

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Memoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil
Option : constructions civiles et industrielles (C.C.I)

THEME

**Etude d'une structure (R+9+S-Sol) à usage d'habitation
et commercial à contreventement mixte, avec application du
logiciel ETABS V 9.7**



Dirigé par :

M^{elle} : SAIB

Etudié par :

M^{elle} : RAHMANI Sabrina

M^r : RAMDANE CHERIF Youva

Promotion : 2014/2015

REMERCIEMENTS

A l'issue de ce travail, il nous est agréable d'adresser nos vifs remerciements:

- A notre promotrice Madame SAIB, pour ses orientations, ses conseils judicieux, la disponibilité dont elle a toujours fait preuve à notre égard et surtout pour la volonté qu'elle a manifestée tout au long de l'élaboration de ce mémoire.
- Aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.
- A Tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce projet, et bien sûr cette phrase n'est pas assez suffisante pour exprimer notre gratitude et reconnaissance.

Merci à tous

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

- mes très chers parents qui se sont sacrifiés, qui m'ont soutenue et encouragée tout au long de ce chemin.
- Mes sœurs qui m'ont toujours aidée à garder le sourire
- Mon fiancé qui n'a jamais cessé de croire en moi
- Tous mes amis

Sabrina

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

- mes chers grands parents, et parents qui ont mis à ma disposition, tous les moyens possibles pour garantir ma réussite.
- Mes sœurs qui m'ont toujours aidé à garder le sourire
- Tous mes amis qui m'ont soutenu, aidé, supporté et qui mont jamais laissé tombé. Je ne peux citer tous les noms car toutes les pages de ce mémoire ne seront pas suffisantes.
- Toute ma famille et tout les gens qui connaissent youva la stuce .

Youva

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I :Présentation et description de l'ouvrage.....01

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments..... 15

Chapitre III: Calcul des éléments

- L'acrotère32
- Le plancher.....40
- Le balcon.....58
- La salle machine.....62
- L'escalier.....69
- La poutre palière.....88
- Le porte à faut97

Chapitre IV: Modélisation et vérification des exigences de l'RPA..... 101

Chapitre V : Ferrailage des poutres.....123

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux.....139

Chapitre VII : Ferrailage des voiles.....159

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....171

Chapitre VIII :Etude du voile périphérique.....213

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles, à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement partie hors terre et partie enterrée.

La première partie qui est l'étude de la superstructure, consiste à calculer les éléments résistants de la structure, en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et, tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, SAP 2000, ROBOT, ... permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail, mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième qui est l'étude de l'infrastructure, consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent document fait l'objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment) qui repose sur un radier général. Nous allons adopter l'un des logiciels cité ci-dessus, « ETABS » pour le calcul, et nous répondrons à quelques questions notamment celles concernant le dimensionnement et le ferrailage des éléments d'une structure en béton armée, ainsi que le type, le choix, le mode de fonctionnement et le ferrailage des fondations.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constructions, puis nous procéderons au calcul des descentes de charges, ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments. Enfin nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalier.....etc.).

La deuxième partie aura pour objectif, la détermination du ferraillement des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse en 3D a l'aide du logiciel (ETABS).

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous observerons l'étude des fondations dont nous exposerons la méthode de calcul des fondations.

I.1. Introduction :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage commercial et d'habitation (R+9) avec sous-sol. Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles).

Nos calculs seront conformes aux règles en vigueur, à savoir :

Les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

I.2 Situation du projet :

- Le bâtiment sera implanté à TAMDA qui est classée selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2B (ouvrage courants ou d'importance moyenne).

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La structure a pour dimensions : (voir les plans d'architecture)

Longueur total :.....	32.20m
Largeur total :.....	24.75m
Hauteur total :.....	37.00m
Hauteur du RDC :.....	4.08m
Hauteur de l'étage de service :.....	3.06 m
Hauteur d'étage courant :.....	3.06m
Hauteur du sous-sol.....	3.00m

I.4. Eléments de l'ouvrage :**I.4.1. Ossature :**

Elle est composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

I.4.2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- Fonction de la résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.

- Fonction d'isolation: les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas on distingue deux types de planchers :

a) Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse est inaccessible (sauf pour entretiens). Il comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) Planchers en béton armé :

Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur).

I.4.3. Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.4.4. Les escaliers :

Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Ils jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur. Ils sont alors conçus pour être à l'abri de la fumée.

Le bâtiment comporte trois cages d'escalier qui permettent l'accès aux différents niveaux, Ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.

I.4.5. La cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée avec des voiles en béton armé.

I.4.6. Le remplissage (maçonnerie) :

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.4.7. L'acrotère :

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

I.4.8. Les revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.4.9. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

I.4.10. Etude du sol :

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

- **Etude géotechnique :**

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Ainsi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie du sol.

- **Présentation du site :**

- Le terrain qui fait l'objet de cette étude est situé a : TAMDA.
- Le terrain réservé à la construction est composé d'une couche de terre végétale en surface.

- **Reconnaissance géotechnique du sol :**

Pour mener à terme cette étude, on doit faire une campagne de reconnaissance.

- **Essais in situ :**

Les essais in situ sont des investigations exécutées en milieu naturel sur les emplacements ou les travaux sont prévus.

a-) Sondages carottés :

Les sondages carottés sont des puits profonds qui permettent de :

- Connaître les différentes couches qui constituent notre site.
- Prélever des échantillons, afin de les soumettre aux essais de laboratoire.

Quatre sondages carottés ont été exécutés dans le but de connaître la nature des formations géologiques du terrain et de prélever des échantillons pour des analyses au laboratoire, Les sondages montrent que le sol est constitué de :

- Dépôts de limon désignés sous le terme de terre végétale.
- Une couche argileuse de texture schisteuse présentant des tranches légèrement altérées.
- Une couche de marnes grises très résistantes.

b)- Essai de pénétration dynamique :

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol un train de tige muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un montant tombant en chute libre d'une hauteur donnée, il permet de mesurer la résistance à l'enfoncement en fonction de la profondeur.

Cet essai fournit la résistance dynamique de pointe du sol (R_d) donné conventionnellement par la formule :

$$R_d = \frac{N}{L} \times \frac{M^2 \cdot H}{M' + M} \times \frac{1}{A}$$

- M : masse du mouton en kg.
- N : nombre de coups nécessaires pour un enfoncement.
- L : enfoncement de référence = 20cm.
- M' : masse des tiges en kg.
- A : section droite de la pointe (m^2).
- H : hauteur de chute (cm).

Les résultats sont présentés sous forme graphique. La profondeur est positionnée en ordonnée et la résistance dynamique (R_d) de pointe en abscisses.

A partir des courbes obtenues, il est possible de déterminer la position de la couche résistante, ainsi que la contrainte admissible du sol.

On déduit la contrainte admissible du sol à partir de la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{R_d}{X}$$

- X:coefficient réducteur dépendant de la nature du sol et de l'appareillage utilisé.
- R_d : résistance dynamique de pointe minimale Soit :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les

matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

Le béton et l'acier sont les matériaux essentiels pour pouvoir réaliser cet ouvrage. Ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour l'acier.

I.5.1. Le béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (Sable, gravier), de liant (Ciment) et d'eau dans des proportions bien définies et homogène pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

D'autre part, le dosage en ciment doit tenir compte du pourcentage en volume des armatures ; pour assurer un bon enrobage et une bonne protection des armatures, le béton doit être d'autant plus dosé en ciment que les armatures sont plus nombreuses et plus divisées. Dans le cas des pièces moyennement ou fortement armées, les dosages usuels oscillent entre 350 et 400 kg de ciment par mètre cube de béton.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction des matériaux utilisés :

- **Ciment** ; appelé aussi liant hydraulique. CPA 325 (ciment portland artificiel 325) avec un dosage de 350Kg/m³.
- **Agrégats** :
 - Sable propre D <5mm..... 366 [Kg/ m³]
 - Gravier 08/15 concassé..... 547 [Kg/ m³]
 - Gravier 15/25 concassé..... 605 [Kg/ m³]
- **Eau** : les caractéristiques de l'eau de gâchage pour la réalisation du béton sont définies par les normes. L'eau doit être propre, c'est-à-dire ne pas contenir de matières en suspension dans les proportions suivantes : 2 g/litre en ce qui concerne les bétons de haute qualité, 5 g/litre en ce qui concerne les bétons courants.

La réalité pratique conduit vers le rapport eau/ciment = 0.5, pour limiter le retrait du béton.

- Si eau / ciment > 0.5 : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.
- Si eau / ciment < 0.5 : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

Remarque: Pour maintenir E/C = 0.5, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

I.5.1.1 .Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton, noté f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=25$ MPa. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, A.2.1,11})$$

I.5.1.2. La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad \text{MPa}$$

$$f_{i28} = 0.6+0.06 \times 25 = 2.1 \quad \text{MPa} \quad (\text{BAEL 91,A.2.1,12})$$

I.5.1.3. Module de déformation longitudinale:

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21})$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on à $E_{ij} = 32164,195$ MPa

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22})$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on à $E_{vj} = 10819$ MPa

I.5.1.4. Module de déformation transversale :

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

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

Avec :

E : module de YOUNG;

ν : Coefficient de poisson.

I.5.1.5. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson ν : est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

I.5.1.6. Etat limite de contrainte du béton :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements BAEL 91 (Béton armé aux états limites) basés sur la théorie des états limites.

I.5.1.6.1. Définition:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites:

a. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

b. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation est donné sur la figure I-1, avec ;

$0 \leq \varepsilon \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2‰ \leq \varepsilon \leq 3,5‰$: compression avec flexion.

Avec ε : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} [MPa] \quad (\text{BAEL 91, art A.4.3, 41})$$

Coefficient de sécurité partiel :

$\gamma = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma = 1,5$ situation courante.

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

à 28 jours on a $f_{c28} = 14,2 \text{MPa}$.

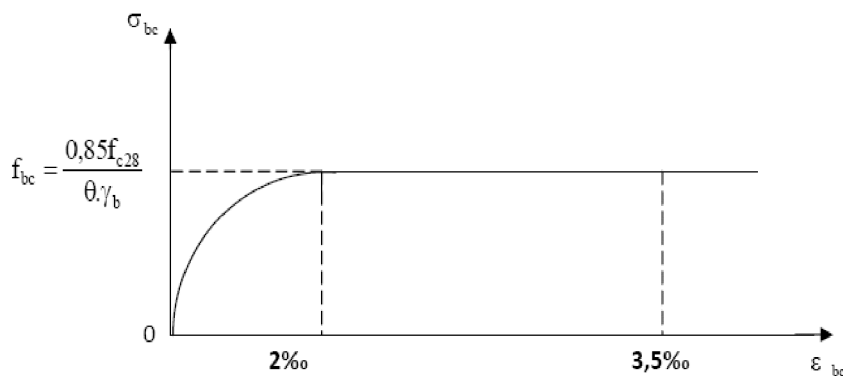


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

Pour les calculs à l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}. \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2})$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

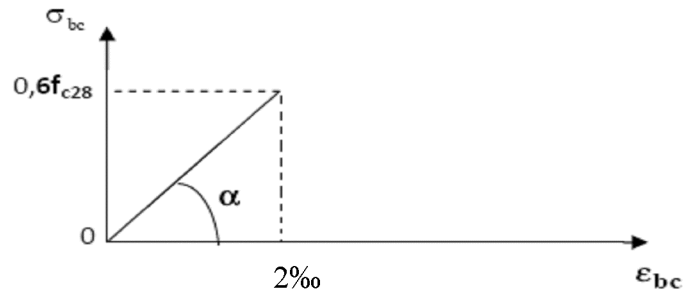


Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

- **Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad (\text{Art. A.5.1, BAEL.91})$$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

b : largeur de la section cisillée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas de fissuration peu nuisibles :**

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \},$$

- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \}.$$

I.5.2. Acier :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

Leur rôle est de reprendre les efforts de tractions qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leur limite élastique et leur module d'élasticité.

En général les aciers utilisés sont de deux types :

- acier à haute adhérence : FeE400

-treillis soudés formés par l'assemblage des barres tréfilées soudées(FeE520)

Fe : limite élastique dans les armatures.

Tableau I.1.Caractéristiques des aciers :

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance À la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en Barre	adhérence FeE400 E235	HA	400	480	14‰	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520($\phi < 6$)	TS	520	550	8‰	1

I.5.2.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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

$$E=200000 \text{ MPa. (BAEL 91, art A.2.2, 1)}$$

I.5.2.Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à **0,3**.

I.5.2.3. Contrainte limite de l'acier :**a. Contrainte limite ultime :**

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} \quad \text{si} \quad \varepsilon_{ES} \leq \varepsilon_{bc} \leq 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{si} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ES}$$

σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

b. Contrainte limite de service :

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL91 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\bar{\sigma}_s = f_e \text{ (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,32)}$$

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments importants ; exposés aux agressions plus sévères que dans les fissurations peu nuisibles

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

η = coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$: pour les aciers HA de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta = 1,3$: pour les aciers HA de diamètre < 6 mm.

$\eta = 1,0$: pour les ronds lisses.

I.5.2.4. Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2,2)

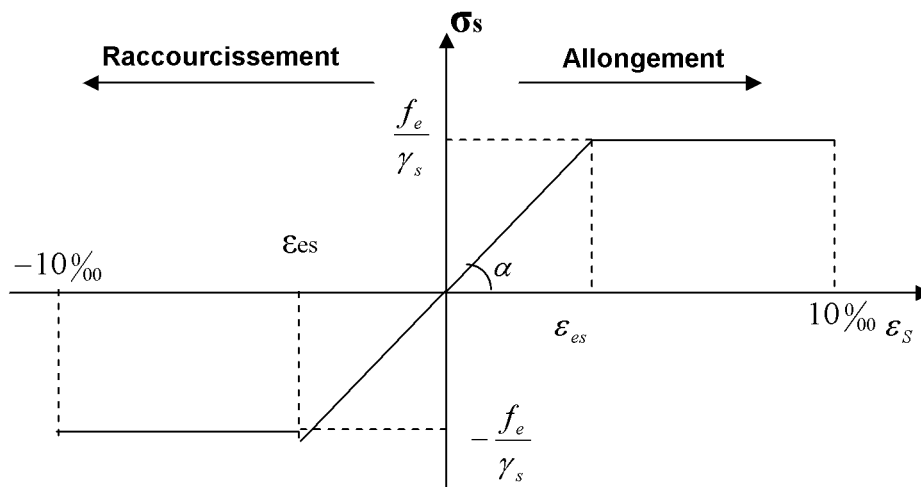


Fig I.3 : Diagramme contrainte déformation des aciers

I.5.2.5. Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91)

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

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2,8).

I.5.2.6. Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :

$$\Phi_l \leq h / 10.$$

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_l ; b_0 / 10).$$

b_0 : Largeur de l'âme.

I.5.2.7. Analyse spectrale :

Dans l'analyse dynamique d'une structure, on peut utiliser la méthode spectrale, qui est une méthode approximative. Cette méthode est beaucoup plus rapide que l'analyse modale, elle utilise le concept de spectre de réponse pour déterminer les réponses maximales de la structure

-Le spectre de réponse :

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est en fonction de l'amortissement (ξ) et de la pulsation propre ω . Donc pour des accélérographes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtiendra plusieurs points sur le graphe qui est nommé spectre de réponse qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

I.5.2.8. Analyse non linéaire :

Dans plusieurs cas pratiques de calcul dynamique d'une structure, les propriétés physique de cette dernière changent pendant la vibration par conséquent l'analyse linéaire devient douteuse d'où on doit recourir à l'analyse non linéaire qui se base sur la technique d'intégration numérique, ou la réponse totale de la structure s'obtient par l'intégration des réponses dans chaque intervalle de temps en supposant un comportement linéaire dans ces intervalles.

I.5.2.9. Actions et combinaisons d'actions :**a. Les actions :**

L'étude des charges, est une étape cruciale dans tous projets et elle doit être faite avec un grand soin, on distingue :

- Les actions permanentes G :

- Le poids propre des éléments.
- Le poids propre des équipements permanents.
- Le poids des poussées de terres

-Les actions variables Q :

- Charges d'exploitations appliquées au cours de l'exécution.
- Charges climatiques.

-Les actions accidentelles :

- Séisme.
- Explosions.
- Chocs.

b. Combinaison d'actions :

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

-Situations durable:

ELU : $1.35G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

-Situation accidentelle :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

$G + Q \pm 1.2E$

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants de l'ouvrage en utilisant les règlements RPA99 (version 2003) et BAEL91 (modifié 99).

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.2. Les planchers :

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la Protection des occupants.

Dans notre projet les plancher sont constitués d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant les sens parallèle à la plus petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

h_t : hauteur du plancher. (BAEL 91 modifiée 99/Art B, 6,8.424)

L : portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

$$h_t = (395 / 22.5) = 17, 55 \text{ cm.}$$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$. Un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) compose de: corps creux de 16cm et de la dalle de compression de 4 cm.

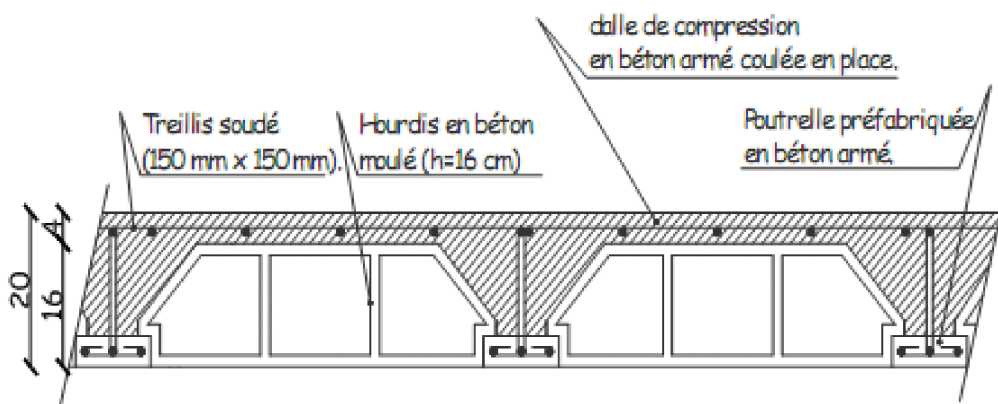


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

II.3. Les poutres :

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- | | | |
|--|---|--------------------|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. Largeur: $b \geq 20\text{cm}$. 2. Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$. 3. Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$ 4. $b_{\text{max}} \leq 1.5 + b1$. | } | (RPA99. Art 7.5.1) |
|--|---|--------------------|

a).Poutres principales :

- **La hauteur des poutres principales est donnée par :**

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

Avec : L : portée entre nus d'appuis $L = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$

Donc: $\frac{405}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{405}{10}$.

$$27 \leq h_{pp} \leq 40.5$$

On adopte : $h_{pp} = 40 \text{ cm}$.

- **La largeur des poutres est déterminée par :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$10.8 \leq b_{pp} \leq 28.35$$

On adopte $b_{pp} = 30$

La section des poutres principales est: **(40×30) cm²**.

• Vérification des conditions du RPA

$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

$ht = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$Condition vérifiée.

$1.33 < 4$Condition vérifiée.

b). Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par :

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

Avec : $L = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } \frac{395}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{395}{10}$$

$$26.33 \leq h_{ps} \leq 39.5$$

On adopte pour $h = 35 \text{ cm}$.

- La largeur de la poutre est déterminée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$10 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 28 \text{ cm}$ on prend :

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

- **Vérification des conditions du RPA**

$b_{ps} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h_{ps} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$1.16 < 4$ Condition vérifiée.

