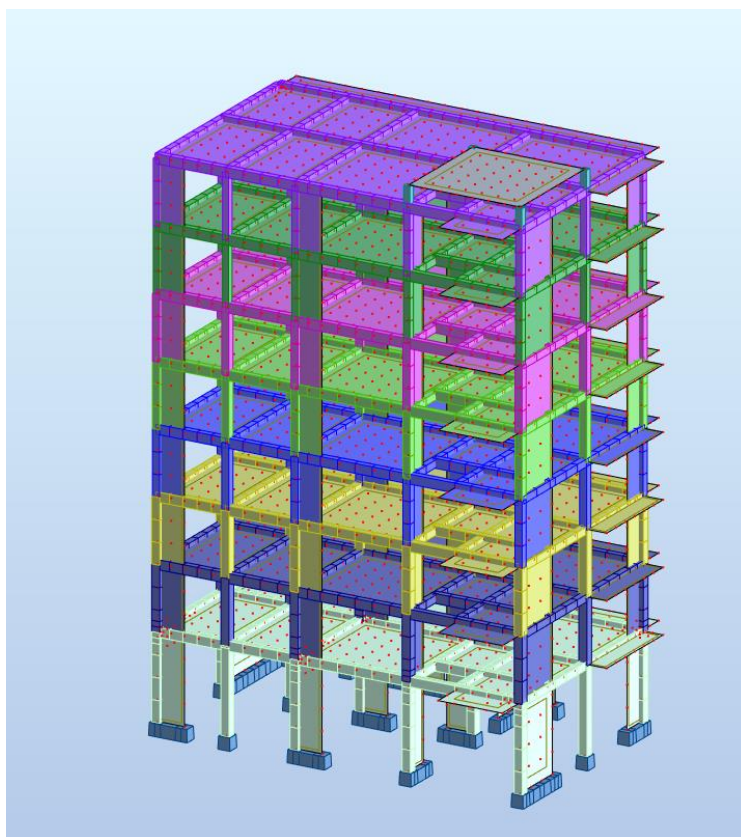
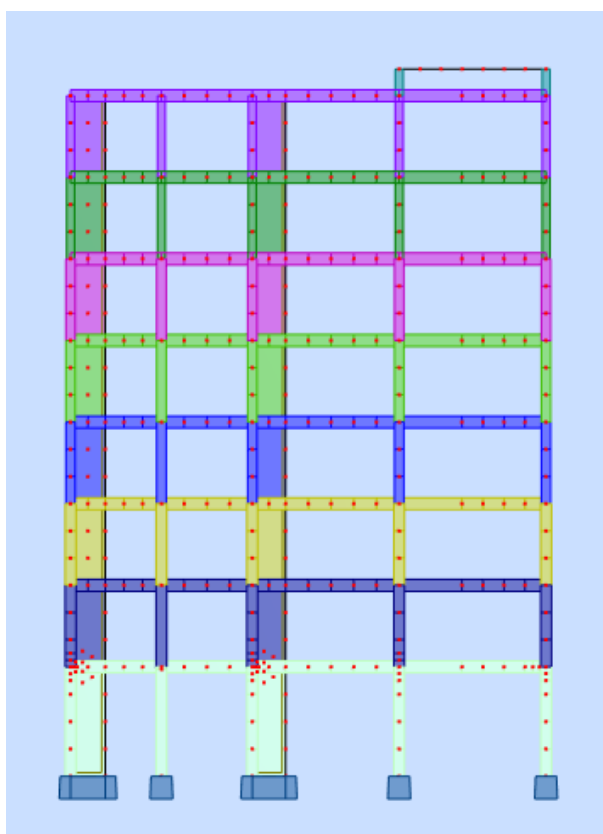
G : la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation.

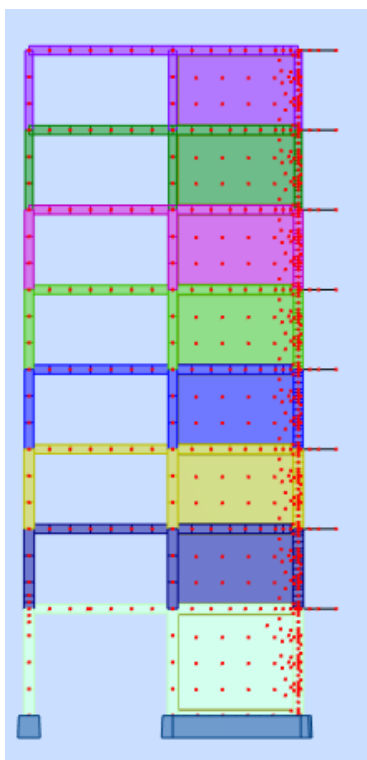
E : l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

IV .2.4: vérifications et interprétation des résultats :

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation, dans cette partie on s'intéressera à l'affichage des résultats (les périodes de vibration, les déplacements des nœuds et les efforts internes dans les éléments de la structure).

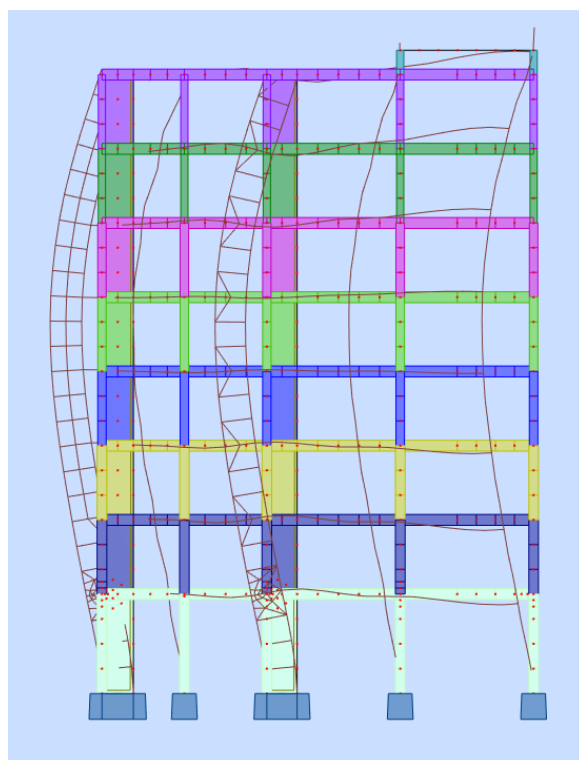
➤ Vue en 3D :➤ Vue en portique plan XZ :

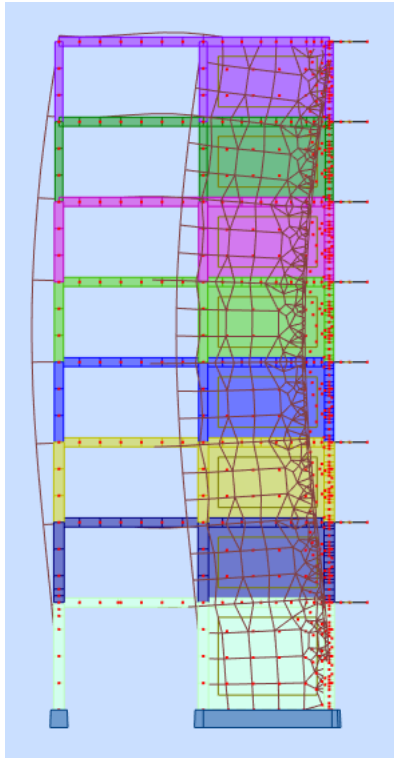
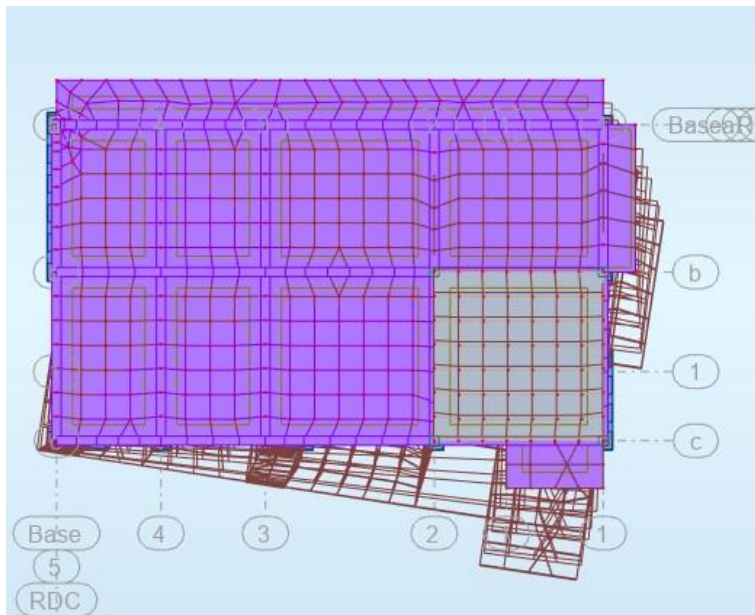
➤ Vue en portique XY :



➤ Déplacement et déformation :

Mode 1: de vibration (translation sens XY)



Mode 2: de vibration (translation sens YZ)**Mode 3: de vibration (rotation autour de l'axe Z)****IV.3.1. Justification du système de contreventement :**

Le contreventement dans le cas de notre bâtiment, est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale).

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (effort sismique) que reprennent chaque élément (portique ; voile), et enfin juger le type de contreventement selon les règles du RPA, puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003].

➤ **Tableau des valeurs du coefficient R :**

Catégorie	Description du système de contreventement	R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques / voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

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 puis cliquer sur "**combinaison**" et ajouter ELS à la sélection.
5. Relever les résultats du 1^{er} étage pour chaque cas de charge. Pour le cas 4 (Ex) on relève Fx , Pour le cas 5 (Ey) on relève Fy et pour le cas 7 (ELS) on relève Fz.

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	RDC	106A120 143A1		18,85	13,30	0,94	0,67
2	Etage1	1A15 165A186		18,85	13,30	0,94	0,67
3	Etage2	16A30 187A208		18,85	13,30	0,94	0,67
4	Etage3	31A45 209A230		18,85	13,30	0,94	0,67
5	Etage4	46A60 231A252		18,85	13,30	0,94	0,67
6	Etage5	61A75 253A274		18,85	13,30	0,94	0,67
7	Etage6	76A90 275A296		18,85	13,30	0,94	0,67
8	Terrasse	91A105 297A31		18,85	13,30	0,94	0,67

➤ Tableaux des efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure :

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	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]
4/ 1	9,56 6,32 -0,98	1147,67	71,63	63,37	1084,30	4,67	66,95	16,53	153,09	-136,56
4/ 2	8,87 5,81 2,63	1147,94	71,64	285,16	862,78	23,31	48,34	16,61	1264,74	-1248,14
4/ 3	8,87 5,81 5,69	1118,32	69,81	385,10	733,22	22,79	47,02	16,57	447,99	-431,42
4/ 4	8,89 5,83 8,78	1040,30	65,27	338,46	701,84	18,61	46,66	16,04	170,06	-154,02
4/ 5	8,89 5,83 11,84	916,38	58,45	372,40	543,98	19,78	38,67	14,59	81,32	-66,73
4/ 6	8,89 5,83 14,90	750,99	49,52	346,55	404,45	18,92	30,60	12,08	105,27	-93,19
4/ 7	8,91 5,84 17,99	544,31	37,64	194,27	350,04	11,04	26,60	8,59	90,30	-81,70
4/ 8	8,91 5,84 21,05	291,84	21,31	165,91	125,93	12,59	8,72	4,52	92,89	-88,37
5/ 1	9,56 6,32 -0,98	71,63	768,29	15,50	56,13	15,42	752,87	13,68	451,25	-437,57
5/ 2	8,87 5,81 2,63	71,61	768,40	14,27	57,35	219,66	548,73	12,69	1159,48	-1146,79
5/ 3	8,87 5,81 5,69	70,57	749,53	27,19	43,38	162,58	586,95	11,76	392,29	-380,53
5/ 4	8,89 5,83 8,78	65,95	700,33	25,57	40,38	154,75	545,58	11,17	146,55	-135,38
5/ 5	8,89 5,83 11,84	58,48	622,83	27,06	31,42	168,22	454,61	10,46	96,63	-86,17
5/ 6	8,89 5,83 14,90	49,38	519,02	23,97	25,41	173,35	345,67	8,99	134,30	-125,31
5/ 7	8,91 5,84 17,99	37,67	385,58	13,97	23,69	110,54	275,03	6,51	116,34	-109,83
5/ 8	8,91 5,84 21,05	21,28	213,43	12,12	9,16	126,16	87,27	3,32	85,88	-82,56
8 (C)/1	9,59 6,32 -1,14	0,0	0,0	-19,54	19,54	-9,91	9,91	-15815,34	-3879,72	-11935,62
8 (C)/2	8,74 5,70 2,53	0,0	0,0	-33,78	33,78	-78,27	78,27	-13181,92	-6595,12	-6586,80
8 (C)/3	8,74 5,70 5,59	0,0	0,0	11,65	-11,65	-23,64	23,64	-11246,27	-5547,49	-5698,78
8 (C)/4	8,77 5,71 8,69	0,0	0,0	12,30	-12,30	-23,36	23,36	-9322,23	-4268,93	-5053,30
8 (C)/5	8,77 5,71 11,75	0,0	0,0	20,34	-20,34	-28,78	28,78	-7428,80	-3289,85	-4138,95
8 (C)/6	8,77 5,71 14,81	0,0	0,0	27,52	-27,52	-35,12	35,12	-5535,37	-2410,24	-3125,14
8 (C)/7	8,79 5,72 17,90	0,0	0,0	20,90	-20,90	-24,24	24,24	-3652,01	-1432,30	-2219,71
8 (C)/8	8,79 5,72 20,96	0,0	0,0	31,14	-31,14	-42,58	42,58	-1795,17	-622,40	-1172,77

Tableaux récapitulatifs des résultats trouvés :

a. Sous charge verticales (ELS) :

Effort normal total : [KN]	N = 15815,34	100%
Effort normal voiles : [KN]	N = 11935,62	75,47%
Effort normal portiques: [KN]	N = 3879,72	24,53%

Avec : $\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100.$

$$\%N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{N_{tot}} \times 100.$$

Sachant que N correspond aux charges verticales (Fz) sous la combinaison (G+Q).

Effort horizontal total : [KN]	Fx	1147,67	100%
	Fy	768,26	100%
Effort horizontal voiles : [KN]	Fx	1084,30	65,59%
	Fy	752,87	97,99%
Effort horizontal portiques : [KN]	Fx	63,37	5,52%
	Fy	15,42	2,00%

Avec : $\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100.$

$$\%N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{N_{tot}} \times 100.$$

Sachant que V correspond aux charges horizontales (F_x et F_y) sous la combinaison (E_x et E_y) respectivement.

Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 25% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R = 3.5$ (structure à voiles porteurs)

IV.3. Vérifications et interprétation des résultats :

IV.3.1. 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 sûres :

- ★ Pourcentage de masse participante.
- ★ Estimation de la période fondamentale.
- ★ Vérification de l'effort tranchant à la base.
- ★ Vérification des déplacements inter étage.
- ★ Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet $P-\Delta$).

IV.3.1.1. 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	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	0,26	44,65
3/ 2	64,65	44,65
3/ 3	65,14	60,50
3/ 4	65,39	70,18
3/ 5	76,04	70,28
3/ 6	76,07	70,28
3/ 7	76,08	70,29
3/ 8	76,08	70,29
3/ 9	76,08	70,30
3/ 10	76,09	70,30
3/ 11	76,09	70,31
3/ 12	76,17	70,46
3/ 13	76,21	70,59
3/ 14	76,21	70,59
3/ 15	76,22	70,68
3/ 16	76,23	70,70
3/ 17	76,23	70,71
3/ 18	76,23	70,71
3/ 19	76,23	70,71
3/ 20	76,23	70,72
3/ 21	76,23	70,72
3/ 22	76,23	70,72
3/ 23	76,23	70,72
3/ 24	76,23	70,72
3/ 25	76,23	70,72
3/ 26	76,23	70,72
3/ 27	76,23	70,72
3/ 28	76,23	70,72
3/ 29	76,23	70,72
3/ 30	76,23	70,73
3/ 31	76,23	70,73
3/ 32	76,23	70,73
3/ 33	76,23	70,73

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 10^{ème} mode dans le sens X-X et au 27^{ème} mode dans le sens Y-Y.

IV.3.1.2. Estimation de la période fondamentale de la structure : Art [4.2.4] du RPA99mod2003 :

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots\dots\dots [\text{Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003}].$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

➤ Valeurs du coefficient C_T :

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	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 maçonneries	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.05

$$T = 0,05 \times 38,7^{0,75} = 0,776 \text{ s.}$$

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 : $T_{LOG} < T_{RPA}$

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0,776 \times 1,3 = \mathbf{1,008 \text{ s.}}$$

- La période analytique (T_{LOG}) 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, cocher "**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.

Le logiciel ROBOT nous a permis d'avoir les modes de vibrations de la structure et la période correspondante à chacun : (**Période fondamentale**)

	Période [sec]
MAX	0,63
Cas	3
Mode	1
MIN	0,10
Cas	3
Mode	33

La période maximale est de **0.63s** pour le 1^{er} mode de vibration et la période minimale est de **0.10s** pour le 33^{ème} mode de vibration.

➤ **Comparaison des résultats :**

$$T_{RPA} = 1,007s > T_{LOG} = 0,63s \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.3.1.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul)

[Art 4.3.6 du RPA99mod2003] :

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 : $V_{dyn} \geq 0,8 \times V_{stat}$.

$$\text{Avec : } V_{stat} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ [Art 4.2.3 du RPA99mod2003]}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

- **Calcul du coefficient d'accélération de zone A :**

Z O N E				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

A=0,15 (La zone Iia et Groupe d'usage 2).

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique D : [Art 4.2.3 du RPA99mod2003, formule 2.3]**

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

- **T₁ et T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site données par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

T₁ = 0,15 ; T₂ = 0,50

η : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \text{ [Formule 4.3]}$$

Avec: **ξ = 7%** et **n = 0,882**.

Nous avons : **T₂ ≤ T = 0,63 ≤ 3s** donc: $D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D = 1,5$.

Calcul du poids total de la structure :

On est dans le cas 1 : Bâtiments d'habitation, donc **β = 0,20**.

A partir des résultats trouvés par le logiciel ROBOT on retire les valeurs F_z de G et Q qui correspond

a W_{Gi} et W_{Qi} :

W_{Gi} = 12398,18 KN ; W_{Qi} = 3417,16 KN

W_i = W_{Gi} + β W_{Qi} = 12398,18 + 0,20 (3417,16) = **13081,612 KN**

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

	A	D	R	Q	W (KN)
Valeurs	0,15	1,5	3,5	1,2	13081,612

On aura donc :

$$V_{\text{stat}} = 1291,58 \text{ KN}$$

$$0,8 \times V_{\text{stat}} = 0,8 \times 1291,58 = 1033,264 \text{ KN}$$

V_{dyn} sera tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :

- Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
- Cliquer sur "**effort réduit**".
- Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir F_x et F_y .
- Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner E_x et E_y .
- Relever les résultats du 1^{er} étage.
- Pour le cas 4 (E_x) on relève F_x qui représente V_{dx} , et pour le cas 5 (E_y) on relève F_y qui représente V_{dy} .

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]
4/ 1	1238,93	81,93
4/ 2	1174,05	78,05
4/ 3	1026,15	68,81
4/ 4	810,97	54,92
4/ 5	561,29	38,37
4/ 6	315,51	21,77
4/ 7	118,98	8,26
4/ 8	9,35	0,56
5/ 1	81,93	882,26
5/ 2	77,89	840,61
5/ 3	68,01	741,24
5/ 4	53,59	591,74
5/ 5	36,87	413,55
5/ 6	20,60	234,73
5/ 7	7,82	89,14
5/ 8	0,76	5,96

$$V_{dx} = 1238,93 \text{ KN} \rightarrow V_{dy} = 882,26 \text{ KN.}$$

$$V_{dx}[\text{KN}] = 1147,67 \text{ KN} > 807,322 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$V_{dy}[\text{KN}] = 882,26 \text{ KN} > 807,322 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.3.1.4. Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)

[Art 5.10 du RPA99mod2003] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ [Art4.4.3 du RPA99mod2003]}$$

$$\text{Avec : } \Delta_K = R \times \delta_K$$

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Les valeurs de seront tirées du logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Bouton droit, on choisit "**tableau**", puis on coche "**étage**".
2. Cliquer sur "**déplacement**".

3. Bouton droit "**filtre spécial**", décocher tout et laisser uniquement U_x et U_y , qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement.
4. Bouton droit "**filtre**", sélectionner E_x et E_y .
5. Relever U_x pour le cas 4 (E_x) et U_y pour le cas 5 (E_y).

➤ **Tableau des déplacements relatifs selon X : (suivant E_x)**

Etages	U_x (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étages : h_e (cm)	1% h_e (cm)	Condition
Terrasse	4,2	0,4	306	3,06	Vérifiée
6	3,8	0,6	306	3,06	Vérifiée
5	3,2	0,6	306	3,06	Vérifiée
4	2,6	0,8	306	3,06	Vérifiée
3	1,8	0,8	306	3,06	Vérifiée
2	1,0	0,6	306	3,06	Vérifiée
RDC	0,4	0,4	306	3,06	Vérifiée
S/Sol	0	0	306	3,06	Vérifiée

➤ **Tableau des déplacements relatifs selon Y : (suivant E_y)**

Etages	U_y (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (Cm)	Hauteur d'étages : h_e (cm)	1% h_e (cm)	Condition
Terrasse	4,9	0,8	306	3,06	Vérifiée
6	4,1	0,8	306	3,06	Vérifiée
5	3,3	0,8	306	3,06	Vérifiée
4	2,5	0,8	306	3,06	Vérifiée
3	1,7	0,8	306	3,06	Vérifiée
2	0,9	0,6	306	3,06	Vérifiée
RDC	0,3	0,3	306	3,06	Vérifiée
S/Sol	0	0	306	3,06	Vérifiée

IV.3.1.5. Vérification de l'effet P- Δ [Art 5.9RPA99mod2003] :

D'après le RPA l'effet P- Δ peut être négligé, si à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10.$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k" $\Rightarrow \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0,2W_{Qi})$.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1". :

h_k : Hauteur de l'étage "k".

L'effet P 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.

➤ **Vérification l'effet P-Δ :**

Etages	P_k	H_k (cm)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (x) (cm)	V_k (x)	θ_x	Δ_k (y)	V_k (y)	θ_y
Terrasse	1453,46	306	0,4	291,84	0,00651	0,8	768,29	0,00494
6	2968,46	306	0,6	544,31	0,010	0,8	768,40	0,0100
5	4510,228	306	0,6	750,99	0,011	0,8	749,53	0,0157
4	6061,936	306	0,8	916,38	0,017	0,8	700,33	0,0226
3	7613,656	306	0,8	1040,30	0,019	0,8	622,83	0,0319
2	9195,974	306	0,6	1118,32	0,016	0,6	519,02	0,0347
RDC	10789,914	306	0,4	1147,94	0,012	0,3	385,58	0,0274
S/sol	13081,612	306	0	1147,67	0	0	213,43	0

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

CHAPITRE V :
FERRAILLAGES DES
ELEMENTS

V.1.1 Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Pour pouvoir procéder au ferrailage des poutres, qui sont ferrillées en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS, on devra extraire de Robot le moment M_y , qui nous servira dans nos calculs.

En s'assurant que les résultats sont actuels (calcul lancé), on va suivre quelques étapes pour relever le moment, ces dernières sont énumérées ci-dessous :

1. Sélectionner les poutres principales ou secondaires selon celles que l'on veut ferriller.
2. En haut de l'écran, cliquer sur "**Résultats**" puis "**Diagrammes-barres**", une fenêtre s'affiche.
3. Cliquer sur "**NTM**", puis cocher "**My**".
4. Cliquer sur "**paramètres**" et les modifier selon le besoin, puis cliquer sur "**appliquer**" sans oublier de cocher "**ouvrir nouvelle fenêtre**", (les réglages effectués sont visibles dans la "figure 4").
5. Désactiver le "**croquis des profilés**" pour mieux visualiser les résultats.
6. Sélectionner le cas de charge suivant "**combinaisons**", Robot va donner les moments max en travée et sur appuis ainsi que le cas de charge correspondant à chacun d'eux (en vert c'est le moment sur appuis et en rouge c'est le moment en travée).
7. Relever la valeur des moments.

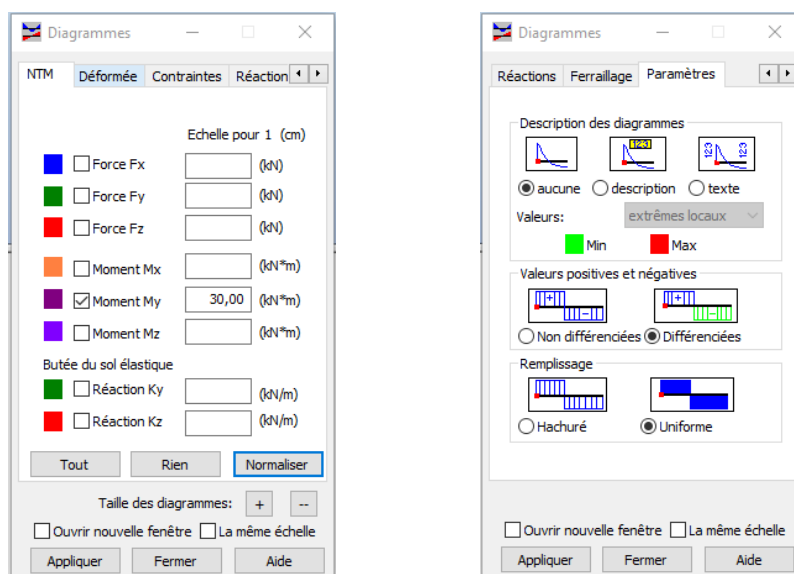


Figure. V.1.1: Extraction des valeurs M_y à partir de ROBOT.

Calcul des ferrailages :

Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :

➤ Extraction de σ_{\max} et σ_{\min} :

Situations	Béton			Acier Fe400		
	γ_b	f_{c28} [Mpa]	f_{bc} [Mpa]	γ_s	F_e [Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Combinaisons considérées dans les calculs :

- Combinaisons fondamentales [BAEL 91] :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q & \text{à l'ELU} \\ G + Q & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles [RPA99 V2003] :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + \pm E \end{cases}$$

V.1.2. Recommandations et exigences du RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003] :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5 %** en toute section ;

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante ;

- **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0,5% bh	4% bh	6% bh
Poutre principale (30x45)	6,75	54	81
Poutre secondaire (30x35)	5,25	42	63

- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (90°).

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.2.1. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**a) Exposé de la méthode de calcul :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

Ast : Section d'acier inférieure (tendue) ;

Asc : Section d'acier supérieure (comprimée) ;

Mu : Moment de flexion ;

h : Hauteur de la section du béton ;

b : Largeur de la section du béton ;

d : Hauteur utile $d = h - c$;

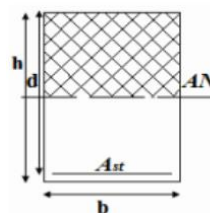
c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Deux cas peuvent se présenter lors du calcul d'une section rectangulaire :

1^{er} cas : Section simplement armée $A_c = 0$:

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} \text{ ou bien: } A_{st} = \frac{M_{ACC}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$



2^{ème} cas : Section doublement armée $A_c \neq 0$:

$\mu < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ La section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

Armature tendue :

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \bar{\sigma}_{st}} \rightarrow \text{avec: } M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

Armature comprimée :

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \bar{\sigma}_{st}} \rightarrow \text{avec: } \begin{cases} \Delta M = M_u - M_1 \\ \text{ou bien: } \Delta M = M_{ACC} - M_1 \end{cases}$$



Figure V.1.2 : Section doublement armée.

a) Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des moments utilisés pour nos calculs sont résumées dans les tableaux suivants :

	Moments aux appuis (KN.m)			Moments en travée (KN.m)		
	ELU	ELS	ELA	ELU	ELS	ELA
Poutre principale	-100,06	-71,77	-126,59	68,74	49,33	48,25
Poutre secondaire	-79,36	-57,05	-61,04	51,12	36,69	35,81

b) Ferraillage des poutres :

➤ **Poutres principales :**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{68,74 \times 10^3}{30 \times 40^2 \times 14,2} = 0,10 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{68,74 \times 10^3}{0,947 \times 40 \times 400} = 4,54 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{126,59 \times 10^3}{30 \times 40^2 \times 14,2} = 0,18 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,90$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{126,59 \times 10^3}{0,9 \times 40 \times 400} = \mathbf{8,79 \text{ cm}^2}.$$

➤ **Poutres secondaires :**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{51,12 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,117 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,937$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{51,12 \times 10^3}{0,937 \times 32 \times 348} = \mathbf{4,90 \text{ cm}^2}.$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{79,36 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,18 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,90$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{79,36 \times 10^3}{0,9 \times 32 \times 400} = \mathbf{6,88 \text{ cm}^2}.$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

• **Ferrailage des poutres principales (30x45):**

Poutres	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{adopté}$ (Cm ²)
En travée	68,74	0,10	S.S.A	0,947	4,54	3HA14	4,62
Aux appuis	126,59	0,18	S.S.A	0,90	8,79	6HA14	9,24

• **Ferrailage des poutres secondaires (30x35):**

Poutres	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{adopté}$ (Cm ²)
En travée	51,12	0,117	S.S.A	0,937	4,90	4HA14	6,16
Aux appuis	79,36	0,18	S.S.A	0,90	6,88	3HA14+3HA12	8,01

V.1.3. Vérifications à l'ELU :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5 %** en toute section.

		A _{st}		A _{min}	Vérifications
Poutres principales (30x45)	En travée	4,62	13,86	6,75	Condition vérifiée
	Aux appuis	9,24			Condition vérifiée
Poutres secondaires (30x35)	En travée	6,16	14,17	5,25	Condition vérifiée
	Aux appuis	8,01			Condition vérifiée

➤ Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

c) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

		Calcul de S_t (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage (cm ²)
Poutres principales	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [11,25 ;14,4]	$S_t = 10$	0,9	4HA8 = 2,01	
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35		
Poutres secondaires	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [8,75 ;14,4]	$S_t = 10$	0,9	4HA8 = 2,01	
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,35		

a) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec: T_U^{\max} = Effort tranchant max à l'ELU ;

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

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

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	observations
	T_{\max}						
Principales	T_{\max}	120,26	30	40	1,002	3,33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	75,05	30	32	0,78	3,33	Condition vérifiée

b) Influence de l'effort tranchant :

• Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation :

$$T_U^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (Mpa)	\bar{T}_u (Mpa)	observations
	T_{\max}						
Principales	T_{\max}	120,26	30	40	25	720	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	75,05	30	32	25	576	Condition vérifiée

• Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right] \rightarrow \text{avec: } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si : $\left[T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right] < 0 \rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales :

$$\left[T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right] = 120,26 - \frac{100,06}{0,9 \times 0,4} = -157,68 < 0$$

- Pour les poutres secondaires :

$$\left[T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right] = 75,05 - \frac{79,36}{0,9 \times 0,32} = -200,50 < 0$$

→ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ Mpa.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

• Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{120,26 \times 10^3}{0,9 \times 400 \times 263,76} = 1,26 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,26 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

⇒ La condition est vérifiée.

• Poutres secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3,14 \times 14) + (3 \times 3,14 \times 12) = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{75,05 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,92} = 1,06 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,06 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

⇒ La condition est vérifiée.

d) Enclage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835$ Mpa.

- Pour les \varnothing_{14} : $l_s = 49,38$ cm.
- Pour les \varnothing_{12} : $l_s = 42,32$ cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \varnothing_{14} : $l_a = 19,75$ cm \rightarrow On opte pour $L_a = 20$ cm.
- Pour les \varnothing_{12} : $l_a = 16,93$ cm \rightarrow On opte pour $L_a = 20$ cm.

V.1.4. Vérifications à L'ELS :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{CNF}$

Avec :

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

Et : $f_{t28} = 0,6 + 0,006 \times f_{c28} = 2,1$ Mpa.

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	4,62	1,63	Condition vérifiée
	Aux appuis	9,24	1,63	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6,16	1,26	Condition vérifiée
	Aux appuis	8,01	1,26	Condition vérifiée

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Robot : $\bar{f} = \frac{1}{500}$

On prendra "l" la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutre principale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm} \\ f_{Robot} = 0,1 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{Robot} = 0,1 \text{ cm} < \bar{f} = 1,1 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm} \\ f_{Robot} = 0,3 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{Robot} = 0,3 \text{ cm} < \bar{f} = 1,1 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

c) Vérification des contraintes :

- Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$

Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Extrêmes globaux des moments à l'ELS :

Poutres		Moments (KN.m)		Eléments	Combinaisons	Situation
Poutres principales	Travée	M_{st}	49,33	318	ELS	Courante
	Appuis	M_{sa}	-71,77	164	ELS	Courante
Poutres secondaires	Travée	M_{st}	36,69	302	ELS	Courante
	Appuis	M_{sa}	-57,05	236	ELS	Courante

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		Moments à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
P.P	Travée	49,33	0,385	0,904	37,68	4,62	40	295,28	348	C.V	7,83	15	C.V
	Appuis	-71,77	0,77	0,874	24,60	9,24	40	222,17	348	C.V	9,03	15	C.V
P.S	Travée	36,69	0,641	0,883	27,52	6,16	32	210,79	348	C.V	7,65	15	C.V
	Appuis	-57,05	0,834	0,870	23,40	8,01	32	255,83	348	C.V	10,93	15	C.V

V. 2.1. Ferrailage des poteaux :

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 extrait à partir de logiciel (ROBOT), ils sont donc calculés en flexion composé.

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 correspond

Pour les moments correspondants on prendra le max de M_y et M_z ; quand à l'effort N il correspond à F_x dans Robot.

➤ Procédure avec Robot :

- 1- Bouton droit "**tableau**", cliquer sur "**effort**".
- 2- Filtrer les poteaux en choisissant ceux loin des voiles et ce pour chaque section de poteaux.
- 3- Choisir le "**cas de charge**" suivant "**combinaisons**".
- 4- Relever les valeurs citées précédemment.

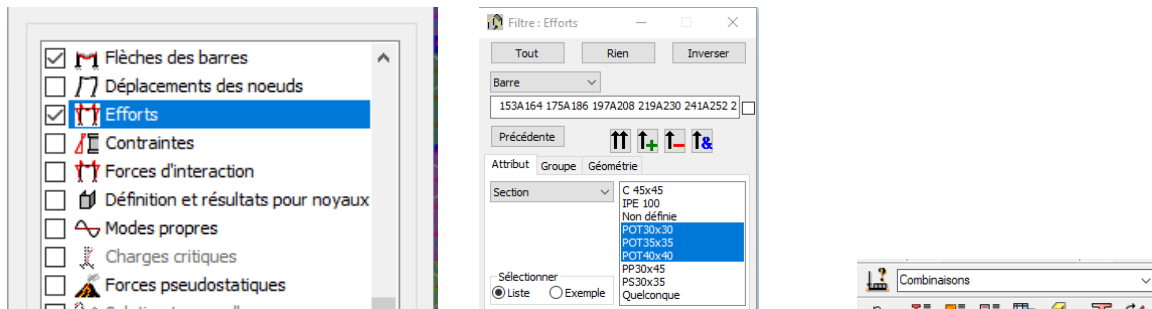


Figure V. 2.1 : extraction de N et M à partir de ROBOT.

Situations	θ	Béton			Aciers		
		γ_b	F_{c28} (Mpa)	F_{bu} (Mpa)	F_e (Mpa)	γ_s	σ_{bc} (Mpa)
Durable	0,85	1,5	25	14,2	400	1,15	348
Accidentelle	1	1,15	25	18,48	400	1	400

V.2.2. Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 91 modifié 99 comme suite :

- Situation durable à l'ELU selon BAEL91 modifiée 99 : $1.35 G + 1.5 Q$ (1)
- Situation accidentelle (article 5.2) selon le RPA99 version 2003 :
- $G + Q \pm E$ (2)
- $0.8 G \pm E$ (3)

V.2.3. Recommandation du RPA 99 version 2003 :

Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:
- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Armatures longitudinales des poteaux recommandés par le RPA :

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min}=0,008 \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{min}=0,06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{min}=0,04 \times b \times h$ (cm ²)
Poteaux (40×40)	12,8	96	64
Poteaux (35×35)	9,8	73,5	49
Poteaux (30×30)	7,2	54	36

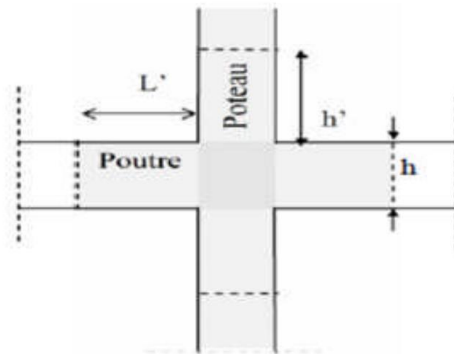
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur de recouvrement est $L_r = 40 \phi_L$ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

Délimitation de la zone nodale

h: Hauteur de la poutre.

b₁, h₁ : Dimensions du poteau.

h': Hauteur entre nus des poteaux.



On aura :

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

Pour :

- Les poteaux (40×40) : $h' = \max\left(\frac{401}{6}; 40; 40; 60\right) = 66,83 \text{ cm.}$
- Les poteaux (40×40) : $h' = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60\right) = 60 \text{ cm.}$
- Les poteaux (35×35) : $h' = \max\left(\frac{306}{6}; 35; 35; 60\right) = 60 \text{ cm.}$
- Les poteaux (30×30) : $h' = \max\left(\frac{306}{6}; 30; 30; 60\right) = 60 \text{ cm.}$

L'=2×h

Pour les poutres :

- Poutres principales (30×45) : $L'=2\times 45=90 \text{ cm.}$
- Poutres secondaires (30×35) : $L'=2\times 35=70 \text{ cm.}$

V.2.4. 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 :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- 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 :

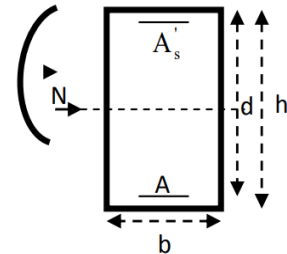
$$N_u(d - c') - M_f \leq [0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}]bh^2f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Déterminations des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$

➤ **1^{er} cas :**

Si : $\mu \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \rightarrow \text{avec: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **2^{ème} cas :**

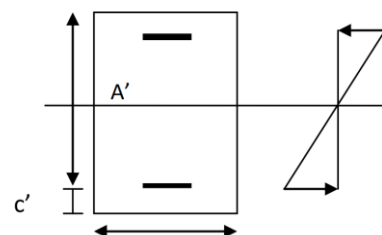
Si : $\mu \geq \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul : $M_r = \mu_l bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.



$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A'_s = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left[0,337 - 0,81 \cdot \frac{c}{h} \right] bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

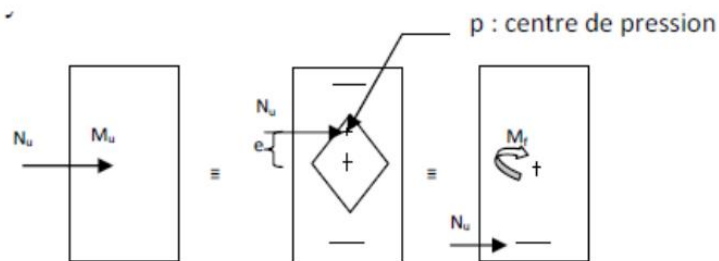


Figure.V.2.2: Schéma de calcul en flexion composée (SEC).

➤ 1^{er} cas :

Si : $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0,5 - \frac{c}{h} \right] bh^2 f_{bc} \rightarrow$ La section est doublement armée.

$A_2 > 0$ et $A_1' > 0$.

- La section d'armature :

$$\begin{cases} A_1' = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_1' \end{cases}$$

➤ 2^{ème} cas :

Si : $N_u(d - c') - M_f < \left[0,5 - \frac{c}{h} \right] bh^2 f_{bc} \rightarrow$ La section est simplement armée.

$A_2 > 0$ et $A_1' = 0$.

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{se}} ; \psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

➤ **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	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
Sous-sol, RDC et 1^{er} étage.	40×40	N ^{max} - M ^{corres}	ELU	1175,23	43,66
		N ^{min} - M ^{corres}	0,8G-EX	402,45	16,98
		N ^{corres} - M ^{max}	G+Q-EX	734,74	30,17
2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages.	35×35	N ^{max} - M ^{corres}	ELU	812,08	33,79
		N ^{min} - M ^{corres}	0,8G-EX	287,61	12,62
		N ^{corres} - M ^{max}	G+Q-EX	522,28	22,80
5^{ème} et 6^{ème} étages.	30×30	N ^{max} - M ^{corres}	ELU	310,06	32,30
		N ^{min} - M ^{corres}	0,8G-EX	119,43	12,85
		N ^{corres} - M ^{max}	G+Q-EX	210,65	22,56

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone 1 : sous-sol + RDC + 1^{er} étage

Zone 2 : 2^{ème} étage + 3^{ème} étage + 4^{ème} étage.

Zone 3 : 5^{ème} étage + 6^{ème} étage.

➤ Calcul du ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « EXPERT ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]	Nature	A _{inf}	A _{sup}	A _{min}	Ferraillage	A _{adp}
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage.	40×40	N ^{max} - M ^{corres}	1175,23	43,66	SEC	5,1	5,1	12,8	4HA16+4HA14	14,2
		N ^{min} - M ^{corres}	402,45	16,98	SEC					
		N ^{corres} - M ^{max}	734,74	30,17	SEC					
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages.	35×35	N ^{max} - M ^{corres}	812,08	33,79	SEC	2,8	2,8	9,8	4HA14+4HA12	10,68
		N ^{min} - M ^{corres}	287,61	12,62	SEC					
		N ^{corres} - M ^{max}	522,28	22,80	SEC					
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages.	30×30	N ^{max} - M ^{corres}	310,06	32,30	SEC	2,4	2,4	7,2	8HA12	9,05
		N ^{min} - M ^{corres}	119,43	12,85	SEC					
		N ^{corres} - M ^{max}	210,65	22,56	SEC					

V.2.5. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Selon BAEL91 modifier 99 (Art8.1.3) :**

• **Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t > \frac{\phi_l}{3} \text{ (Selon BAEL91 modifier 99/ Art8.1.3)}$$

$$\phi_t > \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit: } \phi_t > 8 \text{ mm.}$$

Avec :

ϕ_l : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

H_e : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

Espacement des armatures transversales « S_t » : Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi_l; 15\text{cm}) \rightarrow \text{Longitudinale.}$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1,2; 15\text{cm}) = (12; 15\text{cm}) \rightarrow S_t = 12\text{cm.}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_1$$

$$S_t \leq 15\phi_1 = 15 \times 1,2 = 18\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm.}$$

Avec : $\phi_1 = 12$ mm est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : $S_t = 10$ cm en zone nodale

$S_t = 15$ cm en zone courante

Coefficient correcteur « ρ » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

$$\rho = 2,5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5$$

➤ **Tableau des valeurs de l'élanements géométrique λ_g :**

Section des poteaux (cm ²)	L_0 (m)	$L_f = 0,7 L_0$ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	Coefficient correcteur ρ
40×40	4,10	2,87	7,175	2,5
40×40	3,06	2,142	5,355	2,5
35×35	3,06	2,142	6,12	2,5
30×30	3,06	2,142	7,14	2,5

Niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)	Effort tranchant max à l'ELS (KN)
Sous-sol + RDC + 1 ^{er} étage	Zone 1 (40×40)	38,83	27,86
2 ^{ème} étage + 3 ^{ème} étage + 4 ^{ème} étage	Zone 2 (35×35)	31,54	22,64
5 ^{ème} étage + 6 ^{ème} étage	Zone 3 (30×30)	27,61	19,82

Poteau (30×30) (5^{ème} étage + 6^{ème} étage) :

$$\lambda_g = 7,14 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

V_u : l'effort tranchant max ; $V_u = 27,61$ KN.