- ❖ **Conclusion :**

- **Poutres principales : (30×40) cm².**

- **Poutres secondaires :(30×35) cm².**

II.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal (séisme...) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

D'après le RPA99, L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm, de plus elle est en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

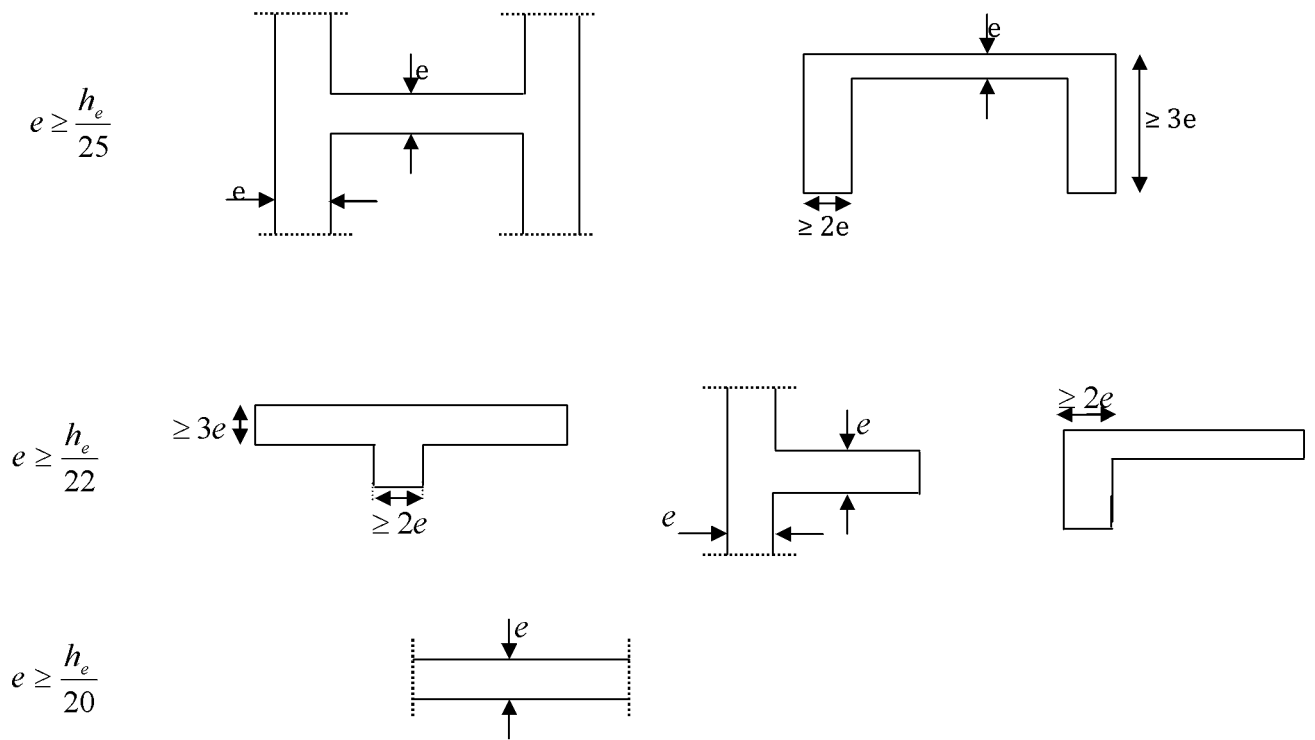


Figure. II.2 : Coupes de voile en plan

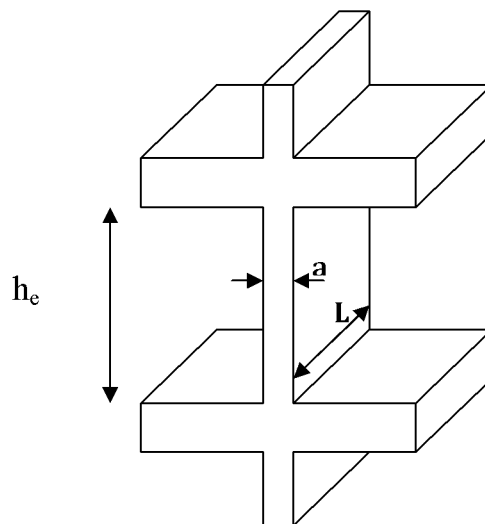


Figure. II.3 : Coupe de voile en élévation.

Dans notre cas :

$$h_e = h - h_p$$

$$e_p \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h = 408 \text{ cm}$$

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{368}{20} = 18.4$$

On prend une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification des exigences du RPA :**

1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$L_{\min} \geq 4 a$ où L_{\min} : portée minimale des voiles.

$L_{\min} = 1,85 \text{ m} > 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$ vérifiée

2- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

II.5. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A_p \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $f_{cj} = 0,6 f_{C28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l'ELS.

N_{\max} : Effort normal maximal à la base du poteau.

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow$ En zone I et II_a.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.} \longrightarrow$ En zone III et II_b.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

II.5.1. Détermination des charges et surcharges :

II.5.1.1. Charges permanentes :

II.5.1.1.1. Les planchers :

➤ Plancher terrasse:

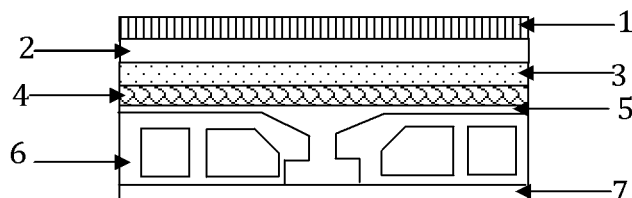


Figure. II.4 : plancher terrasse

❖ Tableau II.1 : Charges revenants au plancher terrasse.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	5	0.18	0.90
2	Etanchéité multicouche	2	0.06	0.12
3	Forme de pente en béton	10	0.22	2.20
4	Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
5	Feuille de poly âne	/	/	0.01
6	Plancher en Corps Creux (16+4)	20	0.14	2.80
7	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
G Total				6.39

➤ Plancher d'étage courant :

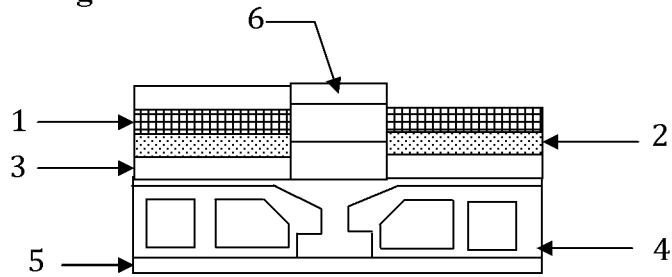


Figure. II.5: Plancher d'étages courants .

❖ Tableau II.2 : charges revenants au plancher courant :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.22	0.40
3	Couche de sable	2	0.18	0.36
4	Plancher en dalle en corps creux (16+4)	20	0.14	2.80
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
6	Cloison en brique creuse 8trous	10	0.09	0.90
G Total				5.10

II.5.1.1.2. Les Murs :

- **Murs extérieurs** : Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses de double cloison avec une lame d'air de 5cm.

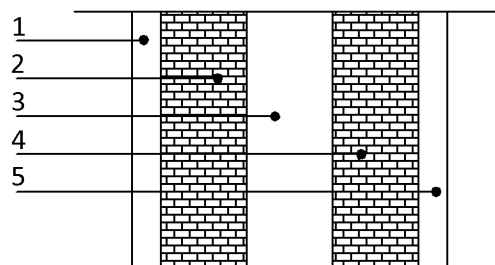


Figure. II.6 : coupe verticale d'un mur extérieur

❖ **Tableau II-3 : charges revenants aux murs extérieurs :**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	0.20	0.40
2	Briques creuses extérieure	15	0.09	1.35
3	Briques creuses intérieur	10	0.09	0.90
4	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
G_{Total}				2.85

- **Murs intérieurs :** Les murs intérieurs sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

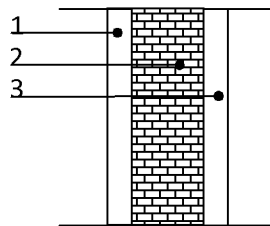


Figure II.7 : coupe verticale d'un mur intérieur.

❖ **Tableau II.5 : Charges revenants aux murs intérieurs :**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	4	0.1	0.40
2	Briques creuses	10	0.09	0.90
G_{Total}				1.3

II.5.1.1.3. Les voiles :

❖ Tableau II.6: charges revenants aux voiles:

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Béton armé	20	0.25	5
2	Enduit de plâtre	2	0.10	0.20
3	Enduit de ciment	2	0.22	0.44
G_{Total}				5.64

II.5.1.1.4 .Les balcons :

❖ Tableau II.7 : charges revenants au balcon :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	22	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle en corps creux	20	14	2.80
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	9	0.9
G_{Total}				5.1

II.5.1.1.5 .Escaliers :

❖ Tableau II.8 : Charges agissantes sur le palier :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Poids propre	25	0.20	5
2	Poids des revêtements	2	0.22	0.84
3	Poids du lit de sable	2	0.18	0.36
4	Poids de l'enduit en plâtre	2	0.20	0.20
G Total				6.40

❖ Tableau II.9 : Charges agissantes sur la pailasse :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Poids des marches	0.085	0.25	2.13
2	Poids de la volée	0.23	0.25	5.75
3	Poids des revêtements	2	0.22	0.84
4	Poids du lit de sable	2	0.18	0.36
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
6	Poids du garde corps	/	/	0.20
G Total				9.84

II.5.1.1.6 .Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml égal à :

$$Ga = \rho_b \times S$$

Avec :

ρ_b : masse volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$

S : surface de la section de l'acrotère

$$S = (0,60 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1) / (2)$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

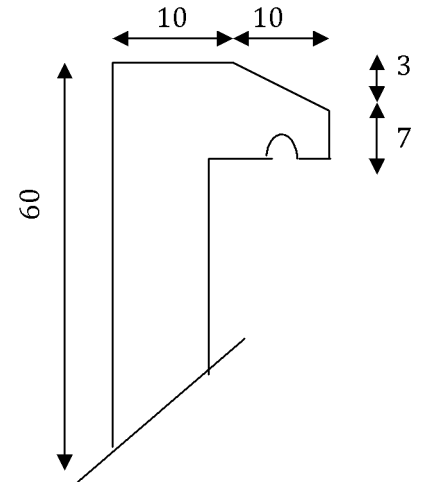


Figure. II.7 : Dimension de l'acrotère

D'ou le poids propre de l'acrotère :

$$Ga = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN / ml}$$

II.5.1.2. Les surcharges d'exploitations (DTR2.2) :

- Plancher terrasse.....Q = 1.00 KN/m2.
- Plancher étage courant.....Q = 1.50 KN/m2.
- Balcon.....Q = 3.50 KN/m2.
- Plancher étage serviceQ=2.5KN /m2
- Plancher rez-de-chaussée.....Q=5 KN/m2
- Escaliers desservants les différents étages.....Q = 2.50 KN/m2.
- Acrotère.....Q=1KN/ml.
- Sous soleQ=2.50KN/m2

II.5.2.Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage:

Les règles de BAEL 91 nous recommandent une dégression de charge d'exploitation et ceci pour tenir compte de non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes).

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées

indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Q_0 : charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_i : (i=1 à n) charge d'exploitation respectives des planchers des étages 1 jusqu'à n.

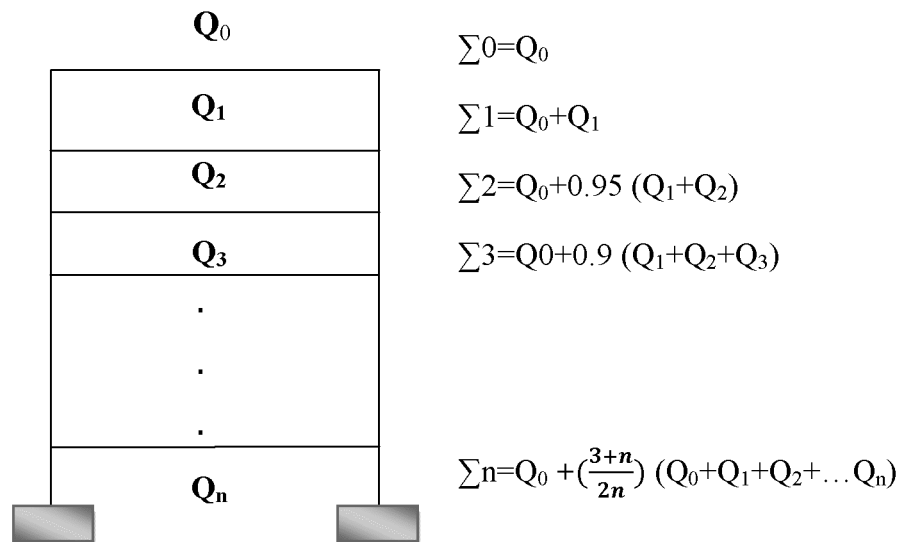


Figure. II.8 : Loi de dégression des surcharges

II.5.3.Descente de charge :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau ou voile) appelées surfaces d'influence.

II.5.3.1.Surface d'influence du plancher revenant au poteau B₄:

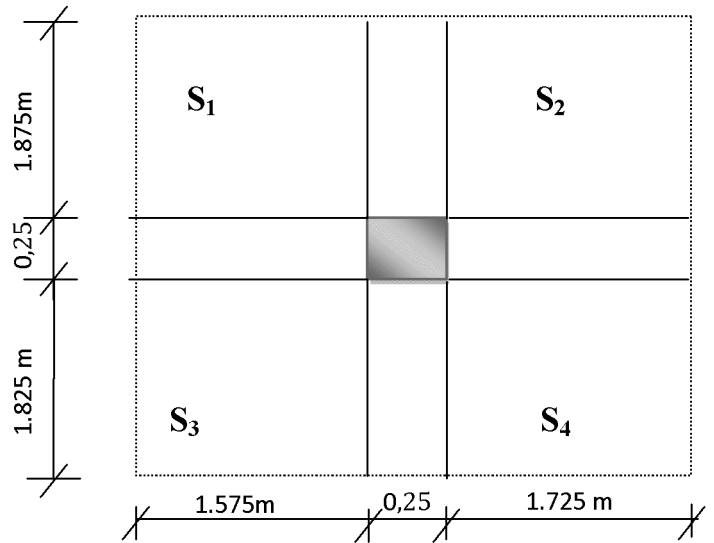


Figure .II .9 : Représentation de la surface revenante au poteau B₄.

$$S=S_1+S_2+S_3+S_4.$$

$$S= (1.875 \times 1.575) + (1.875 \times 1.725) + (1.825 \times 1.575 + (1.825 \times 1.72) \\ =12.20 \text{ m}^2$$

$$S'=0.25 \times (3.55) + 0.25 \times (3.95).$$

$$S'=1.875\text{m}^2.$$

$$S_{\text{totale}}= S'+S$$

$$S_{\text{totale}}=14.02\text{m}^2.$$

II.5.3.2.Calcul des poids propres :

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{pt}}= G_t \times S = 6.39 \times 14.655 = 93.645 \text{ KN}.$$

➤ Poids propre du plancher étage courant :

$$G_{\text{pc}} = G_c \times S = 5.1 \times 14.655 = 74.74\text{KN}.$$

➤ Poids propre des poutres :

- Poutres principales :

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.40 \times 4.05) \times 25 = 12.15 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 3.95) \times 25 = 10.36 \text{ KN.}$$

Donc le poids propre total des poutres est :

$$P_{tot} = G_{pp} + G_{ps} = 22.51 \text{ KN.}$$

II.5.3.3. Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :

❖ Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges :

Niveau	Te	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-S
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.68	0.66	0.65

- Surcharges Cumulées :

$$S_T = Q_0 = 14.02 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1 = 14.02 + (1.5 \times 14.02) = 35.05 \text{ KN}$$

$$S_2 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 14.02 + 0.95 (21.03 \times 2) = 53.97 \text{ KN}$$

$$S_3 = Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.02 + 0.9 (21.03 \times 3) = 70.80 \text{ KN}$$

$$S_4 = Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.02 + 0.85 (21.03 \times 4) = 85.52 \text{ KN}$$

$$S_5 = Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.02 + 0.8 (21.03 \times 5) = 98.14 \text{ KN}$$

$$S_6 = Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.02 + 0.75 (21.03 \times 6) = 108.65 \text{ KN}$$

$$S_7 = Q_0 + 0,71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14.02 + 0.71 (21.03 \times 7) = 118.53 \text{ KN}$$

$$S_8 = Q_0 + 0,69 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14.02 + 0.69 (21.03 \times 8) = 130.1 \text{ KN}$$

$$S_9 = Q_0 + 0,68 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) + 0.68 (14.02 \times 2.5) = 14.02 + 0.68 (21.08 \times 8) + 0.68 (14.02 \times 2.5) = 152.53 \text{ KN}$$

$$RDC = Q_0 + 0,66 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7 + Q_8+ Q_9+Q_{RDC})=$$

$$14.02+0.66 (21.03 \times 8) + 23.13+46.27 =251.66 \text{ KN}$$

$$S-S = Q_0 + 0,65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7 + Q_8+ Q_9+Q_{RDC})+0.65 \times Q_{SS} =$$

$$14.02 + 0.65 (21.03 \times 8)+(22.78)+(45.56)+31.9 =223.62 \text{ KN}$$

❖ Tableau II.8: descente de charges sur le poteau B₄ :

Niveau	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	plancher	poutres	Poteau	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N = G _c +Q _c	S ≥ N/ $\bar{\sigma}_{bc}$	Section adoptée
9	71.5	21.02	9.37	101.89	212.49	21.03	35.05	247.54	165.02	35x35
8	71.5	21.02	9.37	101.89	314.47	21.03	56.08	370.55	247.03	35x35
7	71.5	21.02	9.37	101.89	416.36	21.03	77.11	493.47	328.98	35x35
6	71.5	21.02	9.37	101.89	518.25	21.03	98.14	616.39	410.92	40x40
5	71.5	21.02	9.37	101.89	620.14	21.03	119.17	739.31	492.87	40x40
4	71.5	21.02	12,24	104.76	724.90	21.03	140.20	865.10	576.73	40x40
3	71.5	21.02	12,24	104.76	829.66	21.03	161.23	990.89	660.59	40x40
2	71.5	21.02	12,24	104.76	934.42	21.03	182.26	1116.68	744.45	45x45
1	71.5	21.02	13.6	106.12	1040.54	35.05	217.31	1257.85	838.56	45x45
RDC	71.5	21.02	20,65	113.17	1153.71	70.10	287.41	1441.12	960.74	45x45
S_S	71.5	21.02	15.19	107.71	1261.42	49.07	336.48	1597.90	1065.26	45x45

a) Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 (Art 7.4.1) :

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

- Min (b, h) \geq 25 cm.....en zone I et II_a
- Min (b, h) \geq 30cm.....en zone II_b et III
- Min (b, h) \geq h_e / 20
- 1/4 \leq b₁/h₁ \leq 4

• **Les sections choisis sont :**

- ✓ 45× 45cm² toute les conditions sont vérifiées.
- ✓ 40×40 cm² toute les conditions sont vérifiées.
- ✓ 35× 35 cm² toute les conditions sont vérifiées.

a) Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés. Pour éviter le flambement des poteaux, il faut que leurs élancements vérifiés la condition suivante :

$$\lambda = l_f/i \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f: Longueur de flambement (l_f = 0,7 l₀).

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

I : Moment d'inertie du poteau : I = bh³ / 12 .