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 27,61}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 57,52 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 27,61}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 86,28 \text{ mm}^2$$

Poteau (35×35) (2^{ème} étage + 3^{ème} étage + 4^{ème} étage) :

$$\lambda_g = 6,12 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

V_u : l'effort tranchant max ; $V_u = 31,54 \text{ KN}$.

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 31,54}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 65,70 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 31,54}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 98,56 \text{ mm}^2$$

Poteau (40×40) (Sous-sol + RDC + 1^{er} étage) :

$$\lambda_g = 7,17 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2,5$$

V_u : l'effort tranchant max ; $V_u = 38,83 \text{ KN}$.

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 38,83}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 80,89 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 38,83}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 121,34 \text{ mm}^2$$

V.2.6. Vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)**

$A_t / b.S_t$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%
- Si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%
- Si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Poteaux	λ_g	$\frac{A_t}{b \times S_t}$ (%)	Zones	$A_{t \min} = \% \times b \times S_t$ (cm ²)	A calculé (cm ²)	A choix (cm ²)	Vérification $A_{\min} < A_{\text{choix}}$
(40×40)	7,17	0,3%	Nodale	1,2	0,80	4Ø8 = 2,01	C.V
			Courante	1,8	1,21	4Ø8 = 2,01	C.V
(35×35)	6,12	0,3%	Nodale	1,05	0,65	4Ø8 = 2,01	C.V
			Courante	1,575	0,98	4Ø8 = 2,01	C.V
(30×30)	7,14	0,3%	Nodale	0,9	0,57	4Ø8 = 2,01	C.V
			Courante	1,35	0,86	4Ø8 = 2,01	C.V

Conclusion:

D'après le tableau ci-dessus, $A_{t \min} < A_{\text{choix}}$

- Tous les poteaux seront encadrés avec un cadre de T8, de sections transversales (4Ø8 = 2.01cm²) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum $10 \varnothing_t \min = 8 \text{ cm}$.

Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1) :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi_1$

- Pour les HA12 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$
- Pour les HA14 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- Pour les HA16 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2) :

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{su} = 2,835 \text{ Mpa.}$$

- Pour les HA12 : $l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm.}$
- Pour les HA14 : $l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$
- Pour les HA16 : $l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm.}$

Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)

On doit vérifier que : $\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Poteaux	V_u	b	d	λ_g	ρ_d	τ_b	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \leq \tau_{bu}$
(40×40) sous-sol +RDC+ 1 ^{er} étage.	38,83	40	37	7,17	0,075	0,26	1,875	C.V
(35×35) 2 ^{ème} étage+3 ^{ème} étage+4 ^{ème} étage.	31,84	35	32	6,12	0,075	0,28	1,875	C.V
(30×30) 5 ^{ème} étage+6 ^{ème} étage.	27,61	30	27	7,14	0,075	0,34	1,875	C.V

V.2.7. Vérification à L'ELS :➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s > A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right] bd.$$

Avec :

A_{\min} : section minimale d'aciers tendus.

f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.

f_e : contrainte limite élastique des aciers.

e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS.

d : hauteur utile.

A_s : la section d'armature longitudinale adopté.

Section	Effort normal N _s (KN)	Moment M _s (KN.m)	e _s (m)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Observation
Zone 1 (40×40)	N _{max} = 1175,23	M _{corr} = 12,27	0,010	4,39	14,2	C.V
	N _{min} = 611,94	M _{corr} = 40,02	0,065	4,42		
	N _{corr} = 1118,27	M _{max} = 73,49	0,065	4,42		
Zone 2 (35×35)	N _{max} = 812,08	M _{corr} = 9,90	0,012	3,33	10,68	C.V
	N _{min} = 198,76	M _{corr} = 8,47	0,042	3,34		
	N _{corr} = 305,27	M _{max} = 70,54	0,231	3,40		
Zone 3 (30×30)	N _{max} = 310,06	M _{corr} = 5,71	0,018	2,41	9,05	C.V
	N _{min} = 49,39	M _{corr} = 10,55	0,213	3,39		
	N _{corr} = 177,39	M _{max} = 50,99	0,287	2,49		

Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99) :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

➤ **Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes calculées en utilisant le logiciel [EXPERT] :**

Section	Effort normal N _s (KN)	Moment M _s (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Observation
Zone 1 (40×40)	N _{max} = 1175,23	M _{corr} = 12,27	5,6	15	C.V
	N _{min} = 611,94	M _{corr} = 40,02			
	N _{corr} = 1118,27	M _{max} = 73,49			
Zone 2 (35×35)	N _{max} = 812,08	M _{corr} = 9,90	5,4	15	C.V
	N _{min} = 198,76	M _{corr} = 8,47			
	N _{corr} = 305,27	M _{max} = 70,54			
Zone 3 (30×30)	N _{max} = 310,06	M _{corr} = 5,71	3,2	15	C.V
	N _{min} = 49,39	M _{corr} = 10,55			
	N _{corr} = 177,39	M _{max} = 50,99			

VI.2.8. Conclusion :

Après les calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suivi :

Niveaux	Section	Ferrailage
Sous-sol +RDC+ 1 ^{er} étage.	(40×40)	4HA16 + 4HA14
2 ^{ème} étage+3 ^{ème} étage+4 ^{ème} étage.	(35×35)	4HA14 + 4HA12
5 ^{ème} étage+6 ^{ème} étage.	(30×30)	8HA12

V.3.1. Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement réalisés en béton armé pour assurés deux fonctions principales :

- Fonction porteuse : ils assurent le transfert de charges verticales.
- Fonction de contreventement : ils assurent la stabilité sous l'action du chargement horizontal (stabiliser la structure dans les zones sismiques).

Un voile est considéré comme une console encastrée à la base sollicitée en flexion composée, son ferrailage consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations :

- Verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q).
- Horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur du voile et de la hauteur d'étage, vu qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux nous allons donc ferrailer par zone et ceux pour nous faciliter les calculs.

Les zones sont définies comme suit :

- Zone I : du Sous-sol au 1^{er} étage.
- Zone II : du 2^{ème} étage au 4^{ème} étage.
- Zone III : du 5^{ème} étage au 6^{ème} étage.

Procédure avec Robot :

1. Sélectionner les voiles longitudinaux et transversaux selon les zones.
2. Copier les voiles sélectionnés.
3. Cliquer sur le bouton droit de la souris, puis choisir "**tableau**", puis "**résultats réduits**".
4. Choisir le "**cas de charge**" suivant : "**combinaison**".

5. Cliquer sur "**Filtres**", coller les voiles déjà sélectionnés. Relever les valeurs des paramètres qui seront utilisés dans les calculs :

Relever les valeurs des paramètres qui seront utilisés dans les calculs.

- **Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situations	Béton			Acier Fe400		
	γ_b	f_{c28} [Mpa]	f_{bc} [Mpa]	γ_s	F_e [Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

- **Combinaison d'action :**

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le RPA version 2003 : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

$$\text{Selon le (BAEL 91 modifiée 99) : } \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$



Figure : Représentation de la disposition des voiles.

V.3.2. Exposer de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel robot (comme déjà expliqué ci-dessus).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_0\right) [\text{Art7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

- L : longueur du voile.
- L_t : la longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

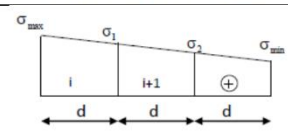
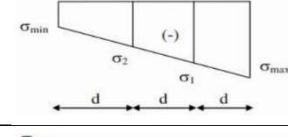
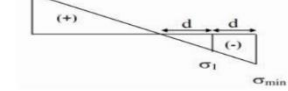
V.3.3. Détermination des diagrammes de contrainte :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Tableau des efforts normaux :**

Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

V.3.4. Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $[L/10]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

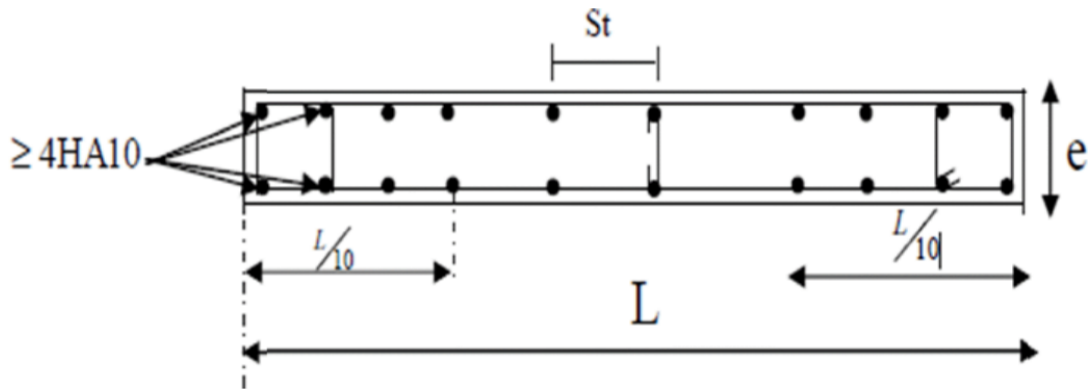


Figure. V.3.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ **Armatures minimales:**

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 mod99) :**

$A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (art A.4.2.1/ BAEL91mod99):**

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue. ($B = d \times e$)

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{\min} \geq 0,2\%B$$

b. Armatures horizontales:

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_v : Section des armatures verticales.

- **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

(**Art 7.7.4.2 RPA99/rev2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

c. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(**Art 7.7.4.3 RPA99/rev2003**)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - A_v et $A_H > 0,15\% B$ Globalement dans la section du voile.
 - A_v et $A_H > 0,10\% B$ en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\{S_t \leq 1,5a \rightarrow \text{Avec : } a = 30 \text{ cm : épaisseur du voile.}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm.}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{45 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}.$$

- **Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile .

$$\emptyset \leq 0,1 a = 0,1 \times 300 = 30 \text{ mm}.$$

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 RPA / 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

e. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{v} = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

\bar{v} : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

Les Vérifications :**Vérification à l'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué à l'ELS.

B : section du béton

A : section des armatures adoptées (verticales).

σ_{bc} : Contrainte admissible

Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b \times d} \leq \tau_b = 0,2 f_{c28} \text{ et } \bar{v} = 1,4 \text{ vu } \dots\dots\dots \text{ D'après RPA99 révisé 2003}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable Selon BAEL91.}$$

VI.3.6. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal $L = 4,8$ m sur la zone I.

a. Caractéristiques géométriques :

L (m)	e (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
4,8	0,20	14,99	0,016

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

$$\sigma_{\max} = 180 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = - 1130 \text{ KN/m}^2.$$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{180}{180 + 1130} \times 4,8 = 0,65 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 4,8 - 0,65 = 4,15 \text{ m.}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = \left(\frac{2,61}{2}, \frac{2}{3} \times 0,65 \right) = \min (1,305 ; 0,43) = 0,43 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m.}$$

• **Détermination de N :**

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{1130 \times (4,15 - 0,43)}{4,15} = 1012,91 \text{ KN/m}^2.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1130 + 1012,91}{2} \times 0,43 \times 0,20 = 92,14 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1012,91}{2} \times 0,43 \times 0,20 = 43,55 \text{ KN.}$$

e. Calcul des armatures verticales :

⇒ **1^{ère} bande :**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{92,14}{348 \times 10^{-1}} = 2,64 \text{ cm}^2.$$

⇒ **2^{ème} bande :**

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{43,55}{400 \times 10^{-1}} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4 \times T_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 198,44}{348 \times 10^{-1}} = 8,78 \text{ cm}^2.$$

g. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0,2\% B \right)$$

$$A_{\min} = \max (4,51 ; 2,58)$$

$$A_{\min} = 4,51 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des sections totales :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 2,64 + \frac{8,78}{4} = 4,83 \text{ cm}^2 / \text{Bande}.$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 1,08 + \frac{8,78}{4} = 3,27 \text{ cm}^2 / \text{Bande}.$$

Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 6,16 \text{ cm}^2$	6HA12 = 6,79 cm ²	$S_t = 20 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 3,82 \text{ cm}^2$	6HA10 = 4,71 cm ²	$S_t = 20 \text{ cm}$

h. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2.$

- D'après le RPA : $A_H \geq 0,15\% B = 0,0015 \times 480 \times 20 = 14,4 \text{ cm}^2.$

On prend : $A_H = 14,4 \text{ cm}^2.$

Soit : 10HA14 = 15,39 cm²/ 4,8m de hauteur ; avec : $S_H = 20\text{cm}.$

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8).

j. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e ; 30 \text{ cm}\} = 30\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 30\text{cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{670,52 \times 10^3}{0,20 \times 10^6 + 15 \times 6,79 \times 10^2}$$

$\sigma_{bc} = 3,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

\Rightarrow **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 100,14 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4800} = 0,16 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$\tau_b = 0,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

\Rightarrow **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{100,14 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4800} = 0,11 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Les résultats des calculs et de ferrailage des différents voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,8	4,8	4,8	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,96	0,96	0,96	
	H (m)	4,10	3,06	3,06	
	h _e (m)	3,65	2,61	2,61	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3955	3057	1720	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6178	-5044	-3377	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	466,16	387,10	259,81	
	N _s (KN)	1277,02	1036,52	653,39	
	L _C (m)	1,58	1,55	1,40	
	L _t (m)	2,47	2,55	2,75	
	d (m)	1,05	1,03	0,93	
	σ_1 (KN/m ²)	1012,91	783,81	198,11	
	N ₁ (KN)	1277,02	1036,52	652,39	
	N ₂ (KN)	466,16	387,10	259,81	
Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	36,70	29,79	18,75	
	A _{v2} (cm ²)	13,78	13,52	12,21	
	A _{vi} (cm ²)	20,45	25,80	17,10	
	A ₁ (cm ²)	41,81	36,24	23,03	
	A ₂ (cm ²)	18,89	19,97	16,49	
Armatures minimales	A _{min} (cm ²)	13,78	13,52	12,21	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{v1} adopté (cm ²)	2x(11HA16)	2x(11HA16)	2x(11HA12)	
	A _{v2} adopté (cm ²)	2x(8HA14)	2x(8HA14)	2x(8HA12)	
	S _t (cm)	20	20	20	
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)	15,18	15,37	15,56	
	Choix des barres / nappe (cm ²)	2x(8HA12)	2x(8HA12)	2x(8HA12)	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	
Armature transversal	A _t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u (MPa)	0,58	0,73	0,47
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	0,82	1,02	0,67
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc} (Mpa)	3,47	2,99	2,50

Ferrailage du voile VT1 = 4,8 m

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,7	2,7	2,7	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,54	0,54	0,54	
	H (m)	4,10	3,06	3,06	
	h _e (m)	3,65	2,61	2,61	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3063	1932	911	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6763	-5039	-3711	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	466,16	387,10	259,81	
	N _s (KN)	1277,02	1036,52	653,39	
	L _c (m)	0,63	0,57	0,41	
	L _t (m)	1,39	1,48	1,66	
	d (m)	0,42	0,38	0,27	
	σ_1 (KN/m ²)	4726,83	3745,20	3109,22	
	N ₁ (KN)	248,16	177,90	104,94	
	N ₂ (KN)	603,22	603,22	230,18	
Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	17,33	11,99	6,61	
	A _{v2} (cm ²)	7,13	5,11	3,54	
	A _{vi} (cm ²)	8,49	21,75	10,97	
	A ₁ (cm ²)	19,45	17,43	9,35	
	A ₂ (cm ²)	9,25	10,55	6,28	
Armatures minimales	A _{min} (cm ²)	5,51	4,99	3,54	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{v1} adopté (cm ²)	2x(5HA16)	2x(5HA16)	2x(5HA12)	
	A _{v2} adopté (cm ²)	2x(5HA14)	2x(5HA12)	2x(5HA12)	
	S _t (cm)	20	20	20	
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)	15,18	15,37	15,56	
	Choix des barres / nappe (cm ²)	2x(8HA12)	2x(8HA12)	2x(8HA12)	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	
Armature transversal	A _t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u (MPa)	0,48	1,22	0,61
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	0,68	1,71	0,85
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc} (Mpa)	6,65	5,13	4,10

Ferrailage du voile VT2 = 2,7 m

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,25	1,25	1,25	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,25	0,25	0,25	
	H (m)	4,10	3,06	3,06	
	h _e (m)	3,65	2,61	2,61	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3669	2177	1120	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-5696	-4180	-2622	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	199,79	350,55	274,58	
	N _s (KN)	1537,21	1246,35	841,81	
	L _c (m)	0,39	0,34	0,31	
	L _t (m)	0,61	0,66	0,71	
	d (m)	0,26	0,22	0,20	
	σ_1 (KN/m ²)	3268,20	2786,67	1888,57	
	N ₁ (KN)	291,34	191,58	112,67	
	N ₂ (KN)	106,22	76,63	47,21	
	Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	8,37	5,50	3,24
A _{v2} (cm ²)		3,41	2,89	2,62	
A _{vi} (cm ²)		7,69	13,50	10,57	
A ₁ (cm ²)		10,30	8,88	5,88	
A ₂ (cm ²)		5,33	6,27	5,26	
Armatures minimales	A _{min} (cm ²)	3,41	2,89	2,63	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{v1} adopté (cm ²)	2x(3HA16)	2x(3HA14)	2x(3HA12)	
	A _{v2} adopté (cm ²)	2x(3HA14)	2x(3HA14)	2x(3HA12)	
	S _t (cm)	30	30	30	
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)	3,75	3,75	3,84	
	Choix des barres / nappe (cm ²)	(6HA10)	(6HA10)	(6HA10)	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	
Armature transversal	A _t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u (MPa)	0,89	1,56	1,19
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	1,24	2,18	1,67
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc} (Mpa)	5,73	4,72	3,11

Ferrailage du voile VT3 = 1,25 m

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,3	1,3	1,3	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,26	0,26	0,26	
	H (m)	4,10	3,06	3,06	
	h _e (m)	3,65	2,61	2,61	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3943	2303	1197	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-7715	-5786	-4219	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	429,59	923,6	500,9	
	N _s (KN)	2338,3	2091,1	1707,12	
	L _c (m)	0,47	0,40	0,31	
	L _t (m)	0,93	1	1,11	
	d (m)	0,31	0,27	0,21	
	σ_1 (KN/m ²)	5143,33	4223,78	3424,39	
	N ₁ (KN)	498,26	337,83	200,64	
	N ₂ (KN)	199,30	142,55	89,89	
	Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	14,32	9,71	5,77
A _{v2} (cm ²)		5,73	4,10	2,76	
A _{vi} (cm ²)		16,54	35,56	19,28	
A ₁ (cm ²)		18,46	18,6	10,59	
A ₂ (cm ²)		9,87	13	7,58	
Armatures minimales	A _{min} (cm ²)	4,07	3,54	2,76	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{v1} adopté (cm ²)	2x(5HA16)	2x(5HA16)	2x(5HA12)	
	A _{v2} adopté (cm ²)	2x(5HA14)	2x(5HA14)	2x(5HA12)	
	S _t (cm)	30	30	30	
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)	5,25	5,25	5,34	
	Choix des barres / nappe (cm ²)	(6HA12)	(6HA12)	(6HA12)	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	
Armature transversal	A _t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u (MPa)	1,36	2,93	1,56
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	1,10	4,1	2,19
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc} (Mpa)	6,15	5,50	4,53

Ferrailage du voile VL1 = 1,30 m

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,25	1,25	1,25	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,25	0,25	0,25	
	H (m)	4,10	3,06	3,06	
	h _e (m)	3,65	2,61	2,61	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3063	1932	911	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6763	-5039	-3711	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	220,43	564,89	285,04	
	N _s (KN)	3590,15	2772,32	2204,69	
	L _c (m)	0,63	0,57	0,41	
	L _t (m)	0,62	0,68	0,84	
	d (m)	0,42	0,38	0,27	
	σ_1 (KN/m ²)	4726,83	3745,20	3109,22	
	N ₁ (KN)	603,22	417,25	230,18	
	N ₂ (KN)	248,16	177,90	104,94	
Armatures verticales	A _{v1} (cm ²)	17,33	11,99	6,61	
	A _{v2} (cm ²)	7,13	5,11	3,54	
	A _{vi} (cm ²)	8,49	21,75	10,97	
	A ₁ (cm ²)	19,45	17,43	9,35	
	A ₂ (cm ²)	9,25	10,55	6,28	
Armatures minimales	A _{min} (cm ²)	5,51	4,99	3,54	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{v1} adopté (cm ²)	2x(5HA16)	2x(5HA16)	2x(5HA12)	
	A _{v2} adopté (cm ²)	2x(5HA14)	2x(5HA12)	2x(5HA12)	
	S _t (cm)	30	30	30	
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)	7,59	7,68	7,78	
	Choix des barres / nappe (cm ²)	2x(6HA10)	2x(6HA10)	2x(6HA10)	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	
Armature transversal	A _t adoptées	4 épingles de HA8 / m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u (MPa)	0,48	1,22	0,61
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b (MPa)	0,68	1,71	0,85
	ELS $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc} (Mpa)	6,65	5,13	4,10

Ferrailage du voile VL2 = 1,25 m

Voile	Zone	Bande 1	Bande 2	A_H	e_H	A_t
L=4,8 m	I	2×11HA16	2×8HA14	2×8HA12	20	4HA8
	II	2×11HA16	2×8HA14	2×8HA12	20	4HA8
	III	2×11HA12	2×8HA12	2×8HA12	20	4HA8
L=2,7 m	I	2×8HA16	2×5HA14	6HA12	20	4HA8
	II	2×8HA14	2×5HA14	6HA12	20	4HA8
	III	2×8HA12	2×5HA12	6HA12	20	4HA8
L=1,25 m	I	2×3HA16	2×3HA14	6HA10	20	4HA8
	II	2×3HA14	2×3HA14	6HA10	20	4HA8
	III	2×3HA12	2×3HA12	6HA10	20	4HA8
L=1,3 m	I	2×5HA16	2×5HA14	6HA12	20	4HA8
	II	2×5HA16	2×5HA14	6HA12	20	4HA8
	III	2×5HA12	2×5HA12	6HA12	20	4HA8
L=1,25 m	I	2×5HA16	2×5HA14	2×6HA10	20	4HA8
	II	2×5HA16	2×5HA14	2×6HA10	20	4HA8
	III	2×5HA12	2×5HA12	2×6HA10	20	4HA8

CHAPITRE VI :
ETUDE DU VOILE
PERIPHERIQUE

VI. Calcul du voile périphérique :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous : Épaisseur ≥ 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

VI.1. Pré dimensionnement du voile périphérique :(Article : 10-1.2 : RPA 99 mod 2003)

L'article prévoit une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 25 cm.

VI.2. Contrainte des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi}$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

VI.3. Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

VI.4. Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi} = \frac{1 - \sin(30)}{\cos(30)} = 0,577$$

$$\sigma_V = q + \gamma h$$

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(1,35 \times \gamma \times h) + (1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 0,577 \times 10 = 8,655 \text{ KN/m}^2.$$

$$h = 4,1 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 \times (1,35 \times 18 \times 4,1 + 1,5 \times 10) = 66,14 \text{ KN/m}^2.$$

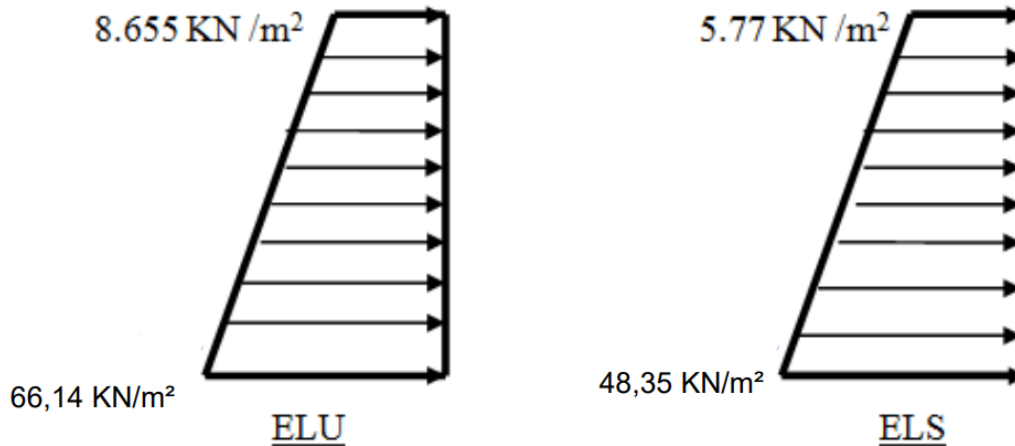
- ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,577 \times 10 = 5,77 \text{ KN/m}^2.$$

$$h = 4,1 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 \times (18 \times 4,1 + 10) = 48,35 \text{ KN/m}^2.$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes :

$$\text{A l'ELU: } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 66,14 + 8,655}{4} = 51,768 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 48,35 + 5,77}{4} = 37,705 \text{ KN/ml.}$$

VI.4.1. Ferrailage du voile périphérique :

1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

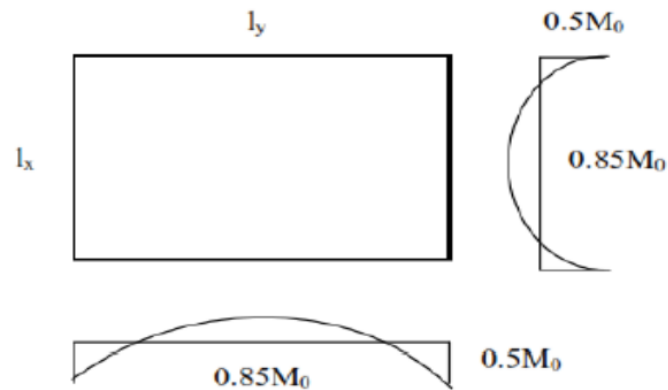
2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85

- Moment aux appuis: 0.5



- **Identification des panneaux :**

$$l_x = 4,01 \text{ m}$$

$$l_y = 5,50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,10}{5,50} = 0,74 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- **A l'ELU :**

$$\rho = 0,74 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0634 \\ U_y = 0,494 \end{cases}$$

$$M_{0x} = U_x \times ql_x^2 = 0,0634 \times 51,768 \times 4,10^2 = 55,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = U_y \times M_{0x} = 0,494 \times 55,17 = 27,25 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens X-X :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 55,17 = 27,58 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 55,17 = 46,89 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 27,25 = 13,62 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 27,25 = 23,16 \text{ KN.m}$

- **A l'ELS :**

$$\rho = 0,74 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0696 \\ U_y = 0,632 \end{cases}$$

$$M_{0x} = U_x \times ql_x^2 = 0,0696 \times 37,705 \times 4,10^2 = 44,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = U_y \times M_{0x} = 0,632 \times 44,11 = 27,87 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens X-X :**

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 44,11 = 22,05 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 44,11 = 37,49 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 27,85 = 13,92 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 27,85 = 23,67 \text{ KN.m}$

VI.5. Calcul des sections d'armatures :**a) Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et à la travée.

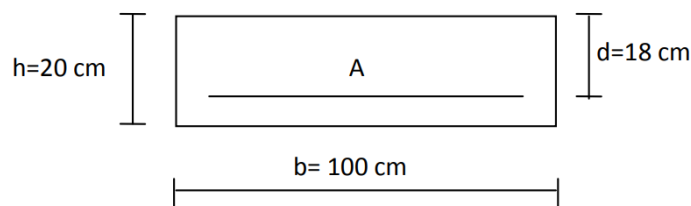


Figure VI.2 : une section rectangulaire d'une bande de 1 ml.

- Les armatures verticales :**

$$\begin{cases} u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ avec: } f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa.} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \text{ avec: } \sigma_{st} = 384 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

Armatures minimales :

$$\begin{cases} \text{RPA: } A_{\min} = 0,1\% \cdot b \cdot h \\ \text{BAEL: } A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \end{cases}$$

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_i	Section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	S_t
X-X	Appuis	27,58	0,059	0,392	SSA	0,969	4,11	2	5HA12 = 5,65	25
	Travée	46,89	0,101	0,392	SSA	0,995	6,81	2	5HA14 = 7,70	25
Y-Y	Appuis	13,62	0,029	0,392	SSA	0,985	2,00	2	5HA10 = 3,92	25
	Travées	23,16	0,050	0,392	SSA	0,974	3,44	2	5HA10 = 3,92	25

1. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 10 \times 20 = 2\text{cm}^2$.

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VL6. Vérification à l'ELS :

• Vérification de la contrainte dans le béton :

La vérification consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus. Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

On doit vérifier que :

- Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15 \text{ Mpa}$.

Ou bien : $\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

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

- Pour l'acier aucune limitation des contraintes, lorsque les fissurations considérant comme préjudiciable.

Tableau des vérifications de la contrainte de voile périphérique pour le béton à l'ELS :

Sens	Zone	M _u	M _s	μ _s	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appuis	27,58	22,05	0,047	1,25	0,060	0,375	25
	Travée	46,89	37,49	0,081	1,25	0,105	0,375	25
Y-Y	Appuis	13,62	13,92	0,030	0,97	0,038	0,235	25
	Travées	23,16	23,67	0,051	0,97	0,065	0,235	25

Donc les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

La condition : $\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

- **Etat limite de déformation:**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total **20 cm**

L : portée entre nus d'appuis **b = 1 m**

M_t^{max} : Moment max a l'ELS

$$M_t^{\max} = 37,49 \text{ KN.m}$$

M₀ : Moment max de la travée isostatique.