B : Section transversale du poteau (B = h × b).

l₀ : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

- **SOUS- SOL , R.D.C, 1^{er}, 2^{ième} et le 3^{ème} étage (poteau45×45) cm² :**
 $l_0 = 2,71 \text{ m}; \lambda = 16,39 < 50 \longrightarrow$ condition vérifiée
- **4^{ième}, 5^{ième} et le 7^{ième}, étage (poteau40×40) cm² :**
 $l_0 = 2,71 \text{ m}; \lambda = 18,73 < 50 \longrightarrow$ condition vérifiée
- **8^{ième}, 9^{ième} et le 10^{ième} étage (poteau35×35) cm² :**
 $l_0 = 2,71 \text{ m}; \lambda = 21,86 < 50 \longrightarrow$ condition vérifiée

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.6.Conclusion :

Les différentes règles, lois et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- **Les Planchers en corps creux :** (16+4) cm
- **Les Poutres principales :** b= 30 cm.
 h_t=40 cm.
- **Les Poutres secondaires :** b=30 cm.
 h_t= 35 cm.
- **Les Poteaux :**

Sous-sol, RDC, 1 ^{ier} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages :	45×45 cm ² .
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 7 ^{ème} étages :	40×40 cm ² .
8 ^{ième} , 9 ^{ième} et 10 ^{ième} étage :	35×35 cm ² .
- **Les Voiles :** épaisseur e = 20 cm

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

III.1. Introduction:

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Escaliers
- Planchers
- Balcons
- Ascenseur
- Poutre noyée

III.2. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

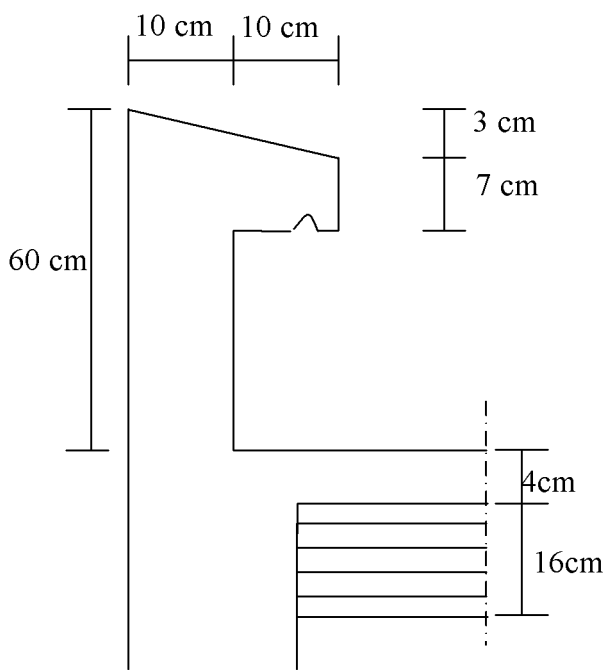


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère

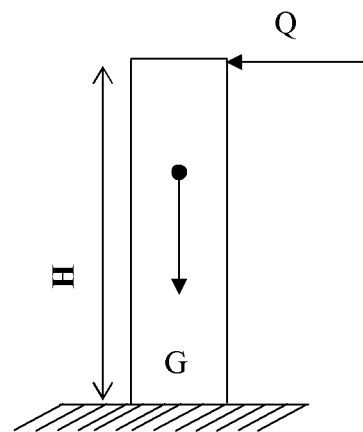


Figure III.2 : Schéma statique.

III.2.1. Les sollicitations :

-Poids propre G :

$$G = \rho \times S = 25 \left[0,03 \times \frac{0,2}{2} + (0,07 \times 0,2) + (0,50 \times 0,10) \right]$$

$$G = 1,675 \text{KN /ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : section longitudinale de l'acrotère

- Effort horizontal dû à la main courante (surcharge d'exploitation) :

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

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

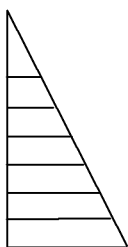
$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 \text{ml} = 0,6 \text{KNm}$$

- Effort tranchant T :

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

- Effort normal dû au poids propre G :

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



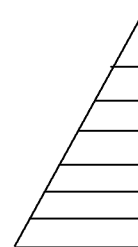
0.6KN.m

Diagramme des moments
M = Q.H



1KN

Diagramme des efforts tranchants : T=Q



1.675KN

Digramme des efforts normaux : N=G

Figure III.3 : Diagrammes des sollicitations.

III.2.2. Combinaison des charges:✓ **A L'ELU :**

La combinaison de charges est : **1,35G + 1,5Q**

- Effort normal de compression dû à G :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement dû à Q :

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

✓ **A L'ELS:**

La combinaison de charges est : **G+Q**

- Effort normal de compression :

$$N_s = G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_Q = 0,60 \text{ KN.ml}$$

III.2.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».

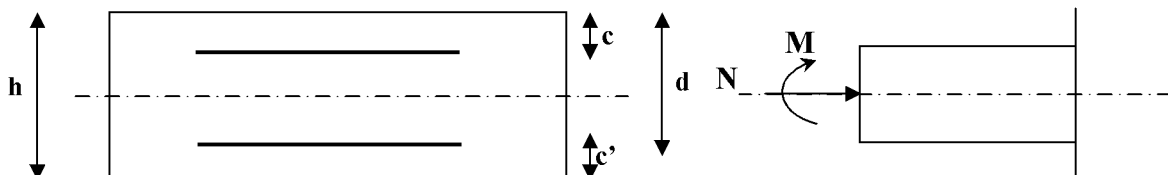


Figure III.4 : Schéma de calcul de l'acrotère

h : Epaisseur de la section

c et c' : Enrobage

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues

III.2.4. Calcul des armatures à L'ELU :

a) armatures principales :

➤ Calcul de l'excentricité :

Position du centre de pression à L'ELU :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,26} = 0,398m = 39,8cm \quad ; \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,358m = 35,8cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \Rightarrow e_U = 39,8cm > \frac{h}{2} - c = 2cm$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

• Moment fictif :

$$M_f = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,26 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right)$$

$$M_f = 0,9452 \text{KN.m}$$

• Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{0,9452 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,01538 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \beta = 0,993$$

• Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \times \sigma_{st}} = \frac{0,9452 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,391 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,26 \cdot 10}{348} = 0,325 \text{cm}^2$$

- **Vérification à L'ELU :**

- **condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 / BAEL 91) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35,8 - (0,455 \times 7)}{35,8 - (0,185 \times 7)} = 0,799 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,799 \text{ cm}^2 > A = 0,325 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles Calculés à L'ELU :

Donc on adoptera : $A_S = A_{\min} = 0,799 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_S = 4\text{HA}8 \Rightarrow A_S = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}8 \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Vérification au cisaillement :(A.5.3,21/BAEL91)**

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

Avec V_u : L'effort tranchant à L'ELU.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1. 3).**

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

Ψ_s : Coefficient de cisaillement $\Psi_s = 1$ (R L) ; $\Psi_s = 1,5$ (H.A)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 1005} = 0,23 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée.

✓ **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : $S_t < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

$$S_t = 18 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Ancrage des barres :** [Art A.6.1.1. 23.BAEL 91]

La longueur de scellement « L_s » est donnée par :

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0,6 L_s = 20 \text{ cm}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.2.5. Vérification des contraintes à L'ELS :

III.2.5.1. Vérification à L'ELS :

1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6 MPa, 201,63 MPa \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,9155$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9155 \times 70 \times 201} = 46,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,9155 \text{ et } K_1 = 44,17.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9155 \times 70 \times 201} = 46,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{46,58}{44,17} = 1,055 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

➤ Le ferrailage adopté :

- Armatures principales.....4HA8 /ml = 2,01cm²/ml avec S_t = 25 cm.
- Armatures de répartitions.....4HA8/ml = 2,01cm²/ml avec S_t = 18 cm.

III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99.Art 6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow (A = 0,15$ en zone II_a et groupe d'usage 2)

C_p : Facteur de force horizontale tiré du tableau 6.1 (RPA) variant entre 0,3 et 0,8

Soit : C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l'acrotère ; W_p = 1,675 KN/ml.

L'action des forces sismiques horizontales «F_p» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «Q».

$$\text{On a : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN/ml} \quad (Q = 1 \text{ KN/ml})$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal Q = 1KN/ml qui est supérieur à la force sismique F_p d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

III.2. Calcul des planchers :

III.2.1. Introduction :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

- **Nervures appelées poutrelles de section en T** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm.
- **Remplissage en corps creux** : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16cm.
- **Dalle de compression** : son épaisseur est de 4cm, réalisée d'un béton et d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :
 - limiter le risque de fissuration par retrait.
 - résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.

III.2.2 .Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) d'élasticité $f_e = 520$ MPa ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (BAEL99 art B.6.8;423).

- Les dimensions des mailles des treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
 - 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :
 - $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 200 / f_e$: Lorsque $L \leq 50\text{cm}$.
 - $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 4L / f_e$: Lorsque $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$.
 - $A_{//} = A_{\perp} / 2$

III.2.3 .Ferrailage de la dalle de compression :**a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$.A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 200 / f_e : \text{Lorsque } L \leq 50\text{cm.}$$

$$.A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 4L / f_e : \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm.}$$

L : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé, en MPa

Dans notre cas $L = 65 \text{ cm}$ (entre axes de deux poutrelles voisines)

$$A_{\perp} = 4 L / f_e = 260 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $5\Phi 4 / \text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un $S_t = 20\text{cm}$.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $4\Phi 4 / \text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un $S_t = 20\text{cm}$.

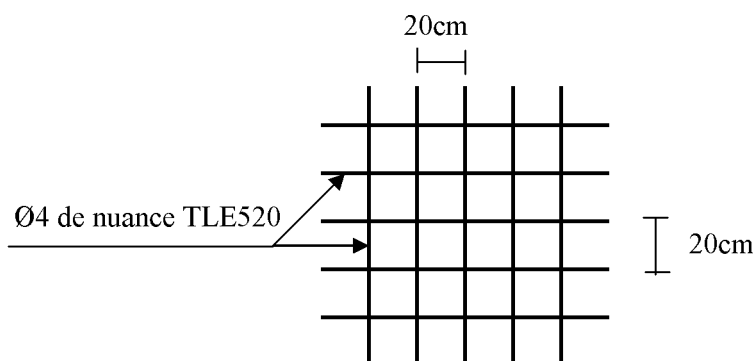


Figure.III.5: Ferrailage de la dalle de compression

Conclusion :

On utilise pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(4 \times 4 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

III.2.4. Les poutrelles :**III.2.4. 1. Calcul des poutrelles :**

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes :

Etape I : Avant coulage de la dalle

La poutrelle est considérée comme une poutre de section $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, comme simplement appuyée sur ces deux extrémités.

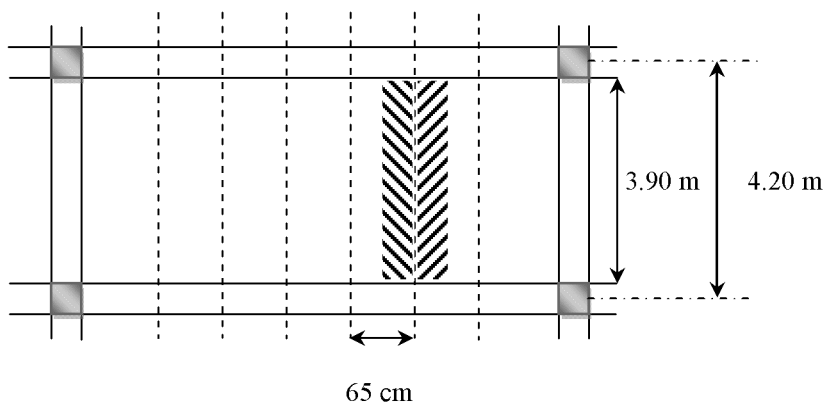


Figure.III.6 : surface revenant aux poutrelles.

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier ;

- Son poids propre : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$.
- Le poids du corps creux : $0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$.
- Le poids de l'ouvrier estimé à 100 kg.

$$G = 0,74 \text{ KN/ml}$$

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

Combinaison d'actions à l'ELU :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q,$$

$$Q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1,00) = 2,50 \text{ KN/ml}.$$

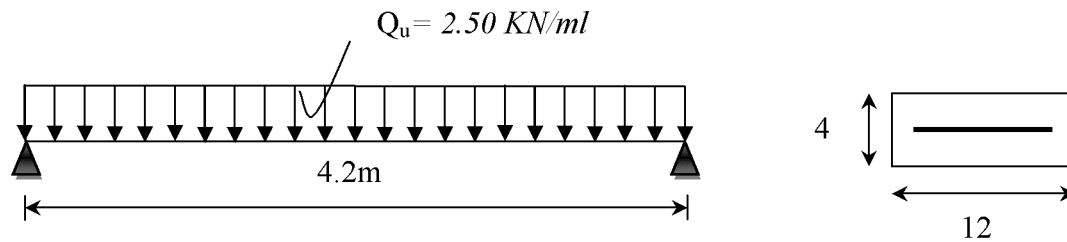


Figure III.7 : chargement de la poutrelle à l'ELU

1. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

❖ Calcul du moment isostatique :

$$M_u = q L^2 / 8 = 2,5 \times (4,2)^2 / 8 = 4,75 \text{ kN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$T = q.L / 2 = 2,5 \times 4,2 / 2 = 4,87 \text{ kN}$$

2. Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en flexion simple :

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{4,75 \cdot 10^3}{12 \cdot 2^2 \cdot 14,167} = 6,98 > 0,392 \Rightarrow \text{SDA}$$

❖ Conclusion :

Comme la section du béton est très faible (4x12) cm², on ne peut pas mettre des armatures comprimées, alors il faudra prévoir des étais intermédiaires pour la conforter, (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

Etape II : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

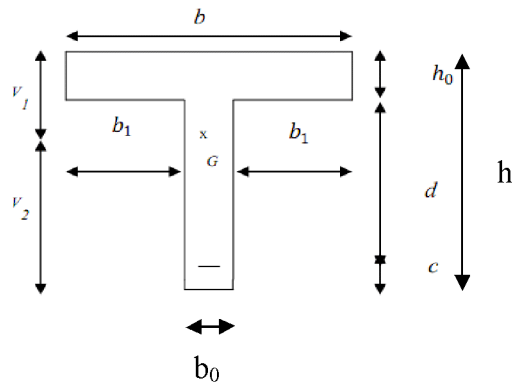
$$\text{Poids propre du plancher : } G = 6,39 \times 0,65 = 4,15 \text{ kN /ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1,5 \times 0,65 = 1,975 \text{ kN/ml.}$$

Les combinaisons des charges :

$$\text{ELU: } 1,35G + 1,5Q = 6,57 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{ELS: } G + Q = 6,12 \text{ kN/ml.}$$

Dimensionnement de la poutre de section en T :**Figure III.8 : Caractéristiques géométriques de section en T.**

L_0 : est la distance entre deux nervures voisines = $65 - (6+6) = 53$ cm.

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

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$h = (16+4) \text{ cm}$$

L : longueur de la plus grande travée.

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}, 8h_0 \right) = \min \left(\frac{53}{2}, \frac{420}{10}, 8 \times 4 \right) = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 53 + 12 = 65 \text{ cm}$$

III.2.4.Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- ✚ Méthode forfaitaire.
- ✚ Méthode de CAQUOT.
- ✚ Méthode des trois moments.

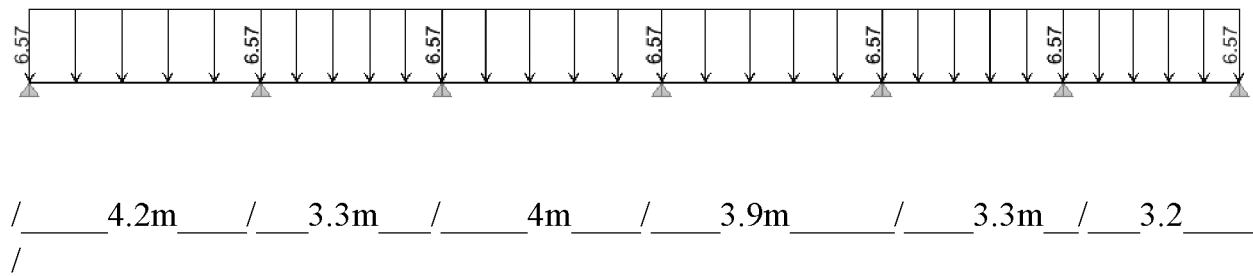


Figure.III.9 : Schéma statique de la poutrelle

III.2.4.1.Méthode forfaitaire :

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifiée les conditions suivantes :

- ✚ La surcharge d'exploitation Q respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN}) \Rightarrow Q = 1.975 \text{ KN} < \max (2G, 5\text{KN})=6.88 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✚ La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées
 \Rightarrow condition vérifiée

- ✚ Les portées successives l_i et l_{i+1} sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1,25.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4.2}{3.3} = 1.27 \\ \frac{4.0}{4.0} = 1,00 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc dans notre cas, la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

III.2.4.2. La méthode des trois moments :

4.2. 1. Exposition de la méthode des trois moments :

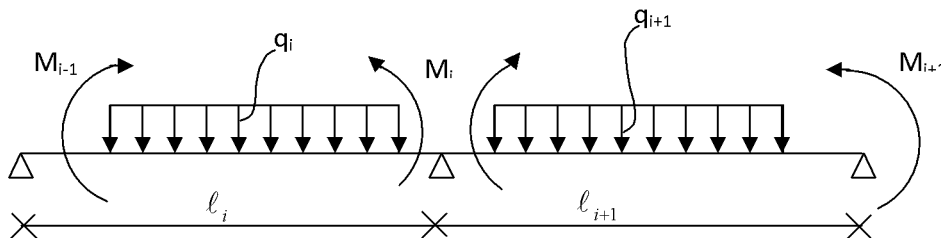
L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➤ **Pour l'appui :**

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -6EI(W_i^g + W_i^d) = -\frac{q_i\ell_i^3}{4} - \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4} : \quad (W_i^g = Q_i \frac{\ell_i^3}{24EI_i},$$

$$W_i^d = Q_{i+1} \frac{\ell_{i+1}^3}{24EI_{i+1}})$$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i



➤ **Pour la travée:**

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse } X \text{ de la travée } (i+1)$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

$M(X)$ prend la valeur maximale quand $T(X) = 0$ c'est-à-dire

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L}$$

➤ **Efforts tranchants :** $T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$

$M_0(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement

4.2.2. Calcul à l'ELU :

4.2.2.1. Calcul des efforts :

➤ Moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

- ✓ appui $i = 1$; $8.40M_1 + 4.20M_2 = - 149.102.$
- ✓ appui $i = 2$; $4.20M_1 + 15.00 M_2 + 3.3 M_3 = - 221.425.$
- ✓ appui $i = 3$; $3.3 M_2 + 14.60M_3 + 4 M_4 = - 201.123.$
- ✓ appui $i = 4$; $4 M_3 + 16M_4 + 4M_5 = - 257.6.$
- ✓ appui $i = 5$; $4 M_4 + 16 M_5 + 3.3 M_6 = - 201.112.$
- ✓ appui $i = 6$; $3.3 M_5 + 12.4M_6 + 3.2 M_7 = - 138.268.$
- ✓ appui $i = 7$; $3.2 M_6 + 8.20 M_7 = - 65.945.$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

- $M_1 = -13.145 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -9.2105 \text{ KN.m}$
- $M_3 = -8.5027 \text{ KN.m}$
- $M_4 = - 11.6474 \text{ KN.m}$
- $M_5 = -9.3079 \text{ KN.m}$
- $M_6 = -7.3371 \text{ KN.m}$
- $M_7 = -5.1788 \text{ KN.m}$

➤ En travées :

- Travée AB : $X = 1.388 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{AB}} = 27.55 \text{ KN.m}$
- Travée BC : $X = 2.316 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{BC}} = 18.879 \text{ KN.m}$
- Travée CD : $X = 2.625 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{CD}} = 25.093 \text{ KN.m}$
- Travée DE : $X = 2.650 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{DE}} = 24.49 \text{ KN.m}$
- Travée E F : $X = 2.276 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{EF}} = 17.32 \text{ KN.m}$
- Travée FG : $X = 2.085 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{FG}} = 15.287 \text{ KN.m}$

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène.