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 37,705 \times \frac{4,10^2}{8} = 79,22 \text{ KN.m}$$

A_{st} : Section des armatures **5,65 cm²**

b : largeur de la section **100 cm**

d : hauteur utile de la section droite **18 cm**

A.N :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0,20}{1} = 0,20 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0,20 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{37,49}{10 \times 79,22} = 0,04 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

CHAPITRE VII :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie enterrée d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ($\overline{\sigma_{sol}}$).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ (ELU)
- $\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\}$ (Article 10.1.4.1 du RPA99)

VII.2. Étude du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII.3. Choix du type de fondations :

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.
- La raison économique.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII.3.1. Semelles isolées :

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_s^{\max}}{S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

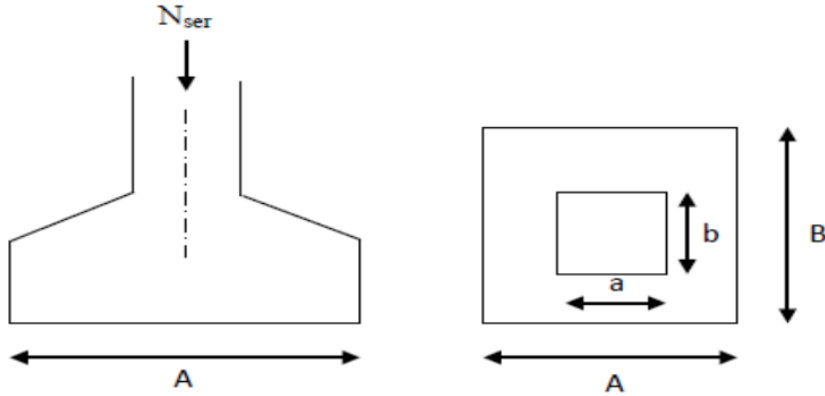


Figure VII.1 : Semelle isolée.

Avec :

N_s^{\max} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ROBOT).

S : Surface d'appui de la semelle ($S = A \times B$).

$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol donné par le rapport géotechnique.

➤ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 = k$$

alors: $B \geq \sqrt{\frac{N_s^{\max}}{k \times \overline{\sigma}_{\text{sol}}}}$ avec: $N_s^{\max} = 1065,87 \text{ KN}$; $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$.

donc: $B \geq \sqrt{\frac{1065,87}{1 \times 2 \times 10^2}} = 2,30 \text{ m}$.

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

VII.3.2. Semelles filantes :

1. Semelles filantes sous voiles « S₁ » :

$$\frac{N_s^{\max}}{S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_s^{\max}}{\overline{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

Avec :

- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

➤ **Détermination de la surface totale des semelles sous voiles :**

Ns (KN)	L (m)	B (m)	Nombre « n »	Surface (m ²) [S = B × L × n]
1347,66	4,8	1,40	1	6,72
1425,79	2,7	2,64	2	14,256
1003,23	1,3	3,85	4	20,02
999,86	1,25	3,99	6	29,925
S totale des semelles sous voiles				70,921

2. Semelles filantes sous poteaux « S₂ » :

Etape de calcul :

Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum N_i$)

Puis la coordonnées de cette résultante : « e » ($e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$)

e_i : est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge N_i .

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

Si : $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

VII.3.3. Radier général :

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

VII.3.3.1 Pré dimensionnement :

- Epaisseur de la dalle du radier « h_r »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{550}{20} = 27,5 \text{ cm} \rightarrow h_r = 30 \text{ cm.}$$

Donc le choix final : on opte pour **$h_r = 30 \text{ cm}$** .

- Epaisseur des nervures « h_n »

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow 68,75 \text{ cm} \leq h_n \leq 110 \text{ cm}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \rightarrow \text{Condition de la longueur élastique.}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique.
- K : Module de raideur du sol, rapporte à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$.
- I : L'inertie de la section.

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

- E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa.}$$

- L_{\max} : Distance entre axes maximale des poteaux.

D'où :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,18 \text{ m} = 118 \text{ cm.}$$

Donc le choix final : on opte pour **$h_n = 120 \text{ cm}$** .

- **Largeur de la nervure « b_n » :**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \Rightarrow 0,4 \times 120 \leq b_n \leq 0,7 \times 120 \Rightarrow 48 \text{ cm} \leq b_n \leq 84 \text{ cm}$$

Donc le choix final : on opte pour **$b_n = 60 \text{ cm}$** .

- **Epaisseur de la dalle flottante « h_d » :**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \rightarrow \frac{550}{50} \leq h_d \leq \frac{550}{40} \rightarrow 11 \text{ cm} \leq h_d \leq 13,75 \text{ cm}$$

Donc le choix final : on opte pour **$h_d = 12 \text{ cm}$** .

Conclusion :

- Hauteur des nervures : **$h_n = 120 \text{ cm}$** .
- Largeur des nervures : **$b_n = 60 \text{ cm}$** .
- Hauteur de la dalle du radier : **$h_r = 30 \text{ cm}$** .
- Hauteur de la dalle flottante : **$h_d = 12 \text{ cm}$** .
- Enrobage : **$c = 3 \text{ cm}$ (Art A.7.1 du BAEL 91)**

VII.3.3.2 Détermination de la surface du radier :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N_s : Effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que :

$$N_s = G_{ss} + Q_{ss}$$

Du logiciel ROBOT :

$$G_{ss} = 15137,76 \text{ KN et } Q_{ss} = 20496,16 \text{ KN}$$

Donc : **$N_s = 35633,92 \text{ KN}$** .

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{35633,92}{200} = 178,16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 178,16 \text{ m}^2 < S_{\text{batiment}} = 254,03 \text{ m}^2$$

Donc la surface du radier est égale à celle de la structure (m^2) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left\{\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right\} = \max\left\{\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right\} = 60 \text{ cm}$$

On prend : **$L_{\text{débord}} = 60 \text{ cm}$** .

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{batiment}} + (P_{\text{batiment}} \times L_{\text{débord}})$$

$$S_{\text{radier}} = 254,03 + (64,8 \times 0,6) = 292,91 \text{ m}^2$$

VII.3.3.3 Détermination des sollicitations à la base du radier :

➤ **Poids propre du radier « G radier » :**

- Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :
- Poids propre de la dalle du radier « G1 ».
- Poids propre des nervures « G2 ».
- Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G3 ».
- Poids propre de la dalle flottante « G4 ».

➤ **Détermination du poids propre du radier :**

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultats (KN)
G₁	$(S_{\text{radier}} \times h_r) \times \rho_{\text{béton}}$	$(292,91 \times 0,3) \times 25$	2196,82
G₂	$[b_n \times (h_n - h_r)] \times L_{\text{nervure}} \times \rho_{\text{béton}}$	$[0,6 \times (1,2 - 0,3)] \times 123,8 \times 25$	1671,3
G₃	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times (h_n - h_r)] \times \rho_{\text{remblai}}$	$[(292,91 - 61,9) \times (1,2 - 0,3)] \times 17$	1413,78
G₄	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times h_d] \times \rho_{\text{béton}}$	$[(292,91 - 61,9) \times 0,12] \times 25$	693,03
G_{radier}	$\sum G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	$2196,82 + 1671,3 + 1413,78 + 693,03$	6244,93

- **Surcharge d'exploitation du radier :**

$Q_{2s-s} = 2,5 \text{ KN/m}^2$ pris du **DTR page 18**

$$Q_{\text{radier}} = Q_{2s-s} \times S_{\text{radier}} = 2,5 \times 292,91 = 732,275 \text{ KN}$$

- **Charges et surcharges totale de la structure :**

$$G_{\text{total}} = G_{2ss} + G_{\text{radier}} = 15137,76 + 6244,93 = 21382,69 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{2ss} + Q_{\text{radier}} = 20496,16 + 732,275 = 21228,43 \text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35G_{\text{total}} + 1,5Q_{\text{total}} = 13,5 \times 21382,69 + 1,5 \times 21228,43 = 60709,27 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_u = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 21382,69 + 21228,43 = 42611,12 \text{ KN}$$

VIII.3.3.4. Vérifications :

a. Vérification au cisaillement : (A.5.1 ,211 du BAEL 99)

Il faut vérifier que :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = \min(2,5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = \mathbf{2,5 \text{ Mpa}} \rightarrow \text{fissuration prejudiciable.}$$

$$V_u = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{60709,27 \times 1}{292,91} \times \frac{5,5}{2} = 569,97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{569,97 \times 10^3}{10^3 \times 270} = \mathbf{2,11 \text{ Mpa}} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement.

b. Poinçonnement : (BAEL 91 / Art. A.5.2, 42)

Il s'agit de vérifier que :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : L'épaisseur totale des nervures.

- **Sous poteau :**

$$U_c = 2[U + V] = 2[u + v + 2h] = 2 \times [0,4 + 0,4 + 2] = 5,6 \text{ m}$$

- **Sous voile :**

$$U_c = 2[U + V] = 2[u + v + 2h] = 2 \times [0,2 + 4,8 + 2] = 14 \text{ m}$$

- **Sous poteau :**

$$N_u = 1065,87 \text{ KN} \leq 0,045 \times 5,6 \times 1 \times \frac{25000}{1,5} = 4200 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Sous voile :**

$$N_u = 1956,78 \text{ KN} \leq 0,045 \times 14 \times 1 \times \frac{25000}{1,5} = 10500 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c. Stabilité au renversement : (Art. 10.1.5 du RPA 99)

Selon l'article, il faut que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Sens X-X :

$$e = \frac{23955,599}{21998,251} = 1,08 \text{ m} \leq \frac{17,8}{4} = 4,45 \text{ m}$$

- Sens Y-Y :

$$e = \frac{21622,886}{21998,251} = 0,98 \text{ m} \leq \frac{10,3}{4} = 2,57 \text{ m}$$

→ La condition est vérifiée dans les deux sens, il n'y a pas de risque de renversement.

d. Vérification de la stabilité du radier :

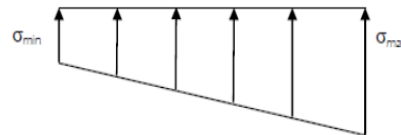
La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \times h$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_2$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_1$$



Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure, $h = h_n + h_d = 120 + 30 = \mathbf{150cm}$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

- L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$ (d'après le DTU 13.12/2,31).
- L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$ (d'après le DTU 13.12/2,31).

$$\text{Avec : } \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} V.$$

V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 5,15 \text{ m} ; \quad X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 8,9 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{17,8 \times 10,3^3}{12} = 1620,87 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{10,3 \times 17,8^3}{12} = 4840,78 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 5,15 \text{ m} \\ X_Y = 8,9 \text{ m} \\ I_{xx} = 1620,87 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 4840,78 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Sens X-X :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{21998,251}{292,91} + \frac{23955,599}{1620,87} \times 8,9 = 206,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{21998,251}{292,91} - \frac{23955,599}{1620,87} \times 8,9 = 56,43 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où: \sigma_m = \frac{3 \times 206,63 + 56,43}{4} = 169,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 169,08 \text{ KN/m}^2 \times 10^{-3} = 0,169 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{21998,251}{292,91} + \frac{23955,599}{4840,78} \times 5,15 = 100,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{21998,251}{292,91} - \frac{23955,599}{4840,78} \times 5,15 = 49,61 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où: \sigma_m = \frac{3 \times 100,58 + 49,61}{4} = 87,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 87,83 \text{ KN/m}^2 \times 10^{-3} = 0,087 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Poussée hydrostatique :**

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier ($P = 21998.251 \text{ KN}$).
- F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1,5$).
- w : Poids volumique de l'eau ($w = 10 \text{ KN/m}^3$).
- h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$).
- S : Surface du radier ($S = 292,91 \text{ m}^2$).

Donc :

$$21998,251 \text{ KN} \geq 1,5 \times 1 \times 292,91 \times 10 = 43936,5 \text{ KN}$$

→ **La condition est vérifiée**, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.4 Ferrailage du radier :

VII.4.1 Ferrailage de la dalle du radier :

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité.

Ce ferrailage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

➤ **Dimensions du panneau le plus sollicité :**

$$l_x = L_x - b_n = 4,8 - 0,6 = 4,2 \text{ m}$$

$$l_y = L_y - b_n = 5,5 - 0,6 = 4,9 \text{ m}$$

$$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,2}{4,9} = 0,8 < 1 \rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens}$$

➤ **Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau :**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$\text{Sens } l_x \text{ (petite portée)} : M_{0x} = u_x \times p \times l_x^2$$

$$\text{Sens } l_y \text{ (Grande portée)} : M_{0y} = u_y \times M_{0x}$$

Où :

u_x et u_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL.91, en fonction du rapport :

$$\alpha = \rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Donc :

$$\text{pour : } \rho = \frac{I_x}{I_y} = 0,8$$

$$u_x = 0,0565$$

$$u_y = 0,595$$

p : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise. Donc :

➤ **A P'ELU :**

$$P_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \left(1,35 \times \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} \right) = \frac{126909,54}{292,91} - \left(1,35 \times \frac{11586,6}{292,91} \right) = 218,82 \text{ Mpa}$$

➤ **A P'ELS :**

$$P_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} - \left(1,35 \times \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} \right) = \frac{88924,183}{292,91} - \left(1,35 \times \frac{11586,6}{292,91} \right) = 152,09 \text{ Mpa}$$

➤ **A P'ELU :**

$$M_{xu} = [u_x \times p_u \times l_x^2] \times 1\text{ml} = [0,0565 \times 218,82 \times 4,2^2] \times 1 = 126,6 \text{ KN. m}$$

$$M_{yu} = [u_y \times M_{xu}] \times 1\text{ml} = [0,595 \times 126,6] \times 1 = 75,33 \text{ KN. m}$$

➤ **A P'ELS :**

$$M_{xs} = [u_x \times p_s \times l_x^2] \times 1\text{ml} = [0,0565 \times 152,09 \times 4,2^2] \times 1 = 87,99 \text{ KN. m}$$

$$M_{ys} = [u_y \times M_{xs}] \times 1\text{ml} = [0,595 \times 87,99] \times 1 = 52,36 \text{ KN. m}$$

➤ **Correction des moments :**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son contour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives.

Donc :

➤ **A l'ELU :**

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 126,6 = 107,61 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 \times 75,33 = 64,03 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_{1x}^a = -0,5 \times 126,6 = -63,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{2x}^a = -0,3 \times 126,6 = -37,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y}^a = -0,5 \times 75,32 = -37,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{2x}^a = -0,3 \times 75,32 = -22,6 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS :**

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 87,99 = 74,79 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 \times 52,36 = 44,50 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_{1x}^a = -0,5 \times 87,99 = -44 \text{ KN.m}$$

$$M_{2x}^a = -0,3 \times 87,99 = -26,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y}^a = -0,5 \times 52,36 = -26,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{2x}^a = -0,3 \times 52,36 = -15,71 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1 m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier :**

Zone	Sens	M _u (KN.m)	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)		S _t (cm)
En travée	x-x	107,61	12,1	(8HA16)	16,08	14
	y-y	64,03	7,0	(7HA14)	10,77	15
Aux appuis	x-x	-63,3	7,0	(8HA14)	12,31	14
	y-y	-37,66	4,1	(7HA12)	7,92	15

VII.4.2 Vérifications l'ELU :**a. Condition de non-fragilité (B.7.4 BAEL 99) :**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

Avec :

- ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».
- ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0,0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm .

➤ **Sens x-x :**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \rightarrow A_x \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \times (b \cdot h) = 0,0008 \times \frac{3 - 0,8}{2} \times 100 \times 30 = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 2,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \rightarrow A_y \geq \rho_0 \times \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \times (b \cdot h) = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 2,4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

a. Diamètre maximal des barres : (A.7.2, 1 du BAEL 99) [3]

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

VII.4.3 Vérification des contraintes l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \leq \min(266,66; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\phi_{\text{adopté}} = 12 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 99)

Pour des charges réparties seulement :

Direction (x-x): $St = 14 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

Direction (y-y): $St = 15 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

VII.4.4. Vérification des contraintes l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \leq \min(266,66; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

2. Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Ou : β_1 et K_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de :

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

- **Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier :**

Zone	Sens	M _s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β ₁	K ₁	σ _{st} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{st}	σ̄ _{bc}	Obs.
En travée	x-x	74,79	16,08	0,60	0,885	28,48	194,6	6,83	201,63	15	C.V
	y-y	44,50	10,77	0,398	0,903	36,55	169,5	4,63			C.V
Aux appuis	x-x	-44	12,31	0,460	0,897	33,54	147,6	4,40			C.V
	y-y	-26,18	7,92	0,29	0,915	43,82	133,8	3,05			C.V

VII.4.5 Ferrailage du débord :

Remarque :

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII.4.6. Ferrailage des nervures :

- Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.
- Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens.

$$\left(0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \right)$$

Donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.
- Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » en page 174 une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties).

-

Détermination des sollicitations :➤ **Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens x-x :**

Travées	L_x	Chargement	L_m	L_t	ELU			ELS		
					q_u	q_{um}	q_{ut}	q_s	q_{sm}	q_{st}
1-2	3,4	triangulaire	1,132	0,85	218,82	233,04	175,056	152,09	186,496	140,047
2-3	3,4	triangulaire	1,132	0,85	218,82	218,60	164,115	152,09	213,688	160,470
3-4	5,5	triangulaire	1,831	1,37	218,82	196,71	147,70	152,09	147,633	110,870
4-5	5,5	triangulaire	1,831	1,37	218,82	189,49	142,23	152,09	132,111	99,2

➤ **Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens y-y :**

Travées	L_x	Chargement	L_m	L_t	ELU			ELS		
					q_u	q_{um}	q_{ut}	q_s	q_{sm}	q_{st}
A - B	5,5	triangulaire	1,831	1,375	218,82	262,36	196,94	152,09	182,36	140,047
B - C	4,8	triangulaire	1,598	1,2	218,82	291,47	218,82	152,09	205,58	160,470

Remarque :

Les charges q_{mu} , q_{tu} et q_{ms} agissant sur les nervures trouvées dans les tableaux ci-dessus sont celles engendrées par un seul panneau. Étant donné que les nervures les plus sollicitées sont les nervures intermédiaires (Du milieu), il faut multiplier ces charges (q_{mu} , q_{tu} et q_{ms}) par 2 (Car les panneaux ont les mêmes dimensions et le même chargement). Donc, les schémas statiques de calcul sont les suivants

➤ **Calcul des efforts internes :**

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

Sens x-x :

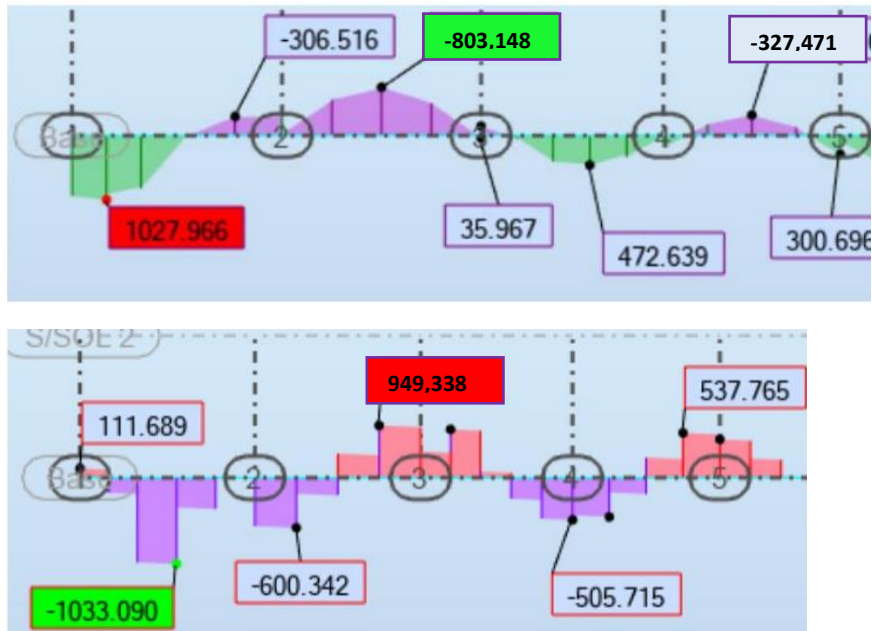


Figure VIII.2: Diagramme des efforts internes à l'ELU dans le sens x-x.

Sens y-y :

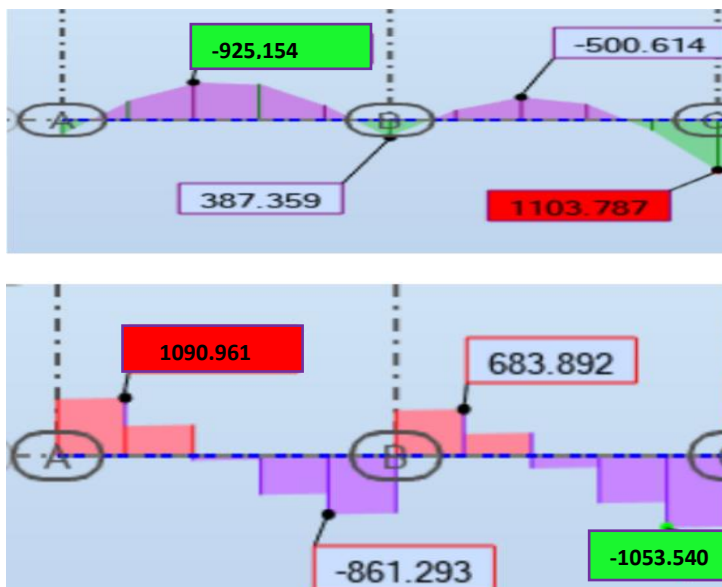


Figure VII.3: Diagramme des efforts internes à l'ELU dans le sens y-y.

➤ **Calcul des armatures :**

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	$M_{u,max}$	Zone	A (cm ²)	A adopté (cm ²)
X-X	-803,148	Travée	25,1	(5HA20)+(10HA16) = 35,8
	1027,966	Appuis	37,2	(5HA20)+(15HA16) = 45,81
Y-Y	-925,154	Travée	29,2	(10HA20)+(5HA16) = 41,46
	1103,787	Appuis	35,4	(10HA20)+(10HA16) = 51,51

VII.4.7. Vérifications l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (A.4.2.1 du BAEL 99)

$$A_{min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 7,245 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à Amin. La condition est donc vérifiée.

b. Vérification au cisaillement : (A.5.1 ,211 du BAEL 99)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

➤ **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{1033,09 \times 10^3}{600 \times 950} = 1,81 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\tau_u = \frac{1090,961 \times 10^3}{600 \times 950} = 1,91 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

→ **La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.**

c. Vérification de l'adhérence des barres : (A.6.1 ,3 du BAEL 99)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Où :

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \times \sum \mu_i}$$

Où : $\sum \mu_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

➤ **Sens x-x :**

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = (5 \times 3,14 \times 20) + (15 \times 3,14 \times 16) = 1067,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1033,090 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 1067,6} = 1,131 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = (10 \times 3,14 \times 20) + (10 \times 3,14 \times 16) = 1130,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1090,961 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 1130,4} = 1,128 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

→ **La condition est vérifiée**, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Calcul des armatures transversales : (A.7.2, 2 du BAEL 99)

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1\right) = \min(2,86; 6; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\emptyset 10$.

$$(A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2)$$

e. Armatures transversales minimales : (Art. 7.5.2.2 du RPA 99/2003)

$$A_{t,\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2 < A_{t,\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

→ **La condition vérifiée.**

f. Espacement des armatures transversales :**1. Article A.5.1, 23 du BAEL 99 [3]**

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3f_{tj})}{0,9f_e} \rightarrow S_t = \frac{0,9f_e \times A_t}{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3f_{tj}) \times b_0}$$

$$S_t = \frac{0,9 \times 400 \times 3,14}{1,15 \times (2,02 - 0,3 \times 2,1) \times 60} = 11,79 \text{ m}$$

2. Article 7.5.2.2 du RPA 99 version 2003

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(25; 30) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t^{\max} \leq \min(25 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

g. Espacement maximal des armatures transversales : (A.5.1 ,22 du BAEL 99)

$$S_t^{\max} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(81; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t^{\max}_{\text{adoptée}} = 20 \text{ cm} \leq S_t^{\max} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

h. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure 7.5 du RPA 99 version 2003 en page 68 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2 \times h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm}$$

➤ Armatures de peau (A.8.3 du BAEL 91 modifié 99) [3]

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. D'où :

$$A_{\text{peau}} = 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

VII.4.8. Vérification des contraintes l'ELS :

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

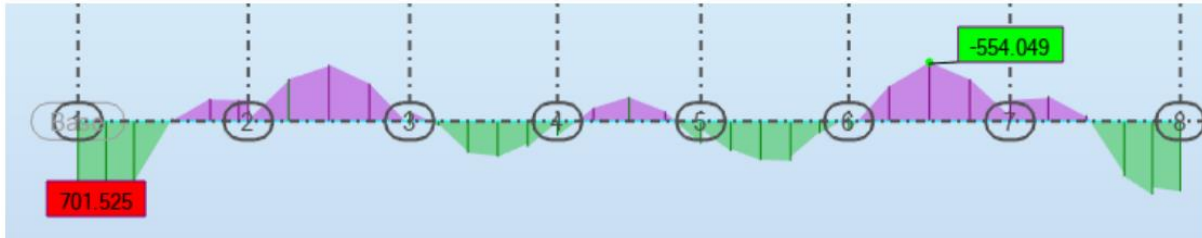


Figure VIII.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens x-x).

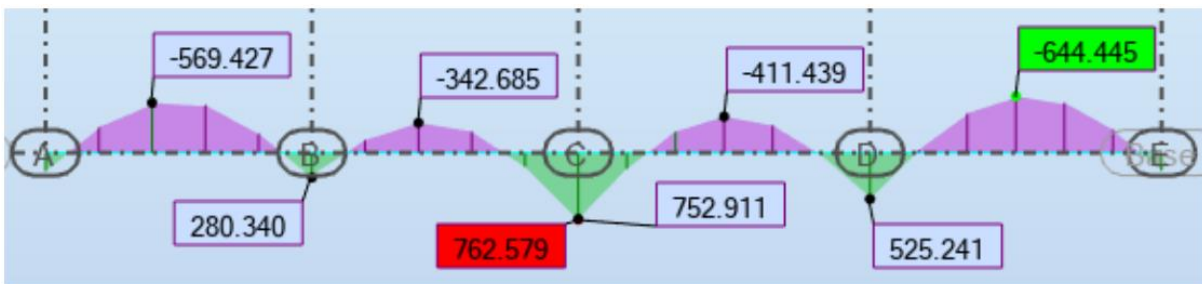


Figure VII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens y-y).

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \leq \min(266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

2. Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Ou : β_1 et K_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de :

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures :

Zone	Sens	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs.
En travée	x-x	554,049	35,8	0,633	0,883	27,73	184,49	6,65	201,63	15	C.V
	y-y	701,025	45,81	0,803	0,872	24,01	184,85	7,69			C.V
Aux appuis	x-x	644,445	41,46	0,727	0,877	25,57	186,56	7,29			C.V
	y-y	762,579	51,51	0,903	0,866	22,29	179,94	8,07			C.V

VII.5. Conclusion :

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

1. La dalle du radier (y compris les débords) :

➤ Sens X-X :

En travée (Lit supérieur) : 8HA16/ml (St= 14 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 8HA14/ml (St= 14 cm).

➤ Sens Y-Y :

En travée (Lit supérieur) : 8HA 14/ml (St= 15 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 8HA 12/ml (St= 15 cm).

2. Les nervures :

➤ Sens des petites portées X-X :

Armatures supérieures (En travée) :(5HA20) + (10HA16).

Armatures inférieures (Aux appuis) :(5HA20) + (15HA16).

➤ Sens des grandes portées Y-Y :

Armatures supérieures (En travée) :(10HA20) + (5HA16).

Armatures inférieures (Aux appuis) :(10HA20) + (10HA16).

➤ Armatures de peau: 2HA 14 (Pour toutes les nervures).

CONCLUSION

L'étude de ce projet a marqué ma première incursion dans le monde professionnel. Elle m'a offert un aperçu des responsabilités, des méthodes de travail et des procédures suivies par un ingénieur en génie civil, me permettant ainsi d'appliquer les connaissances acquises au cours de ma formation.

Ce travail m'a permis de constater l'évolution significative du génie civil à tous les niveaux, en mettant particulièrement l'accent sur l'impact de l'informatique. J'ai également exploré de nombreuses notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, ainsi que des divers documents techniques réglementaires, tout en comprenant leurs applications pratiques. De plus, j'ai acquis des compétences précieuses, notamment dans l'utilisation de logiciels tels que ROBOT (utilisé pour le calcul de ma structure) et AUTOCAD. Les difficultés rencontrées au cours de cette étude m'ont poussé à rechercher et à approfondir des méthodes que je n'avais pas eu l'occasion d'étudier dans le cadre de notre formation académique. Cela a renforcé ma compréhension en génie civil.