A cause de la faible résistance à la traction du béton qui peut provoquer sa fissuration dans les zones tendues, il faut effectuer les corrections suivantes :

- ✓ Augmenter de 1 / 3 des moments en travées.
- ✓ Diminuer de 1 / 3 des moments aux appuis.

On aura donc

➤ **Aux appuis:**

- $M_1 = -8.76 \text{ kN.m}$
- $M_2 = -6.14 \text{ kN.m}$
- $M_3 = -5.66 \text{ kN.m}$
- $M_4 = -7.76 \text{ kN.m}$
- $M_5 = -6.20 \text{ KN.m}$
- $M_6 = -4.89 \text{ KN.m}$
- $M_7 = -3.45 \text{ =KN.m}$

➤ **En travées :**

- Travée AB : $X = 1.388 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{AB}} = 9.18 \text{ KN.m}$
- Travée BC : $X = 2.316 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{BC}} = 6.29 \text{ KN.m}$
- Travée CD : $X = 2.625 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{CD}} = 8.36 \text{ KN.m}$
- Travée DE : $X = 2.650 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{DE}} = 8.16 \text{ KN.m}$
- Travée E F : $X = 2.276 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{EF}} = 5.77 \text{ KN.m}$
- Travée FG : $X = 2.085 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{FG}} = 5.09 \text{ KN.m}$

➤ **Efforts tranchants :**

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_w = 5.10 \text{ KN} \\ T_e = -6.35 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée BC :

$$\begin{cases} T_w = 5.50 \text{ KN} \\ T_e = -5.21 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée CD :

$$\begin{cases} T_w = 4.50 \text{ KN} \\ T_e = -5.55 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée DE :

$$\begin{cases} T_w = 5.62 \text{ KN} \\ T_e = -4.84 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée EF :

$$\begin{cases} T_w = 5.38 \text{ KN} \\ T_e = -4.59 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée FG :

$$\begin{cases} T_w = 4.35 \text{ KN} \\ T_e = -3.45 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci après.

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

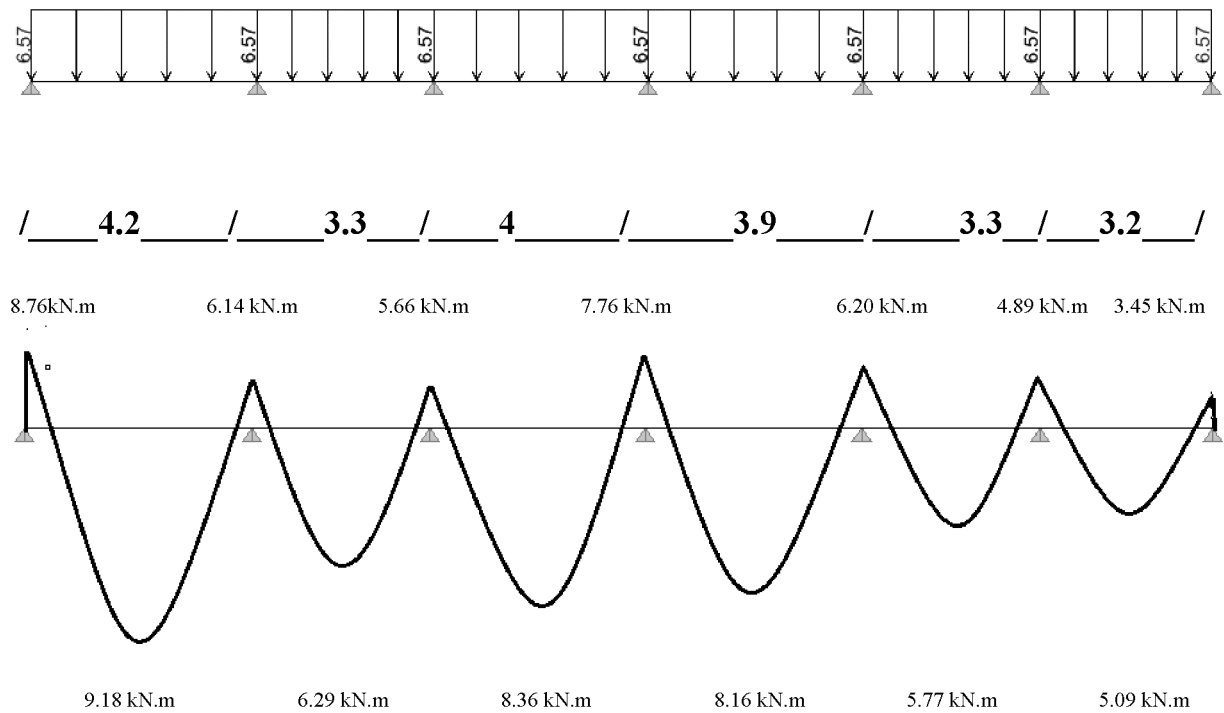


Figure III.10: Diagramme du moment fléchissant (KN.m)

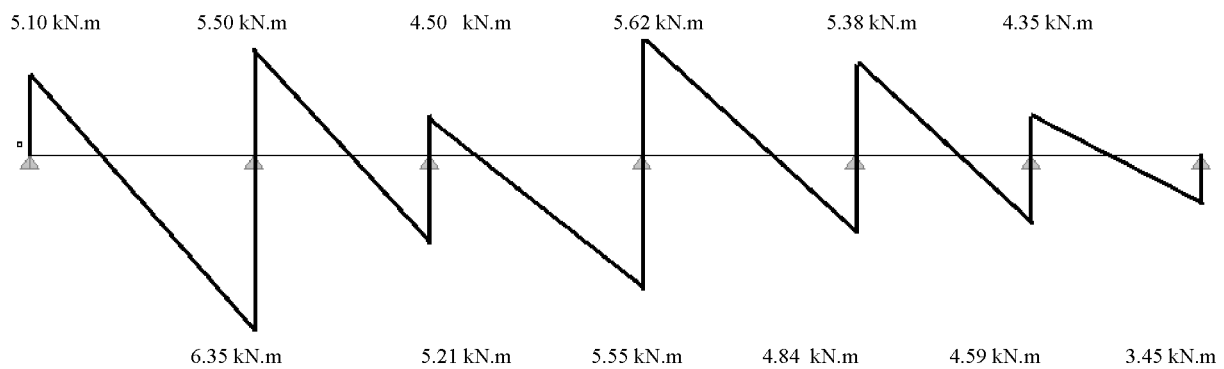


Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants (KN)

- **Calcul des armatures :**

Le calcul se fera à l'ELU, en prenant le moment max aux appuis et en travée.

a) Les armatures longitudinales :

✓ **En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression : $M_0 = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{t\max} = 9.18 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression

par conséquent le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b = 65\text{cm}$, $d = 18 \text{ cm}$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.18 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{9.18 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 347.82} = 1.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopt } \mathbf{3HA10} \Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 8.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{8.76 \cdot 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,150 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{8.76 \times 10^3}{0,924 \times 18 \times 347,82} = 1,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopt } \mathbf{1HA8} \Rightarrow A_s = 1.50 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul de la longueur de scellement :**

A défaut de calcul précis, on adopte les valeurs forfaitaires suivantes pour le rapport $\frac{l_s}{\Phi}$

- 40 pour les aciers à haute adhérence FeE400.
- 50 pour les aciers à haute adhérence FeE500. (**Art BAEL A.6.1, 221**)

Dans notre cas FeE400 $\rightarrow l_s = 40 \Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm}$, donc la longueur du chapeau est :

$$2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

b) Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales Φ_t est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \text{ (Art A.7.2.2 BAEL 91 mod 99):}$$

Avec :

h : Hauteur du plancher (20 cm).

b_0 : Largeur de lame (12 cm).

Φ_t : Diamètre des armatures longitudinales (10 mm).

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right) = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

➤ Espacement :

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

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

Les armatures transversales seront réalisées par deux étriers de $\Phi 8$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.2.5.Vérification à l'ELU:**III.2.5.1.Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu nuisible, on doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{6,35 \times 10}{0,18 \times 0,12} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} = 4,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,34 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5.2. Condition de non fragilité :(Art 4.2,1 BAEL 91 Mod 99)

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{cm}^2$$

✓ **En travée :**

$$A_t = 2,36 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_a = 1,50 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

III.2.5.3. Vérification de l'adhérence aux appuis:(Art A.6.1, 3 BAEL 91 mod 99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{6,35 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 16,956} = 2,31 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,31 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

III.2.5.4. L'ancrage des barres :

les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$\ell_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{se}}$$

ℓ_s :longueur de scellement droit

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1$$

$$\ell_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3,15} = 31,74 \text{cm}$$

La longeurs d'ancrage hors crochets : $\ell_c = 0,4\ell_s = 14,11 \text{cm}$

III.2.5.5. Vérification de la contrainte moyenne sur appui intermédiaire :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{6.35.10^3}{0,9.180.120} = 0,32 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

III.2.6. Calcul à l'ELS :

Moments fléchissant et efforts tranchants :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas ici, les grandeurs calculées sont proportionnelles à cette charge ; pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit donc de multiplier les résultats à l'ELU par le coefficient $(q_s / q_u) = 0.723$ c'est-à-dire : $M_s = 0.723 M_u$, $T_s = 0.723 T_u$

III.2.6.1. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

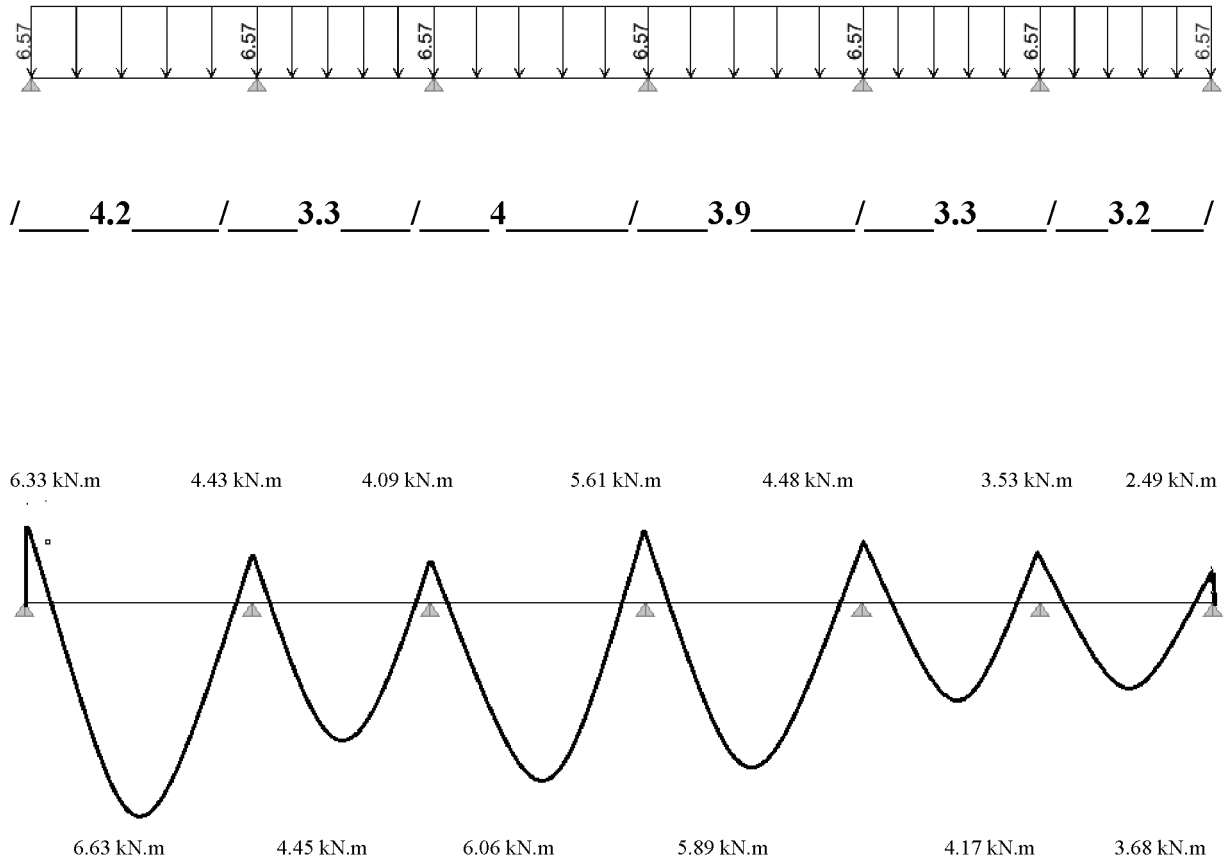


Figure III.12: Diagramme du moment fléchissant (KN.m)

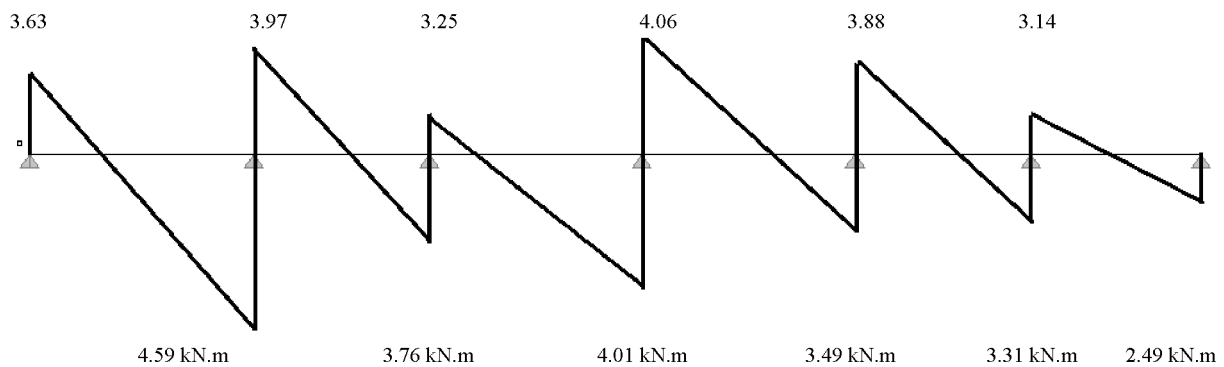


Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants (KN)

III.2.6.2. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible donc il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte des aciers σ_{st} .

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

- Contrainte dans l'acier :

$$M_{aser}^{\max} = 6.33 \text{ kN.m}$$

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0.h$)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.50}{18 \times 12} = 0.694$$

$$\rho_1 = 0.694 \rightarrow \beta_1 = 0.883 \rightarrow K = 27.73$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.33 \cdot 10^3}{0.883 \cdot 18 \cdot 134} = 297.21 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\hat{\sigma}_s}{K} = \frac{297.21}{30.89} = 9.62 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$M_t^{\max} = 6.63 \text{ kN.m}$$

- La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 2.36}{18 \cdot 12} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow K = 19.72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.63 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 182.32 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible, donc elle doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{182.32}{19.72} = 9.24MPa < 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Etat limite de déformation du béton :

L'article (Art B.6.5.1 BAEL 91 Mod 99) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres.

Les trois conditions à vérifier sont :

$$1) h \geq \max\left[\frac{\ell}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0}\right]$$

$$2) A_{sx} \leq \frac{4.2b_0d}{f_e}$$

$$3) \ell \leq 8.0 \text{ m}$$

Avec :

h : hauteur de la section droite (20cm)

ℓ : portée libre maximale (4.20 m)

d : hauteur utile de la section droite (18cm)

b : largeur de la nervure (12cm)

M_t : Moment max en travée (6.63 KN.m)

M₀ : Moment de la travée isostatique ($\frac{Q_s \ell^2}{8} = \frac{8.05 \times 4.20^2}{8} = 17.75 \text{ KN.m}$)

Remarque :

On remarque que la condition 1 n'est pas vérifiée : 20cm < 27.00 cm donc le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.6.3. Calcul de la flèche :

La flèche est vérifiée si seulement si :

$$f_v = \frac{M_s l^2}{10 E_v I_f} < \frac{L}{500}$$

✓ **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

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

✓ **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx**

$$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1,13 \times 18 = 3129,1 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3129,1}{487,25} = 6,42 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6,42 = 13,57 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (6,42^3 + 13,57^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + (6,42 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3,86 (13,57 - 2)^2$$

$$= 23228,82 \text{ cm}^4 \quad \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0109 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3,772$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,51$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 124,88 + 2,1} = 0,52$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 23228,82}{1 + 2,62 \times 0,52} = 13574,002 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 23228,82}{1 + 1,51 \times 0,52} = 19576,84 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{6,63 \times (4,2)^2 \times 10^7}{10 \times 19576,84 \times 11785,77} = 0,50 < \frac{L}{500} = 0,84 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ La flèche est vérifiée.}$$

III.3. Etude des balcons :

III.3.1. Dimensionnement du balcon :

Il sera assimilé à une console encadrée à une extrémité réalisée en corps creux.

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

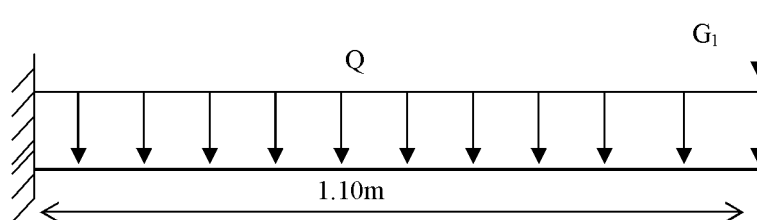


Fig. III.14. Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

G_1 : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps, et le poids du mur en brique

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suite :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11cm \quad \text{soit } e_p = 15cm$$

III.3.2. Charge et surcharge du balcon :

- Les charges permanentes :

$$G = 5.1 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Déterminée dans le chapitre II})$$

- Les surcharges d'exploitation :

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

Balcon à usage d'habitation :

- La charge concentrée dû au poids du garde corps, et le poids du mur en brique :

$$G_1 = 0.6 + 0.90 = 1.5 \text{ KN/m}$$

III.3.3. Calcul à L'ELU :

- Combinaisons de charge : $1.35G + 1.5Q$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 3.50 = 12.13 \text{ KN/m}$$

$$q_{u1} = (1.35 G_1)1m = 1.35 \times 1.5 = 2.025 \text{ KN}$$

- **Moments fléchissant :**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_u = -\left(\frac{q_u L^2}{2} + q_{u1} L\right) = -\left(\frac{12.13 \times 1.10^2}{2} + 2.025 \times 1.10\right) = -8.09 \text{ KN m}$$

Remarque : Le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue

- **Effort tranchant :**

$$V_u = q_u L + q_{u1} = 12.13 \times 1.10 + 2.025 = 14.14 \text{ KN}$$

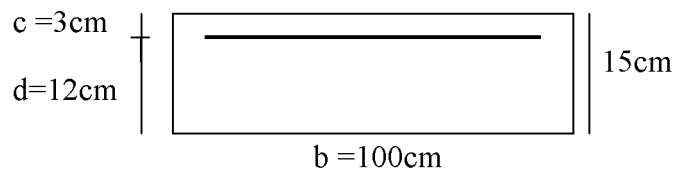
III.3.3.1. Ferrailage :

- Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.09 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.09 \times 10^3}{0.980 \times 12 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2$$



On adopte 6HA12 = 6.79 cm² Avec : St = 15cm

- Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm² Avec : S_t = 25cm

III.3. 3.2. Vérifications :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6.79 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{14.14 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{14.14 \times 10}{100 \times 12} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures secondaires: $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.3.4 Calcul à L'ELS :

- **Combinaison de charge : G+Q**

$$q_s = (G + Q)1m = (5.1 + 3.5) \times 1 = 8.6 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s1} = G_1 \times 1m = 2.025 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = \left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{s1} L \right) = - \left(\frac{8.6 \times 1.1^2}{2} + 2.025 \times 1.1 \right) = -6.32 \text{ KN m}$$

III.3.4.1.Ferraillage :

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.32 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.030 \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.32 \times 10^3}{0.979 \times 12 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$$

Le ferraillage adopté à l'ELU est vérifié.

III.3.4.2.Vérification :**a. Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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 .

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

pour une section rectangulaire $b=100\text{cm}$; $e=15 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{8.09}{6.32} = 1.28$$

$$\mu_\mu = 0.030 \Rightarrow \alpha = 0.063 < \frac{1.28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

b. Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 0.6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPA}$$

$$L_s = 35.21$$

III-4) Calcul de la salle machine:

III.4.1. Caractéristique de l'ascenseur :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $2.27 \times 3.2 = 7.264 \text{ m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1,87 \times 2.8 = 5.23 \text{ m}^2$.
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de : 8 tonnes ($p = 80\text{KN}$)

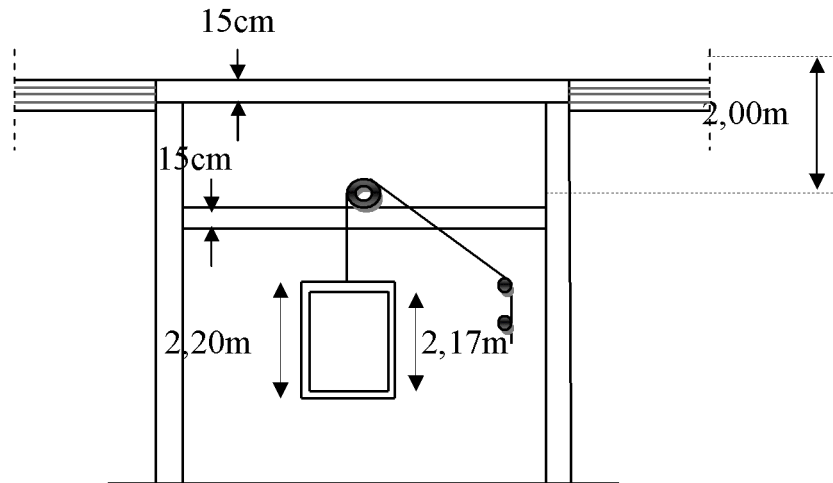


Figure.III.15 : schéma de l'ascenseur.

III.4.2. Dimensionnement :

a) Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{320}{30} = 10.66\text{cm}$$

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ;
donc on prend une épaisseur de 15cm.

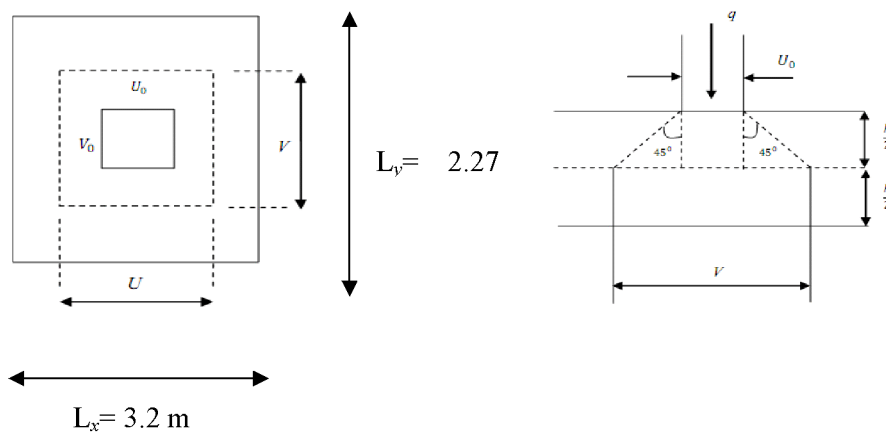


Figure III.16 : schéma statique de la salle machine.

- ✓ P : La charge totale centrée.
- ✓ U, V : cotés du rectangle sur lequel s'applique la charge «P» compte tenu de - la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.
- ✓ U0, V0 : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.
- ✓ Les cotés U0 et V0 sont supposés parallèles respectivement à Lx et Ly.

On a :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_t = 280 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 297 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t = 187 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 204 \text{ cm.}$$

Avec : e (revêtement de la dalle) = 5cm.

$\xi = 1$ (pour le béton).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{227}{320} = 0.70 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : Coefficient de poisson : à l'ELU : $\nu = 0$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{297}{320} = 0,92$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{204}{227} = 0,90$$

À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolation On aura :

$$\begin{cases} M_1 = 0,0562 \\ M_2 = 0,0254 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 p = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 108 \times 0,0562 = 6.07 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 108 \times 0,0254 = 2.74 \text{ KN.m.}$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\rho = 0,70 ; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0683 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (25 \times 0,15 \times 1) + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN / ml.}$$

$$M_{x2} = 0,0683 \times 6,563 \times 3.20^2 = 4.59 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,436 \times 4.59 = 2.001 \text{ KN.m.}$$

d) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.07 + 4.59 = 10.66 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.74 + 2.001 = 4.74 \text{ KN.m}$$

✚ **Remarque:** Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appui par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

e) Ferrailage de la dalle:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur :

1. Sens x-x :➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 10.66 = 9.061 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.09 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,044 \Rightarrow \beta = 0,978.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.09 \times 10^3}{0,978 \times 12 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2.$$

On adopte 3HA10 = 2.35 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times 10.66 = 3.198 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.198 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.198 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0,771 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

2. Sens y-y :➤ **En travée :**

$$M_y^t = 0,85 \times 4,74 = 4,029 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,029 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,019 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990.$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,029 \times 10^3}{0,990 \times 12 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 0,3 \times 4,74 = 1,422 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,422 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,997.$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,422 \times 10^3}{0,997 \times 12 \times 348} = 0,341 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm². avec un espacement S_t = 25cm.

III.4.3. Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (Art B.7.4.BAEL 91 modifié 99) :**

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} \quad \text{avec : } \rho_x = \frac{L_x}{L_y}; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}.$$

$$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad w_0 = 0,8\% \text{ (Acier HA FeE400).}$$

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire

$$A_{\min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = 0,008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{320}{227} \right) = 0,954 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,954 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifié 99):

L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifié 99) :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{bc}}$$

U_c : Périmètre du contour.

$$U_c = 2(U + V) = 2(2,97 + 2,04) = 10,02 \text{ m.}$$

$$q_u = 108 \text{ KN} \leq 0,045 \times 10,02 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1127,25 \text{ KN.} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{80}{2 \times 2,04 + 2,97} = 11,34 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 2,04} = 13,07 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{13,07 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,108 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ condition vérifiée.

III.4.4. Vérification à l'ELS :**a) Calcul des moments au centre du panneau :**

✚ À l'ELS : $\nu = 0,2$

$$\begin{cases} M_1 = 0,0562 \text{ n.} \\ M_2 = 0,0254. \end{cases}$$

$$q_s = p = 80 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_u \times (M_1 + \nu M_2) = 80 \times (0,0562 + 0,2 \times 0,0254) = 4,90 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_u \times (M_2 + \nu M_1) = 80 \times (0,0254 + 0,2 \times 0,0562) = 2,93 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0,70 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,585 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15 \times 1) + 1 = 4,75 \text{ KN / ml.}$$

$$M_{x2} = 0,0743 \times 4,75 \times 3,2^2 = 3,61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0,585 \times 3,61 = 2,11 \text{ KN.m.}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,90 + 3,61 = 8,51 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,93 + 2,11 = 5,04 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage de la dalle:**1. Sens x-x :****➤ En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 8,51 = 7,23 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,23 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,035 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,777.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,23 \times 10^3}{0,777 \times 12 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2.$$

On adopte 3HA10 = 2,35 cm². avec un espacement S_t = 25 cm.

➤ Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times 5,04 = 1,62 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,62 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0079 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0079 \Rightarrow \beta = 0,865.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,62 \times 10^3}{0,865 \times 12 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2.$$

$$0,44 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

2) Sens y-y :**➤ En travée :**

$$M_y^t = 0,85 \times 5,04 = 4,284 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,284 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,809.$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,284 \times 10^3}{0,809 \times 12 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2.$$

$$1,26 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

➤ Aux appuis :

$$M_y^a = 0,3 \times 5,04 = 1,51 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,51 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0073 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0073 \Rightarrow \beta = 0,869.$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,51 \times 10^3}{0,869 \times 12 \times 348} = 0,41 \text{ cm}^2.$$

$$0,41 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

✚ Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

e) Contrainte de compression dans le béton :

1. Sens x-x :

➤ En travée :

$$M_t = 9.06 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3,14 \text{cm}^2.$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 12} = 0,195 \Rightarrow \beta_1 = 0,943 \Rightarrow K_1 = 72.72.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{9.06 \times 10^3}{0,943 \times 12 \times 2,35} = 340.69 \text{MPa} < 348 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{340.69}{72.72} = 4.68 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a = 3.198 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,01 \text{cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167 \Rightarrow \beta_1 = 0,933 \Rightarrow K_1 = 59.63.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.19 \times 10^3}{0,933 \times 12 \times 2,01} = 141.75 \text{MPa} < 348 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{141.75}{59.63} = 2.37 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Sens y-y :

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

f) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable \Rightarrow Aucune vérification n'est nécessaire.

III.5. Calcul des escaliers :

III.5.1 .Définition :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière des plans horizontaux permettent l'accès aux différents niveaux, il peut être en béton armé ou en bois
 Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III.5.2 .Définitions d'ordre fonctionnel et caractéristiques géométriques :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure III.1.

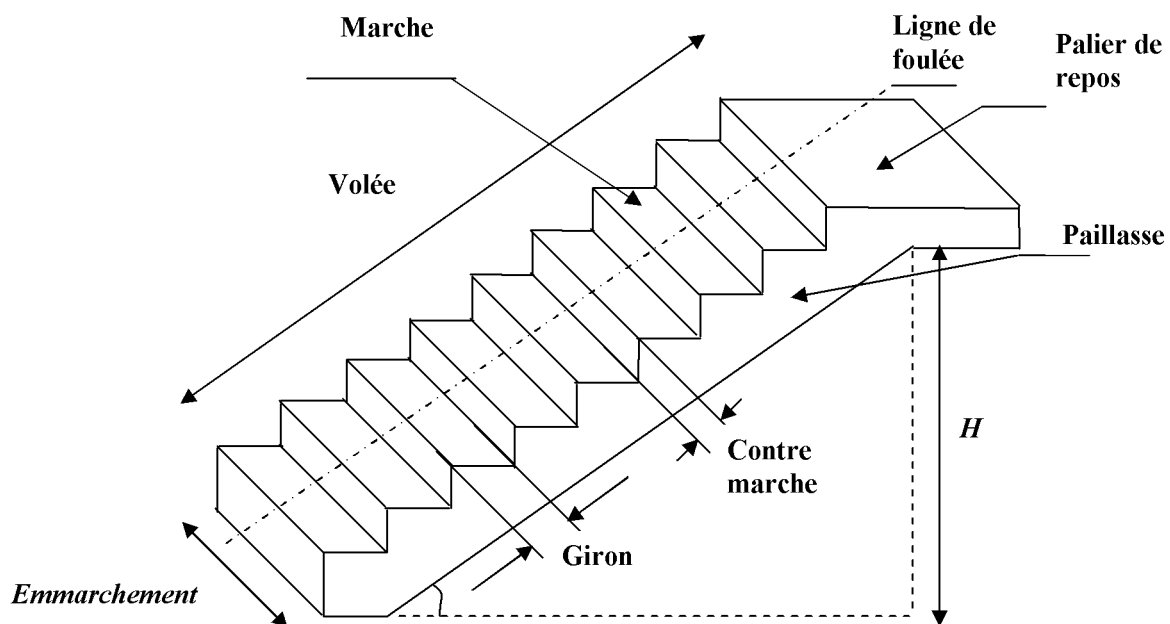


Figure III.16. : Principaux termes relatifs à un escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ;sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux marches .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est : $2h + g = 59 \text{ à } 64$.

- Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- L'embranchement : représente la largeur de la marche.

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant .

III.5.3. Terminologie :

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

III.5.4 Dimensionnement :

Notre ouvrage est doté de trois cages d'escaliers, ses derniers sont droits, réalisés en béton armé coulés sur place.

Ils sont constitués d'un seul palier intermédiaire et de deux volées.

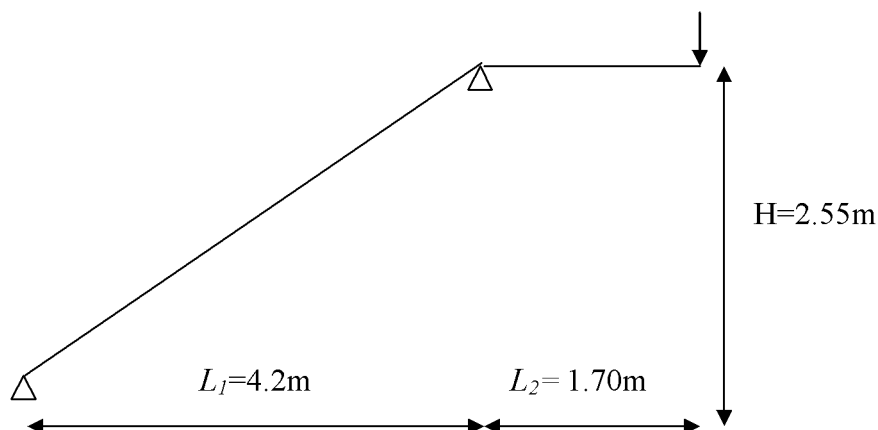


Figure III.17: Schéma statique de l'escalier

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule BLONDEL en tenant compte des dimensions données sur les plans.

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

On a les conditions suivantes :

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \quad , \quad 59\text{cm} \leq g \leq 66\text{cm}$$

Le nombre de contre marche est égal à : $n = H/h$

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

Le rapport ($r = h/g$) est appelé raideur d'escalier.

En habitation collective l'emmarchement doit être $\geq 120\text{cm}$

La profondeur du palier de repos est :

$$L_2 \geq 3g \quad \text{ou} \quad L_2 \geq 140\text{cm}$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suit une personne qui se déplace d'un étage à l'autre, elle est tracée à 50cm du collet.

• **Application :**

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

Compte tenu de la hauteur d'étage (4.08m) imposée par l'architecte et des formules ci-dessus, la hauteur la plus convenable est $h = 17\text{ cm}$ avec $2n = 30$ (nombre de hauteurs des deux volées).

$$n = H/h = 255/17 = 15.$$

$$m = n - 1 = 15 - 1 = 14$$

$$g = l/n = 420/15 = 30\text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\text{L'emmarchement est de } 1.25\text{m} \geq 1.20\text{m} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 = 1.7 \geq 3g = 90\text{ cm} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\text{Longueur de la ligne de foulée est : } L = g(n-1) = 30(15-1) = 420\text{cm.}$$

• **Dimensionnement de la paille et du palier de repos :**

a-Paille

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

L_0 : longueur de la paillasse.

$L_1 = L + 1,4$ longueur développée.

On a: $\text{tag } \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{255}{420} = 0,60 \Rightarrow \alpha = 31,26^\circ$

$$\cos \alpha = \frac{l_1}{L_0} \Rightarrow L_0 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{420}{0,854} = 491,35 [\text{cm}]$$

$$L' = L_0 + L_2 = 491,35 + 170 = 661,350 [\text{cm}]$$

$$\frac{661,35}{30} \leq e \leq \frac{661,35}{20} \Rightarrow 22,045 \leq e \leq 33,06 \text{ cm}$$

On adopte $e=20$ cm

b. Palier de repos :

$$e \geq L/10 \Rightarrow e \geq 170/10 = 17 \text{ cm}$$

On adopte $e=20$ cm

III.5.5. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour un mètre d’emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

- **Charges permanentes G :**

1. **Palier :**

❖ **Tableau III.1: Charges revenant au palier**

Eléments	Poids propre [KN/ml]	
Poids propre de la dalle	25 x 0.20x1.00	5.00
sable	18 x0.03 x 1.00	0.54
mortier	20 x0.03 x1.00	0.60
carrelage	20 x 0.02 x1.00	0.40
Enduit	10 x 0.02 x1.00	0.20
		Gpalier=6.74

2 - La paillasse :

❖ Tableau III.2: Charges revenant à la paillasse

Eléments	Poids propre [KN/ml]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times e_p / \cos\alpha = 25 \times 0.20 / \cos 31.26^\circ$	5.84
Poids propre des marches	$25 \times e_p / 2 = 25 \times 0.16 / 2$	2.00
carrelage	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.4
Mortier de pose	$20 \times 0.03 \times 1.00$	0.6
Couche de sable	$18 \times 0.03 \times 1.00$	0.54
Enduit de ciment	$10 \times 0.02 \times 1.00$	0.2
Poids propre du garde corps	/	0.2
		G paillasse=9.78

3. Poids du mur en briques creuse :

Le poids du mur est rajouté comme une charge ponctuelle (P) qui vau x :

$$P = G_t \times H_m = 2.1 \times 1.53 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

Avec :

G_t : charges revenants aux murs.