Il est important de souligner que l'étude en génie civil d'un bâtiment ne se limite pas à l'application de formules mathématiques pour les calculs, mais implique également une compréhension approfondie du fonctionnement et du comportement des structures face aux charges externes et internes.

En fin de compte, j'espère que ce modeste travail servira de point de départ pour d'autres projets au cours de ma carrière professionnelle. J'espère qu'il sera utile pour les promotions futures dans leurs travaux et projets.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

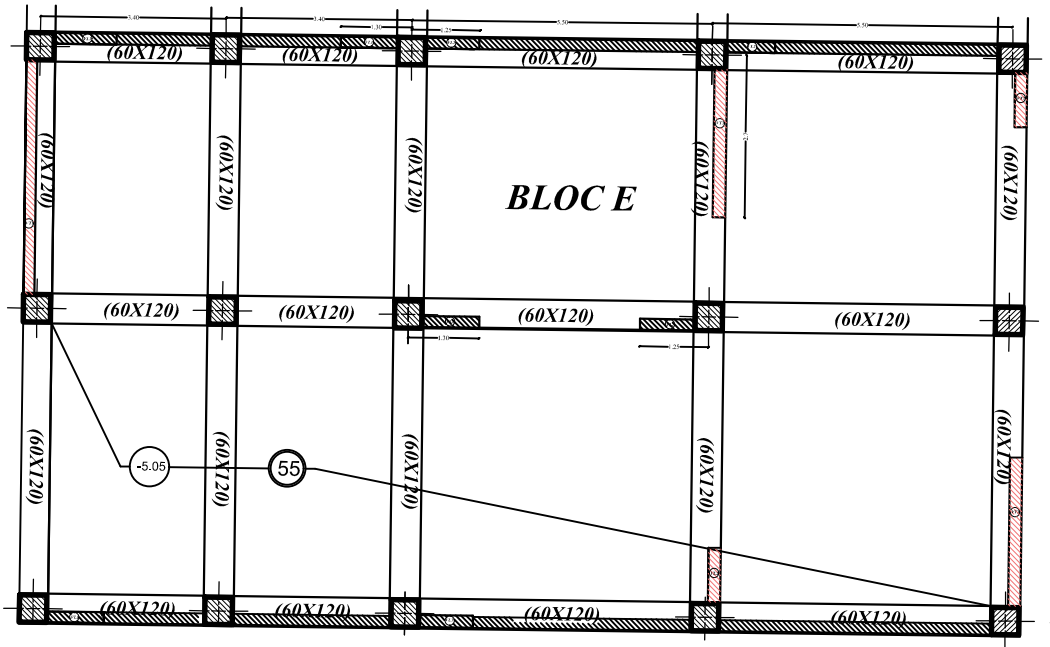
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Support AUTODESK.

Logiciels :

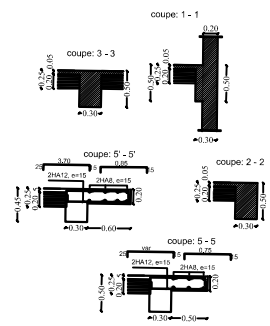
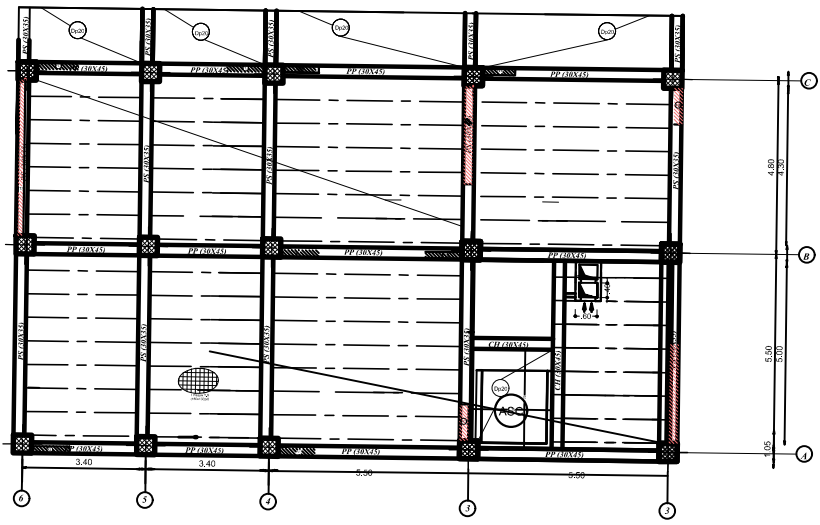
- Logiciel ROBOT 2019.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2016.

Ouvrage :

- Les abaques de PIGEAUD.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes

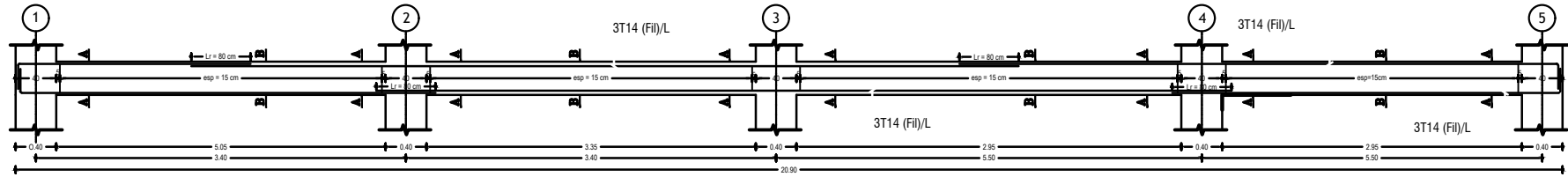


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Melle Oummad Taous	TITRE : COFFRAGE Fondations niv -4.10
DIRIGE PAR : Mme Alkama F.	
PROMOTION 2022/2023	ECHELLE : 1/50

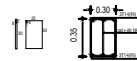


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Melle Oummad Taous	TITRE : COFFRAGE PLANCHER Niv+0.00,+3.06,+6.12,+9.18,+12.24,+15.30 +18.36,+21.42
DIRIGE PAR : Mme Alkama F.	
PROMOTION 2022/2023	ECHELLE : 1/50

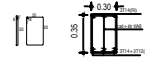
Ferrailage des poutres principales (30x35) ECH: 1/25



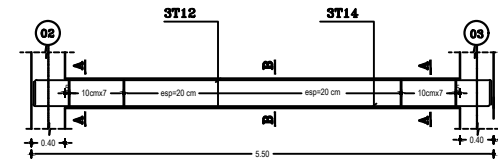
COUPE: B-B



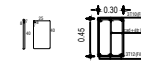
COUPE: A-A



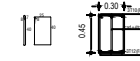
ferrailage de la poutre de chaînage (30x45)



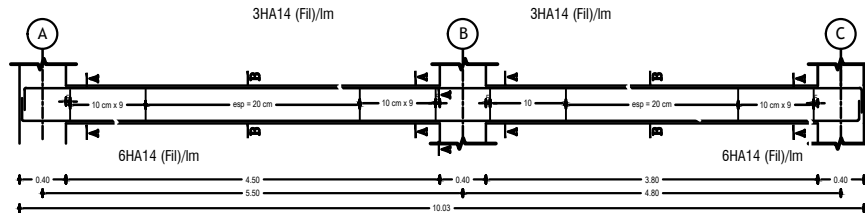
COUPE: B-B



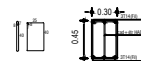
COUPE: A-A



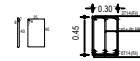
Ferrailage des poutres secondaires (30x45) ECH: 1/25



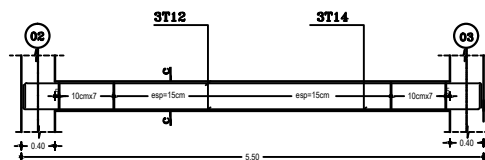
COUPE: B-B



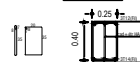
COUPE: A-A



ferrailage de la poutre palier (25x40)



COUPE: c-c



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle Oummad Taous

TITRE :

Ferrailage des poutres

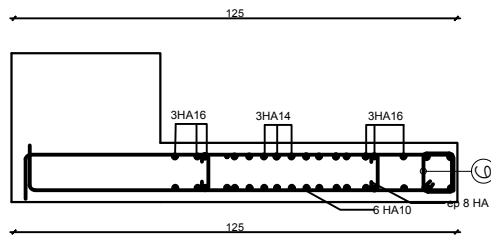
DIRIGE PAR :

Mme Alkama . F

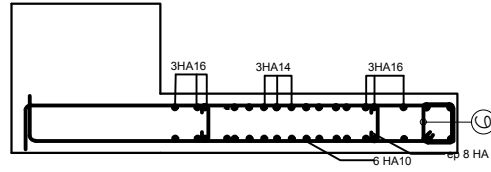
PROMOTION 2022/2023

ECHELLE : 1/25

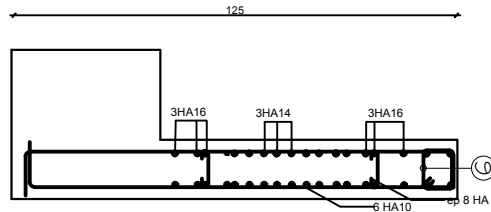
Zone I :



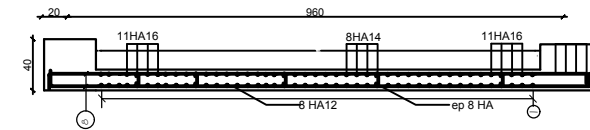
Zone II :



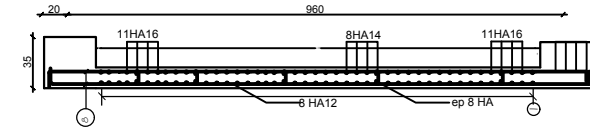
Zone III :



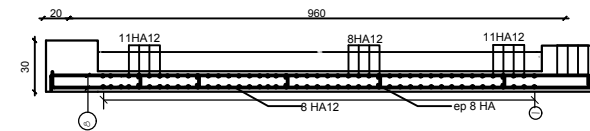
Zone I :



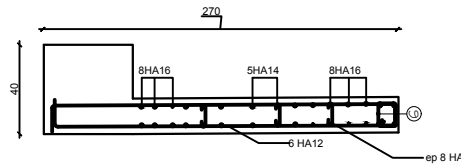
Zone II :



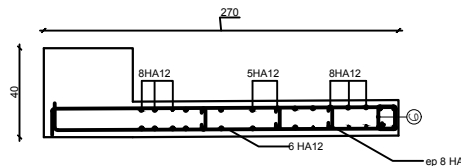
Zone III :



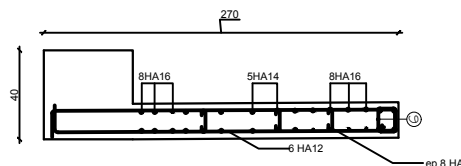
Zone I :



Zone II :



Zone III :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle Oummad Taous

TITRE :

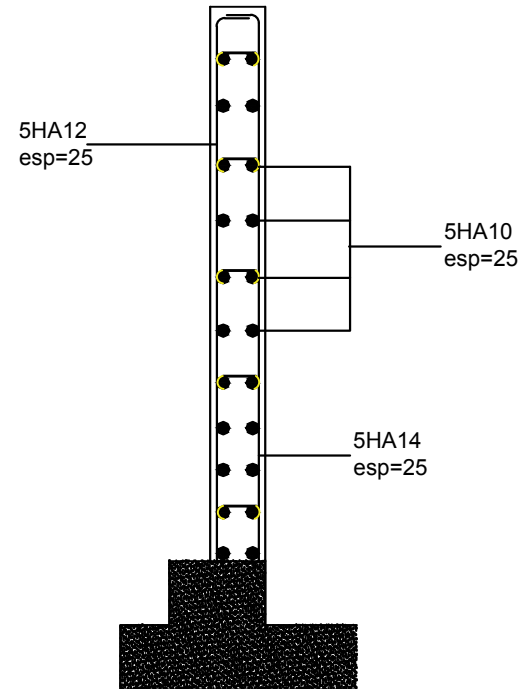
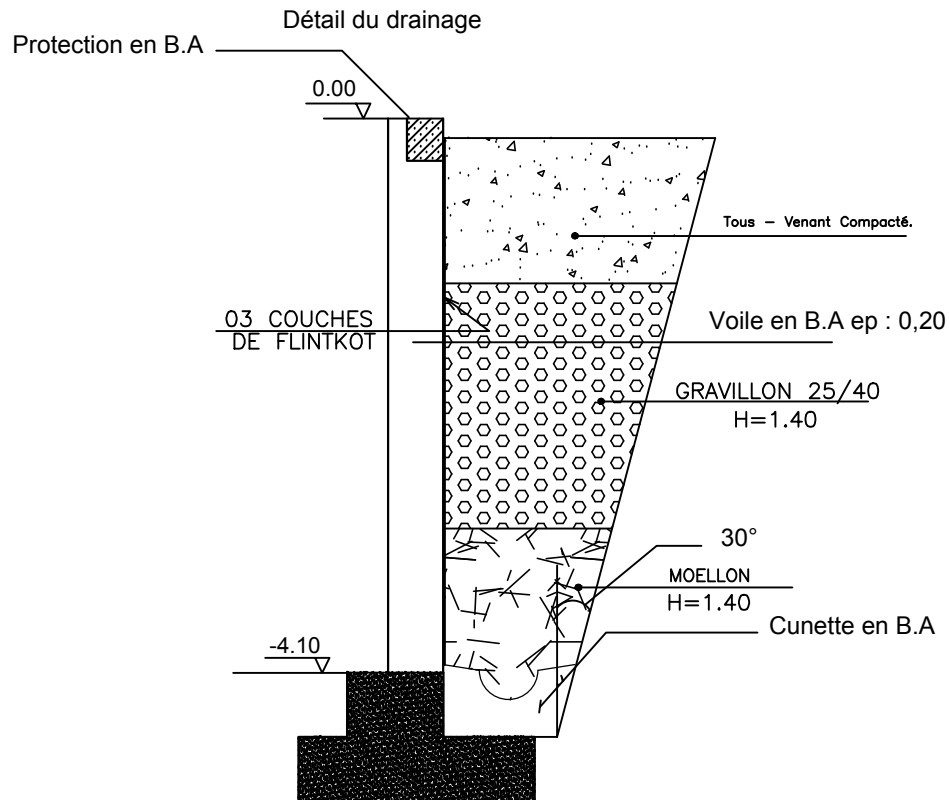
Ferrailage des voiles longitudinaux et transversaux

DIRIGE PAR :

Mme Alkama . F

PROMOTION 2022/2023

ECHELLE : 1/25



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 Melle Oummad Taous

TITRE :
 Ferrailage du voile périphérique

DIRIGE PAR :
 Mme Alkama . F

PROMOTION 2022/2023

ECHELLE : 1/25