H_m : Hauteur du mur

- Charge d'exploitation Q :

La charge d'exploitation des escaliers d'après le (DTR B.C.2.2) :

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

III.5.6. Ferrailages :

III.5.6.1. Ferrailage à L'ELU :

III.5.6.1.1. Combinaison des charges et surcharges :

L'état limite ultime (ELU) : $(1.35G + 1.5Q)$

$$\text{Palier : } q_u = 1.35 \times 6.74 + 1.5 \times 2.5 = 12.84 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Paillasse : } q_u = 1.35 \times 9.78 + 1.5 \times 2.5 = 16.953 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Mur : } q_u = 1.35 \times 3.75 = 5.06 \text{ KN/ml.}$$

III.5.6.1.2. Schéma statique de calcul :

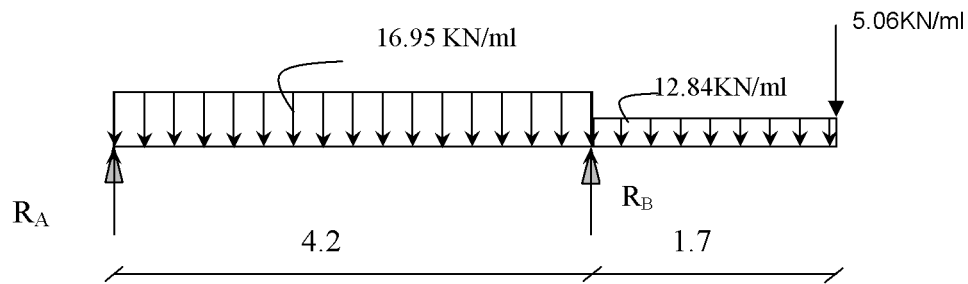


Figure III.18. : Schéma statique à l'ELU.

a- Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 5.05 + (12,84 \times 1,7) + (16,95 \times 4,2) = 98,068 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (5,05 \times 5,9) + (16,95 \times 4,2 \times 2,1) + (12,84 \times 1,7 \times 5,05)$$

$$- R_B \times 4,2 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 23,138 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow R_B = 68,93 \text{ KN.}$$

b- Calcul des efforts internes :

b-1- Efforts tranchants :

❖ Tableau III.3 : efforts tranchants à l' ELU

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 1,70$	$-5,05 - 12,84x$	0	-5,05
		1,70	-26,878
$0 \leq x \leq 4,20$	$-23,138 + 16,94x$	0	-23,138
		4,20	48,01

b-2- Moments fléchissant :

❖ Tableau III.4. : moments fléchissant à l'ELU

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,70	-5.05x - 6.42x ²	0	0
		1,70	-27.138
0 ≤ x ≤ 4.20	23.138x - 8.47x ²	0	0
		4.20	-25.438

C. Calcul de M_{max} :

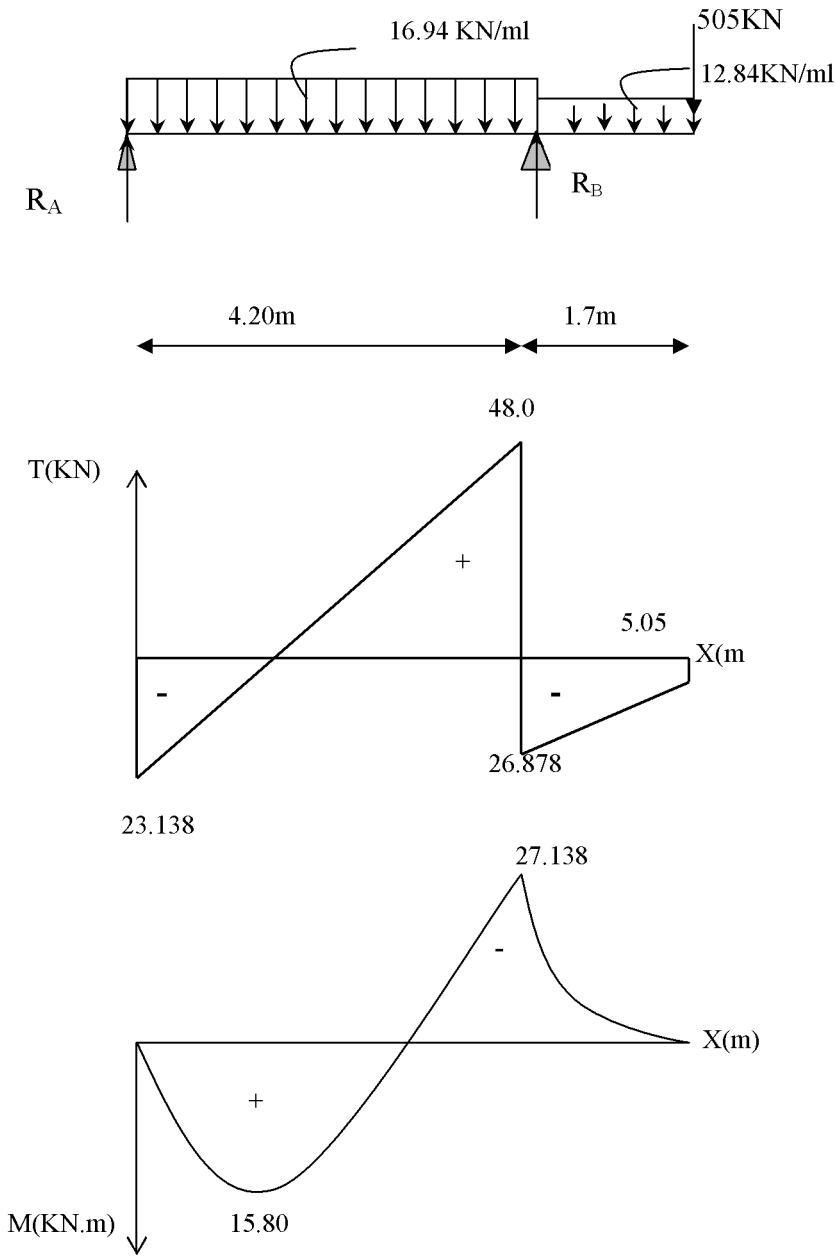
- Le moment M_z s'annule pour x=1.25m
- Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \Rightarrow 23.138 - 16.94x = 0 \Rightarrow x = 1.36m$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 23.138(1.36) - 8,47(1.36)^2$$

$$M_z^{\max} = 15.80 \text{ KN.m}$$

D. Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant :



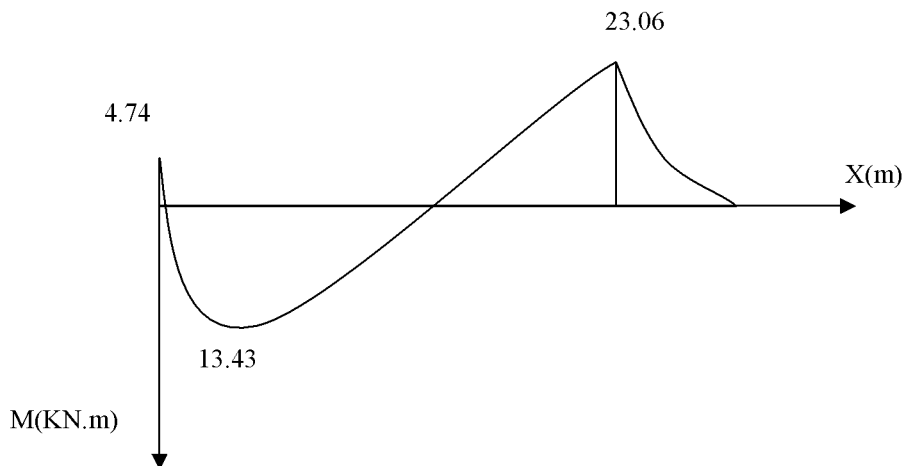
Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Soit : $M_t = 0,85 M_0$

$$M_a = -0,3 M_0$$

Donc : $M_t = 13,43 \text{ KN.m}$

$$M_a = -4,74 \text{ KN.m}$$



e- Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire avec : $b=100 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$; $d=17 \text{ cm}$ et $c=2 \text{ cm}$.

➤ Aux appuis :

• Armatures principales :

$M_{ua} = -23,06 \text{ KN.m} \Rightarrow$ les fibres supérieures qui sont tendues.

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23,06 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,056 < \mu_u = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971.$$

$$A_p = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,06 \times 10^3}{0,971 \times 17 \times 348} = 4,01 \text{ cm}^2.$$

soit : $A_p = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

- En travées :

- Armatures principales :

$M_{ut} = 15.43 \text{ KN.m} \Rightarrow$ les fibres inférieures sont tendues.

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15.43 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu = 0,392$$

$$\mu_b = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_p = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.43 \times 10^3}{0,981 \times 17 \times 348} = 2.65 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_p = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

f. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1 BAEL91 modifiée 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2.$$

- Aux appuis :

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL91 modifiée 99) :

- Armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \min(3h; 33cm) = 33cm.$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{t \max} \leq \min(4h; 45cm) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifiée 99):

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}. \quad \text{avec: } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 1 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{48.01 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 125,6} = 2.49 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 211BAEL91 modifiée 99)

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right).$$

$$\tau_u = \frac{48.01 \times 10^3}{10^3 \times 170} = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A .5.1, 321 BAEL 91 modifiée 99) :

- **Influence sur les aciers :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e}$.

V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_u : Moment fléchissant t au droit de l'appui.

a : La longueur d'appui. , avec : $a = 0,9d$.

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left(48.01 \times 10^3 - \frac{13.43 \times 10^6}{0,9 \times 170} \right)}{400} = 114.33 \text{ mm}^2 = 11.433 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 11.43 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2$. \longrightarrow Condition vérifiée.

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifie que : $\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b}$

$V_u^{\max} = 48.01 \text{ KN} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^2 \times 0,9 \times 17 \times 100}{1,5} = 1020 \text{ KN} \longrightarrow$ condition vérifiée.

- **calcul de longueur d'ancrage (Art A.6.1,23 BAEL91 modifiée 99) :**

$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$ Avec : $\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{i28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

$$l_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} \begin{cases} \phi = 0,8 \text{ cm} \rightarrow l_s = 28,22 \text{ cm}. \\ \phi = 1,0 \text{ cm} \rightarrow l_s = 35,27 \text{ cm}. \\ \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l_s = 42,33 \text{ cm}. \end{cases}$$

l_s est supérieur à la largeur de la poutre ($b=25\text{cm}$) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets ; soit des crochets de longueur l_a tel que : $l_a = 0,4 \times l_s$ (Art A.6.1,253 BAEL91 modifiée 99).

$$\Phi = \begin{cases} 0,8 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 11,29 \text{ cm}. \\ 1,0 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 14,10 \text{ cm}. \\ 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 16,93 \text{ cm}. \end{cases}$$

III.5.6.2 Vérification à l'ELS :

III.5.6.2.1 Combinaison des charges et surcharges :

L'état limite de service (ELS) : (G+Q)

Palier : $q_s = 6.74 + 2.5 = 9.24 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_s = 9.78 + 2.5 = 12.27 \text{ KN/ml}$.

Mur : $q_s = 5.06 \text{ KN/ml}$.

III.5.6.2.2 Calcul des efforts internes :

a . Réaction d'appuis :

$R_A = 21.56 \text{ KN}$

$R_B = 50.86 \text{ KN}$

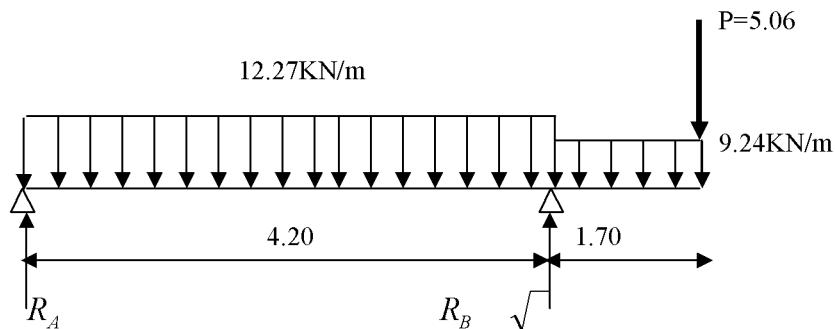


Figure III.19. :schéma statique à l'ELS

b- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

b-1- Efforts tranchants :

❖ Tableau III.5 : efforts tranchants à l'ELS

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 1,70$	$- 5.06 - 9.24x$	0	-5.06
		1,70	-20.76
$0 \leq x \leq 4.20$	$- 21.56 + 12.27x$	0	-21.56
		4.20	29.97

b-2- Moments fléchissant :❖ **Tableau III.6: moments fléchissant à l'ELS**

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,70$	$-5.06x - 4.62x^2$	0	0
		1.70	-21.95
$0 \leq x \leq 4.20$	$21.56x - 6.13x^2$	0	0
		4.20	-17.58

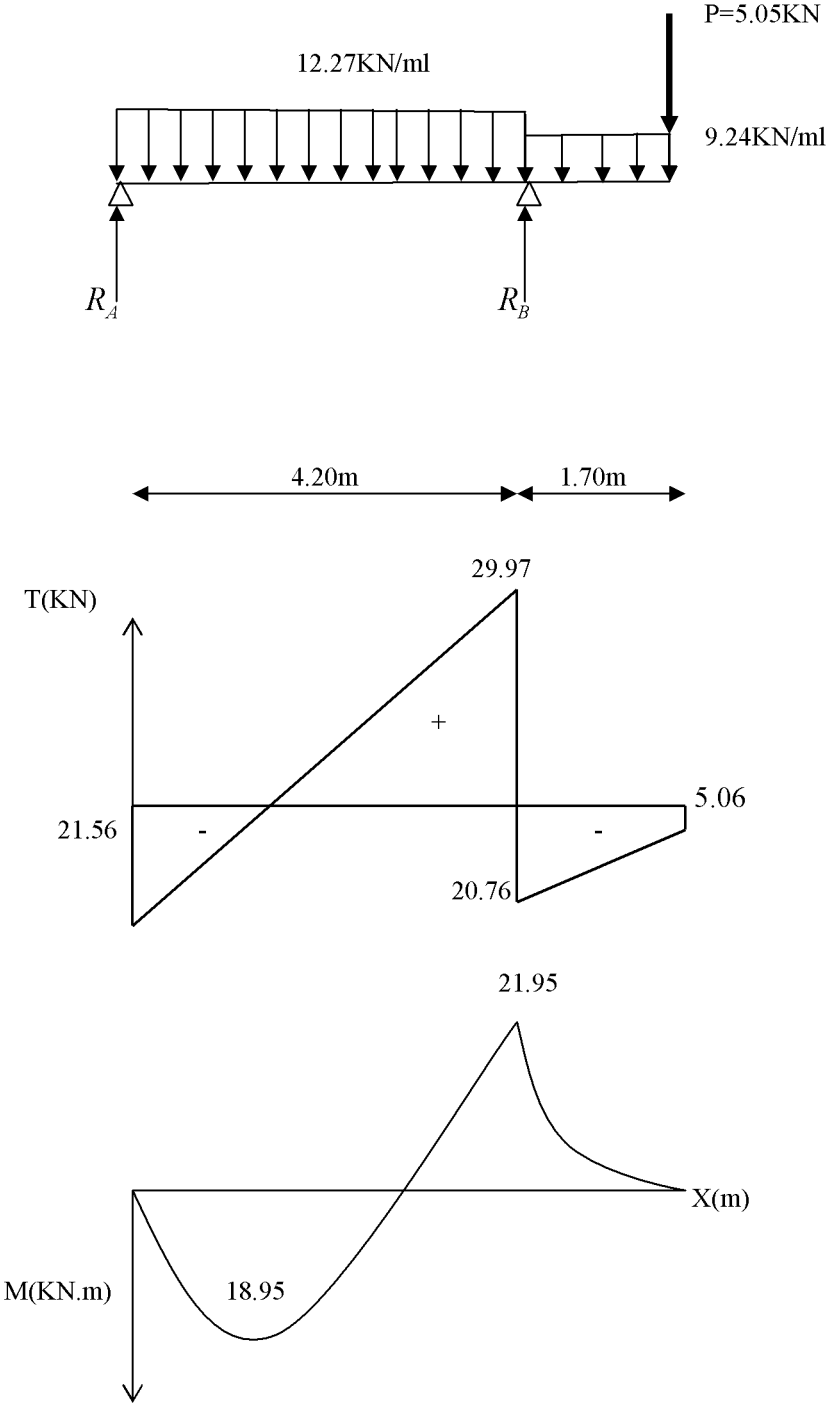
c. Calcul de M_z max :

- Le moment M_z s'annule pour x=1.25m
 - Le moment M_z est maximal pour T_y = 0
- $$T_y = 0 \Rightarrow 21.56 - 12.27x = 0 \Rightarrow x = 1.75 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 21.56(1.75) - 6.13(1.75)^2$

$$M_z^{\max} = 18.95 \text{ KN.m}$$

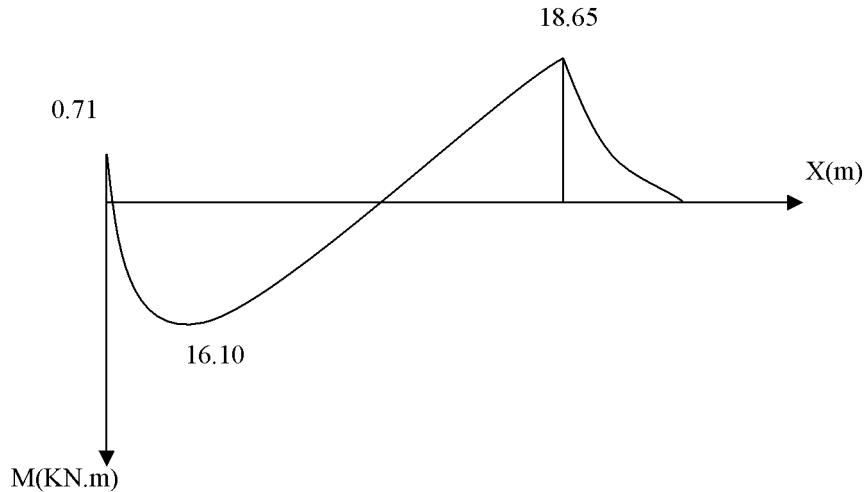
d- Diagrammes des sollicitations à L'ELS :



On tenant compte des semi-encastres :

$$M_a = -0,3 M_0 = -5.68KN.m$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 16.10KN.m$$



1. Vérification des contraintes :

➤ **En travées :**

$$M_{ts} = 16.10KN/ml \text{ et } A_t = 3.14cm^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0,184 \rightarrow K_1 = 57.46 \rightarrow \beta_1 = 0,931.$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{16.10 \times 10^3}{0,931 \times 17 \times 3.14} = 323.96MPa.$$

$$\sigma_s = 323.96MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{57.46} \times 323.96 = 5.63MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 5.63MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

Mas=18.65KN/ml et Aa= 4.52cm².

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 17} = 0,266 \rightarrow K_1 = 45.98 \rightarrow \beta_1 = 0,918.$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{18.65 \times 10^3}{0,918 \times 17 \times 4.52} = 264.39 MPa.$$

$$\sigma_s = 264.39 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 MPa \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{45.98} \times 264.39 = 5.75 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 5.75 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL modifiée 99) :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\frac{h}{l} < \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{h}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0,047 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{16.10}{10 \times 18.95} = 0,084 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{452}{1000 \times 170} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.06 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0,047 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée ;}$$

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f \leq \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} = 0,5cm + \frac{500}{1000} = 1cm$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa ;}$$

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

V_1 : position de l'axe neutre $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$;

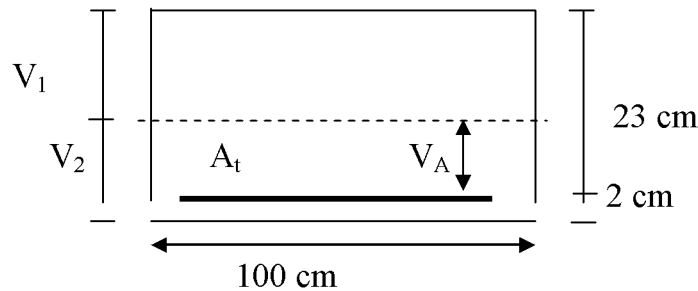


Schéma de calcul des escaliers

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 25 + 15 \times 6,15 = 2592,25 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 6,15 \times 23}{2592,25} = 12,87 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,87 = 12,13 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{100}{3}(12,87^3 + 12,13^3) + 15 \times 6,15(10,13)^2 = 140017 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{6,15}{100 \times 23} = 0,0026 \rho\% = 0,26$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{32,47 \times 10^6}{0,919 \times 230 \times 615} = 249,78 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) 0,26} = 0,032$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,987$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 140017}{1 + 0,032 \times 0,987} = 149303,11 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{32,47 \times 10^5 (539)^2}{10 \times 10818,86 \times 149303,11 \times 10^2} = 0,583 \text{ cm}$$

$$f = 5,83 \text{ mm} \leq \bar{f} = 10,39 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.6. Étude de la poutre palière :

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage, elle est encadrée à ses deux extrémités aux poteaux de la cage d'escalier, sa portée est de 3.15m.

Le calcul se fera en flexion simple.

III.6.1 Pré-dimensionnement :

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

Avec

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

H_t : hauteur de la poutre.

$$\frac{290}{15} \leq H_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33\text{cm} \leq H_t \leq 29 \text{ cm, on prend } H_t = 30 \text{ cm.}$$

$$0.4 H_t \leq b \leq 0.7 H_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm, on prend } b = 25 \text{ cm.}$$

Donc notre poutre sera de dimension (h×b) = (30×25).

- **Exigence du RPA (ART 7.5.1) :**

$$H_t \geq 30\text{cm, } H_t = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm, } b = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H_t}{b} \leq 4, \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.2 Détermination des charges et surcharges :

- **Les sollicitations :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } G = 25 \times 0.30 \times 0.25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier à L'ELU : } R_u = 17.17 \text{ KN}$$

$$\text{Réaction du palier à L'ELS : } R_s = 12.22 \text{ KN.}$$

- **Les combinaisons de charge :**

$$\text{L'E.L.U : } q_u = 1,35G + \frac{2R_u}{L} = 1,35 \times 1.875 + \frac{2 \times 17.17}{2.90} = 14.37 \text{ KN/m}$$

$$\text{L'E.L.S : } q_s = G + \frac{R_s}{L} = 1.875 + \frac{2 \times 12.22}{2.90} = 10.30 \text{ KN/m.}$$

III.6.3. Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{14.37 \times (2.9)^2}{8} = 15.10 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 15.10 \text{ KN.m.}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{14.37 \times (2.9)}{2} = 20.83 \text{ KN.}$$

Etant donné l'effort de semi encastrement on aura.

$$M_{uapp} = (-0, 3) M_0 = -4.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ut} = (0, 85) M_0 = 12.84 \text{ KN.m}$$

- Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants:

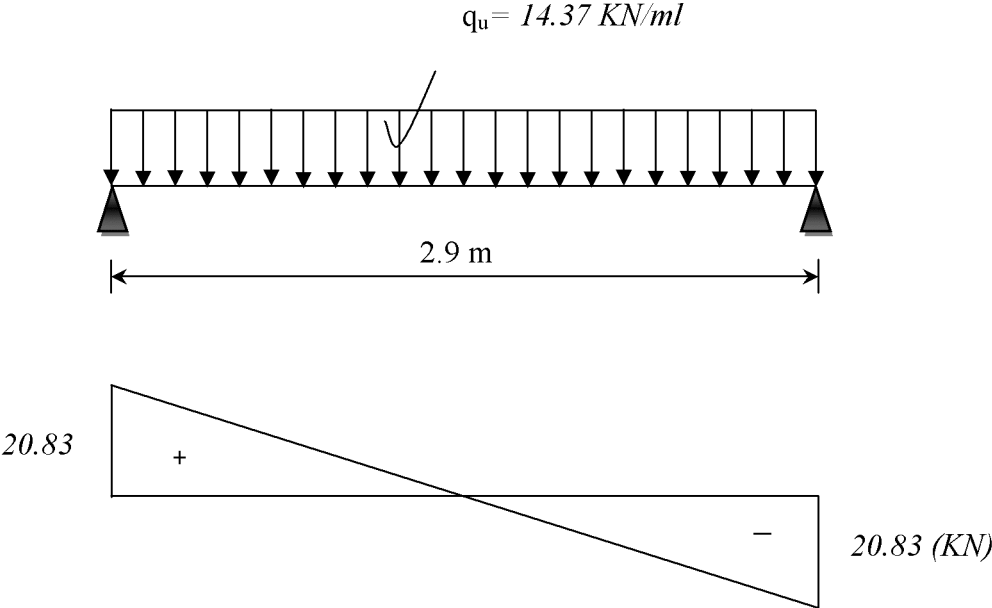


Figure III.20. : Diagramme des efforts tranchants(KN)

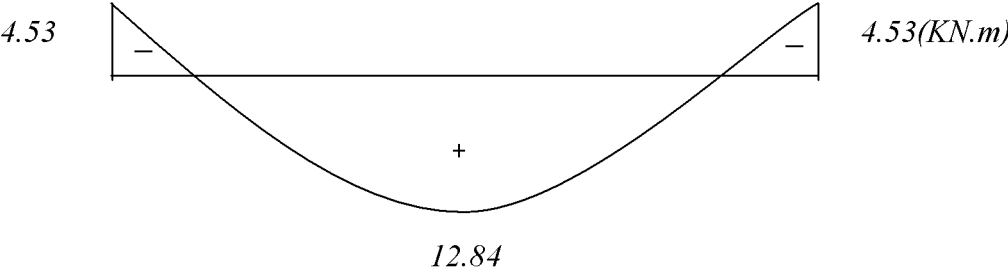


Figure III.21. : Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

III.6.4 Calcul des armatures longitudinales :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{ua} = 4.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{4.53 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_b = 0.016 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.016 \text{ Tableau } \beta = 0.992 .$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.53 \times 10^3}{0.992 \times 28 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit } A_s = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 .$$

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 12.84 \text{ m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.84 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_b = 0.046 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA \longrightarrow \mu_b = 0.0046 \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.976$$

$$A_u = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.84 \times 10^3}{0.976 \times 28 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_u = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 .$$

III.6.5. Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on ait.

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 8.6, 10, 25 \} = 8.6 \text{ mm} . \Phi_t \leq 1.0 \text{ cm}^2 .$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Φ_t : Diamètre minimum des armatures tendues du 1^{er} lit maintenues par des cadres.

On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$.

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement : (ART 5.1, 22 BAEL 91 mode 99)**

$$S_t \leq \text{Min} [0.9 d; 40\text{cm}]$$

$$S_t \leq \text{Min} [0.9 \times 28; 40\text{cm}] \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm}$$

$$S_t \geq \frac{A_t f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 25} = 80.4\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.9 f_e} \right) \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{b \gamma_s} \left(\frac{0.9 f_e}{\tau_u - 0.3 f_{tj}} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{20.83 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 0.29\text{MPa}$$

$$S_t \leq \frac{2.01}{25 \times 1.15} \left(\frac{0.9 \times 400}{0.29 - 0.3 \times 2.1} \right) = 74.01\text{cm}$$

$$S = \text{min} (25.2\text{cm} ; 80.4\text{cm} ; 74.01\text{cm}) = 25.2\text{cm}$$

On adopt: $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Exigence du RPA (ART 7.2.2 RPA99 Version 2003) :**

1. Zone nodale :

$$S_t \leq \text{min} \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_t \right) = \text{min} \left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.2 \right) = 7.5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

On prend $S_t = 8 \text{ cm}$, pour une longueur $l = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$.

2. Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}, \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}.$$

La section d'armature transversale doit être vérifiée comme suit :

$$A_{tr} \geq 0.003 S_t \times b \Rightarrow A_{tr} \geq 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$$A_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.6. Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)

$$A_{\text{min}} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.85\text{cm}^2$$

$$A_{ut} = 3.39\text{cm}^2 > 0.85\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$A_{ua} = 2.36\text{cm}^2 > 0.85\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

b) Condition de l'effort tranchant : fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \min \{ 3.33MPa, 5MPa \} = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{20.84 \times 10}{25 \times 28} = 0.297MPa < 3.33MPa \rightarrow \text{Vérifié}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant au niveau du voisinage des appuis :

- **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq 1.15 \left(V_u + \frac{M_a}{a} \right) / f_e = 1.15 \left(20.84 \times 100 - \frac{4.53 \times 100}{0.9 \times 28} \right) / 4000 = 0.59cm^2$$

$$0.59cm^2 < A_a = 3.39cm^2 \rightarrow \text{Vérifié}$$

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 28 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 420KN$$

$$V_u = 20.83KN < 495KN \rightarrow \text{Vérifié}$$

d) Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.08cm$$

$$\tau_{se} = \frac{20.83 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150.8} = 0.54MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835MPa$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.3mm = 42.33cm.$$

On opte : $l_s = 45cm$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est :

$$l_r = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

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

III.6.7. Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS :

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{10.30 \times (2.9)^2}{8} = 10.82 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 10.82 \text{ KN.m.}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_s \ell}{2} = \frac{10.30 \times (2.9)}{2} = 14.93 \text{ KN.}$$

Etant donné l'effort de semi encastrement on aura.

$$M_{\text{sapp}} = (-0, 3) M_0 = -3.24 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{st}} = (0, 85) M_0 = 9.19 \text{ KN.m}$$

- Diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELS:

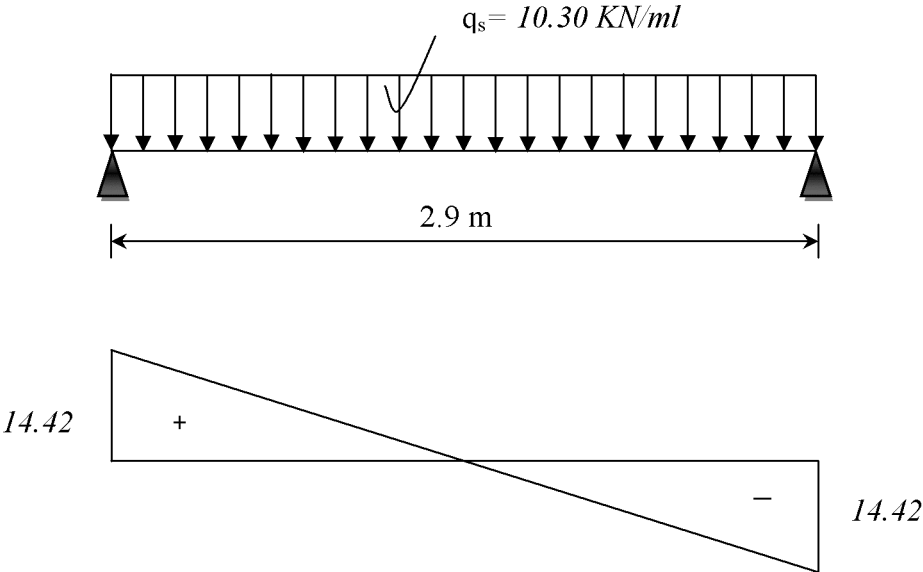


Figure III.22: Diagramme des efforts tranchants(KN) à l'ELS

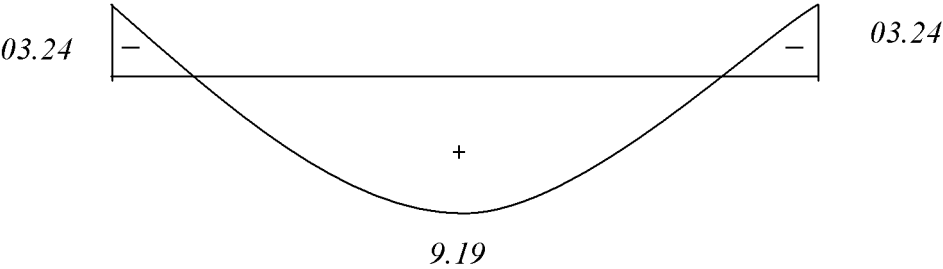


Figure III.23.:Diagramme des moments fléchissant (KN.m) à l'ELS

III.6.8. vérification des contraintes à l'ELS :**a) état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 15MPa.$$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{app}}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = 0.33 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.910 \\ K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{40.56} = 0.024. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sapp}}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{0.324 \times 10^3}{0.910 \times 28 \times 2.36} = 53.88 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0.027 \times 53.88 = 1.45 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 1.45 MPa < 15 MPa \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.894 \\ K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32.17} = 0.031. \end{cases}$$

$$\sigma_s = 108.29 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0.027 \times 108.29 = 2.92 [MPa] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 [MPa]. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) État limite d'ouverture des fissures (BAEL91.ArtB.6.3) :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

c) État limite de déformation :

Pour dispenser de calcul de la flèche on vérifie.

$$1) \frac{h}{L} = \frac{30}{290} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0.10 > \frac{M_t}{10 \times Mo} = \frac{9.19}{10 \times 10.82} = 0.084 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{b \times d} = \frac{236}{250 \times 280} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.010 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.7. Etude du porte à faux :

III.7.1. Dimensionnement du porte à faux :

Il sera assimilé à une console encastree à une extrémité réalisée en dalle pleine.

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

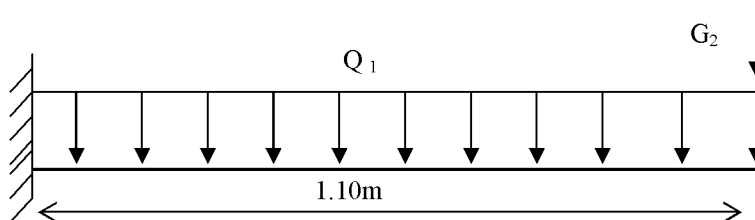


Fig. III.20. Schéma Statique

Q_1 : charges et surcharges verticales revenant au porte à faux.

G_2 : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm} \quad \text{soit } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.7.2. Charge et surcharge du porte à faux

- Les charges permanentes :

$$G_2 = 4.64 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Déterminée dans le chapitre II})$$

- Les surcharges d'exploitation :

$$Q_1 = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

Porte à faux à usage d'habitation :

- La charge concentrée :

$$G' = 2.76 \times (3.06 - 0.20) = 7.90 \text{ KN/m}$$

III.7.3. Calcul à L'ELU :

- Combinaisons de charge : **1.35G+1.5Q**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1m = 1.35 \times 4.64 + 1.5 \times 2.5 = 10.01 \text{ KN/m}$$

$$q_{u1} = (1.35 G')1m = 1.35 \times 7.90 = 10.67 \text{ KN}$$

- **Moments fléchissant :**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_u = -\left(\frac{q_u L^2}{2} + q_{u1} L\right) = -\left(\frac{10.01 \times 1.1^2}{2} + 10.67 \times 1.1\right) = -17.79 \text{ KN m}$$

Remarque : Le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue

- **Effort tranchant :**

$$V_u = q_u L + q_{u1} = 10.01 \times 1.1 + 10.67 = 22.74 \text{ KN}$$

III.7.3.1. Ferrailage :

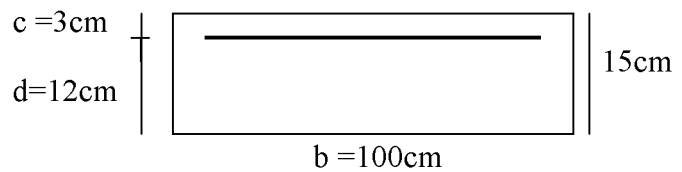
- Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.79 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.088 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.79 \times 10^3}{0.954 \times 12 \times 348} = 4.46 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA12 = 6.79 cm² Avec : St = 15cm



- Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 cm² Avec : S_t = 25cm

III.7. 3.2. Vérifications :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6.79 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{22.74 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{22.74 \times 10}{100 \times 12} = 1.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires: $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

III.7.4 Calcul à L'ELS :

- **Combinaison de charge : G+Q**

$$q_s = (G + Q)l = 4.64 + 2.5 = 7.14 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s1} = G' \times l = 7.90 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = \left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{s1} L \right) = - \left(\frac{7.14 \times 1.1^2}{2} + 7.90 \times 1.1 \right) = -13.009 \text{ KN m}$$

III.7.4.1.Ferraillage :

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.009 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.064 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.009 \times 10^3}{0.967 \times 12 \times 348} = 3.22 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$$

Le ferraillage adopté à l'ELU est vérifié.

III.3.4.2.Vérification :**a. Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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 .

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

pour une section rectangulaire $b=100\text{cm}$; $e=15 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{17.79}{13.009} = 1.36$$

$$\mu_\mu = 0.088 \Rightarrow \alpha = 0.1154 < \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

b. Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 0.6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPA}$$

$$L_s = 35.21$$

IV.1. Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures, doivent être appliquées pour déterminer les déformations, et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée, voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- Modélisation en masse concentrée :

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

- Modélisation en éléments finis :

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

IV.2. Choix de la méthode de calcul pour le séisme:**IV.2.1.Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV.2.2. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.3. Principe de la méthode statique équivalente :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Conditions d'application de la MSE :**

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

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65\text{m}$ en zones I, II_a , II_b

$H \leq 30\text{m}$ en zone III.

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a).

IV.2.4. Vérification des conditions de la méthode statique équivalente :

D'après l'Art 4.1.2 de RPA99 et d'après les critères de classification Art 3-5 de RPA99, Le bâtiment est irrégulier donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable

IV.2.5. Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.6. Principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.2.7. Conclusion :

Vu que la méthode statique équivalente n'est pas applicable et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas est la méthode modale spectrale.

IV.3. Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

IV.3.1. Spectre de réponse de calcul (RPA. Art4.3.3.)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{Art 4.13})$$

Le spectre de réponse est en fonction des paramètres suivants :

A. La zone : notre structure est implantée à TIZI OUZOU qui est considéré comme zone (IIa)

A: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99/version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $A = 0,15$ (tableau 4.1 RPA 2003)

B. Le groupe : (RPA. Art.3.2) :

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

C. Le système de contreventement :

Le contreventement d'un bâtiment est constitué de l'ensemble des éléments verticaux destinés à assurer sa stabilité contre toute sollicitation horizontale (vent ou séisme), en effet, son étude est une étape très importante.

On peut déterminer le système de contreventement à l'aide de l'effort tranchant à la base de la structure donné par ETABS.

C.1. Description du logiciel *ETABS*.

L'ETABS est un logiciel conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau, etc....)

C.2. Modélisation de la structure :

Le logiciel ETABS nous permet de réaliser sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 12 niveaux encastrée à sa base.

Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAM

Les voiles et dalles pleine par un élément de type SHELL.

Fichier de données de l'ETABS :

❖ Tableau IV.1: frame section properties

SectionName	Material	Shape	Depth	WidthTop
POT60.60	CONC	Rectangular	0.6	0.6
POT55.55	CONC	Rectangular	0.55	0.55
POT50.50	CONC	Rectangular	0.5	0.5
PP	CONC	Rectangular	0.4	0.3
PS	CONC	Rectangular	0.35	0.3

❖ **Tableau IV.2 :Matériaux propriétés :**

Material	Type	Mass	E	Poisson	G	DesignType	ConcFc	RebarFy
CONC	Isotropic	2.50E+00	32164200	0	16082100	Conc	25000	400000

❖ **Tableau IV.3 :Shel section propriétés :**

Section	Material	MembThick	BendThick	TotalWt	TotalMass
Voile	CONC	0.2	0.2	15824.484	1582.4484
Dalle pleine	CONC	0.15	0.15	1922.655	192.2655

❖ **Tableau IV.4 : Story Data :**

Story	Height	Elevation
STORY12	2.38	37.00
STORY11	3.06	34.62
STORY10	3.06	31.56
STORY9	3.06	28.50
STORY8	3.06	25.44
STORY7	3.06	22.38
STORY6	3.06	19.32
STORY5	3.06	16.26
STORY4	3.06	13.20
STORY3	3.06	10.14
STORY2	4.08	7.08
STORY1	3	3.00
BASE	0	0

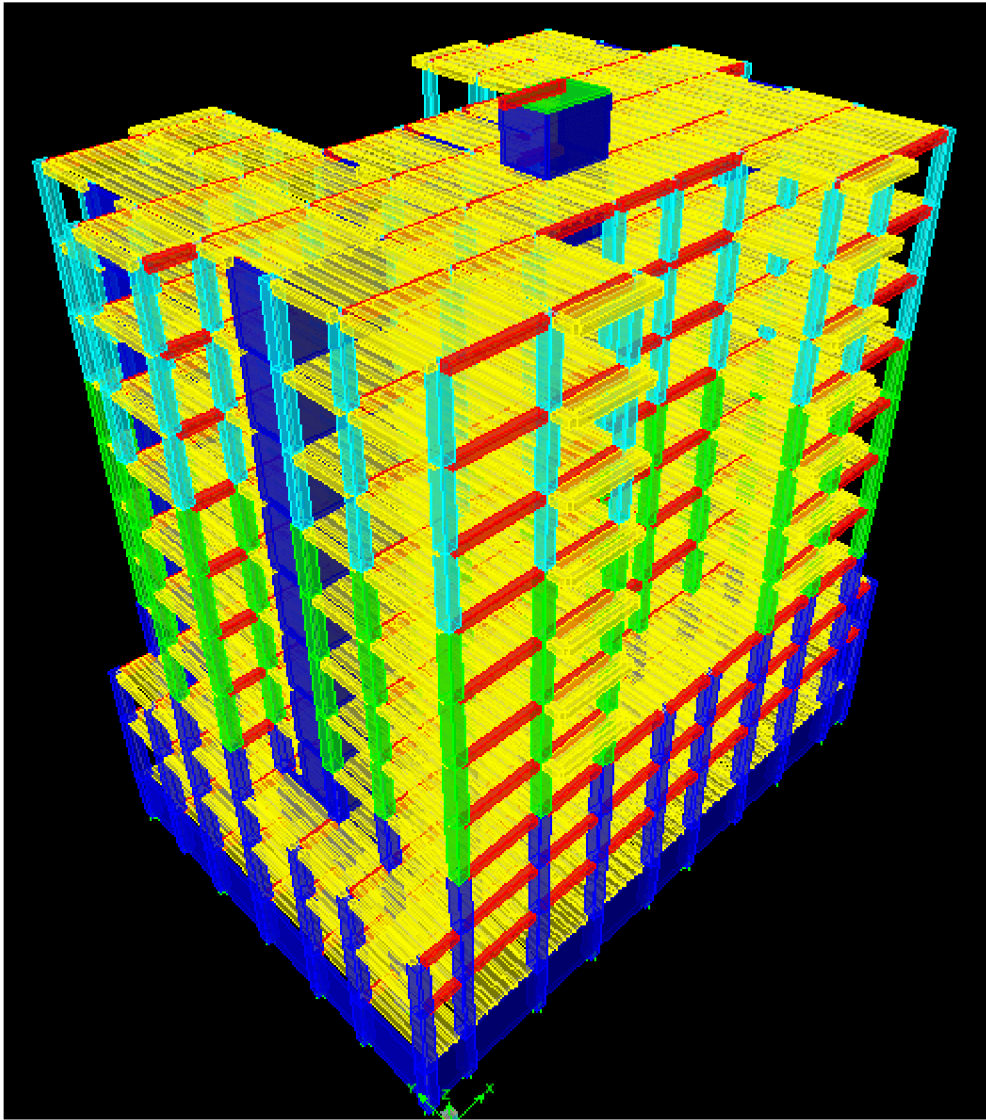


Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure

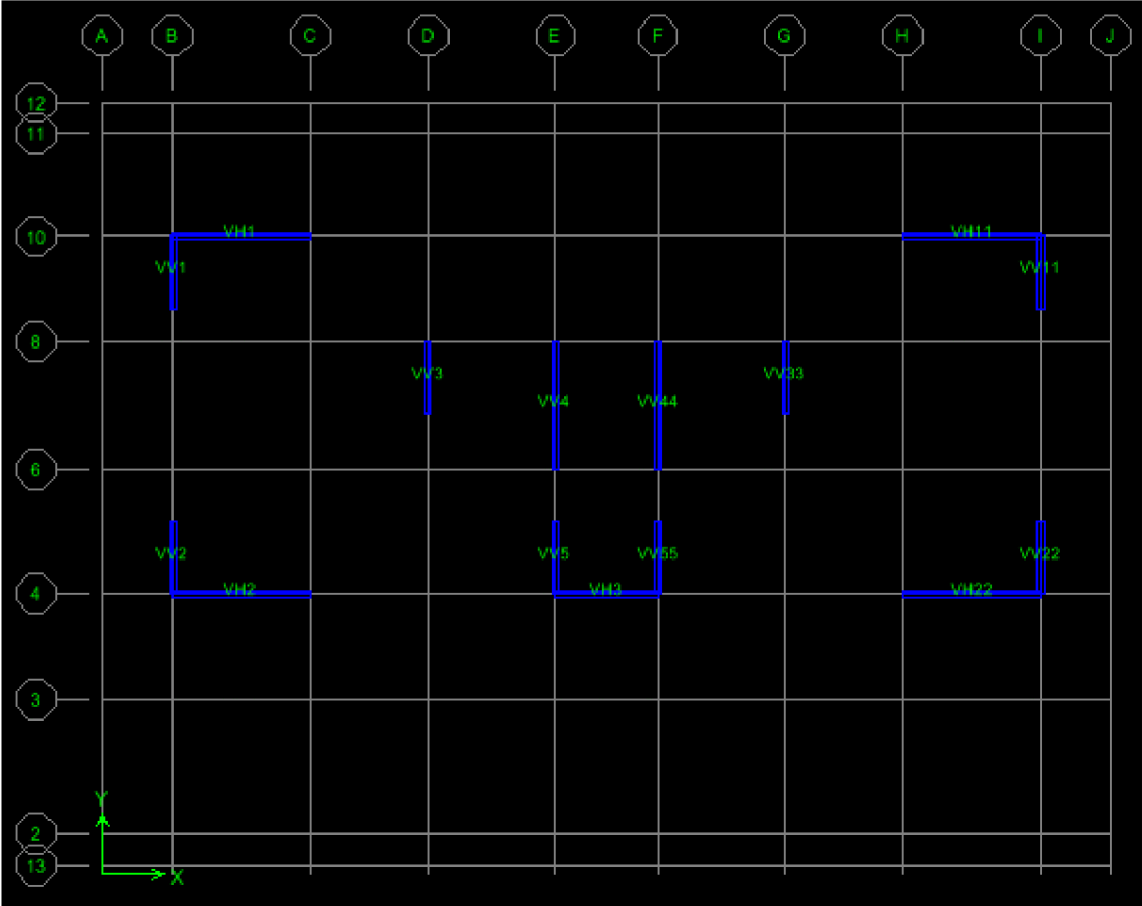


Figure IV.2 : la disposition des voiles

- **Justification de l'interaction portique-voile :**
 - **Calcul du pourcentage de participation des voiles :**
- ❖ les résultats sont donnés selon les figures suivantes :
 - **Sens Ex :**

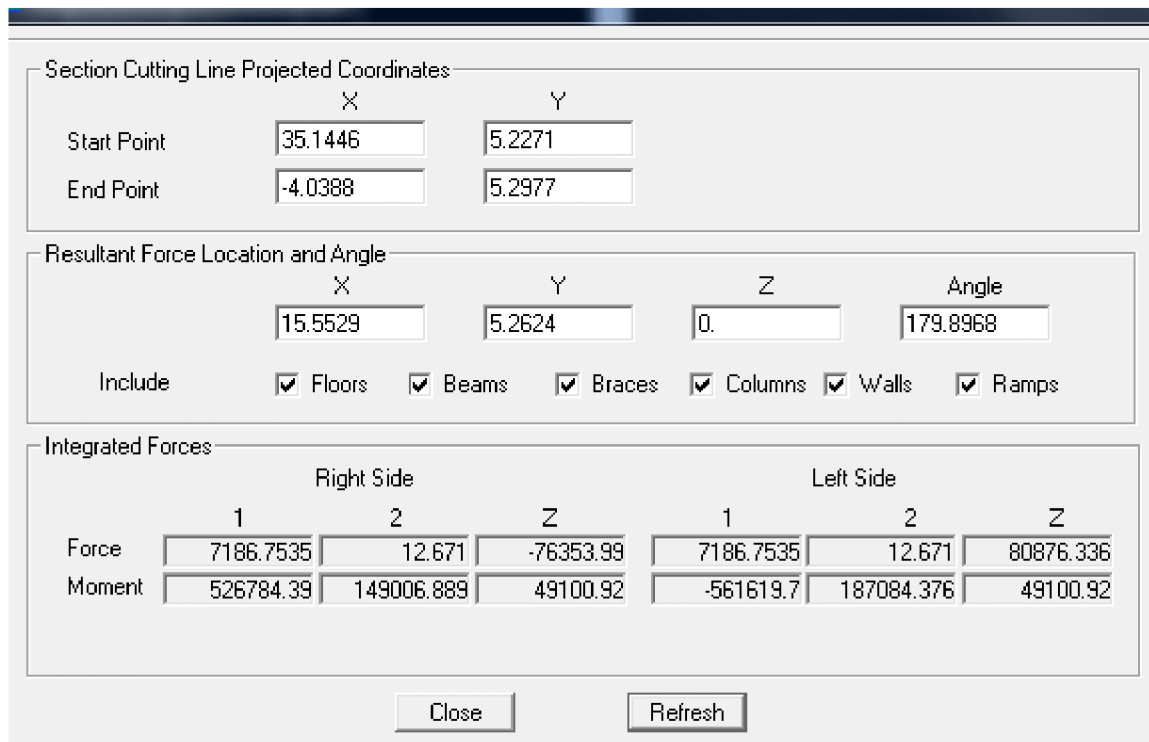


Figure IV.3 : Effort tranchant a la base sous EX

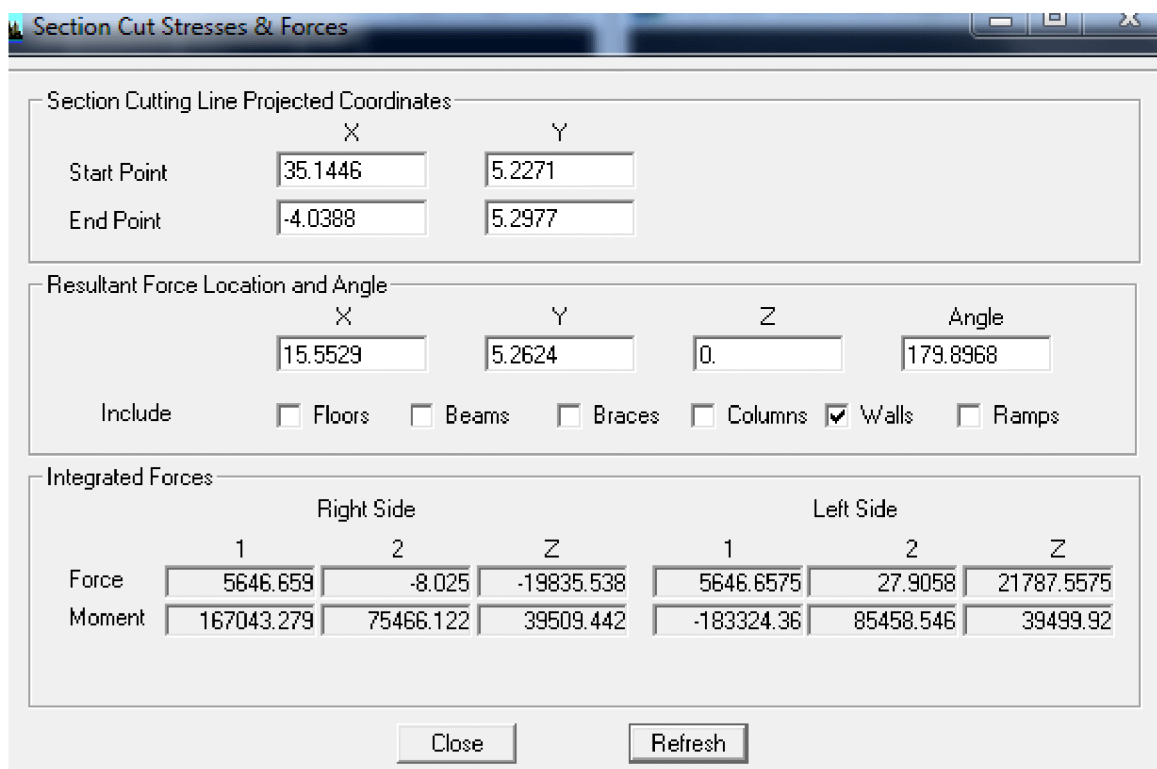


Figure IV.4 : Effort tranchant à la base sous Ex revenue aux voiles

➤ Sens Ey :

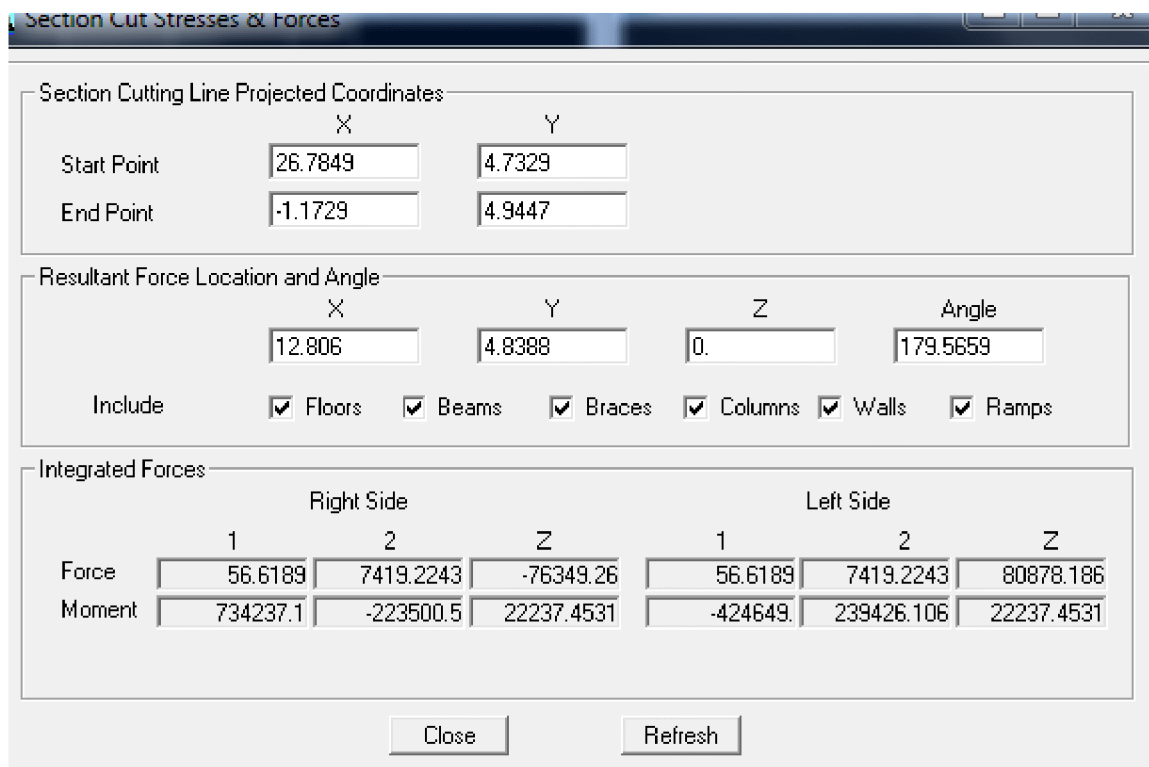


Figure IV.5 : Effort tranchant a la base sous EY

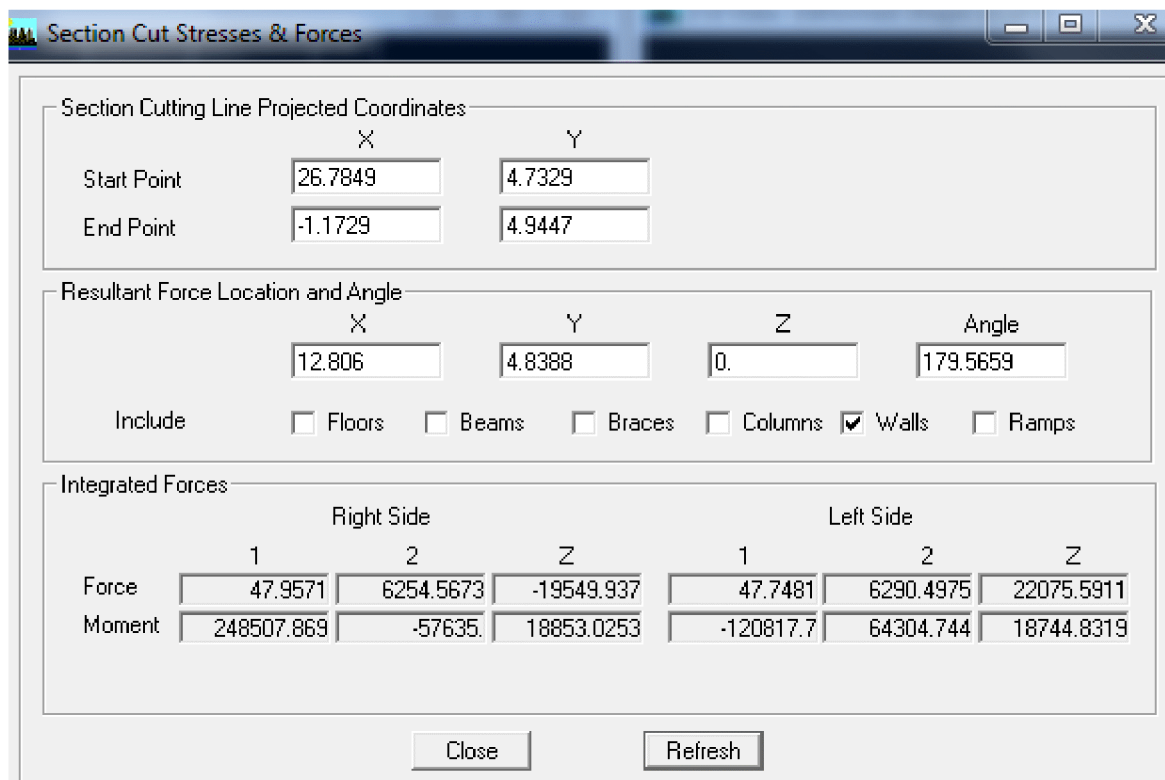


Figure IV.6: Effort tranchant à la base sous Ey revenue aux voiles

➤ **Sens longitudinal :**

L'effort tranchant repris par la structure auto stable et les voiles: 7186.75KN → 100%

L'effort tranchant repris par la structure auto stable : 1540.10 KN → 31.14%

L'effort tranchant repris par les voiles: 5646.65KN → 68.86 %

➤ **Sens transversal :**

L'effort tranchant repris par la structure auto stable et les voiles: 7419.22KN → 100%

L'effort tranchant repris par la structure auto stable: 1128.73KN → 27.22%

L'effort tranchant repris par les voiles: 6290.49KN → 72.78%

C.3. Conclusion :

L'effort repris par les voiles est plus important que celui des portiques est cela dans les deux sens. D'après le RPA99 corrigé en 2003 le contreventement est du type 4a qui est, le système de contreventement assuré par des voiles et des portiques

D.L'amortissement :

• η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76 > 0.7 \dots \text{(Vérifiée)}$$

❖ Tableau IV.5 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas $\xi = 10\%$.

E. Le facteur de qualité Q:

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (4-4)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".
Sa valeur est donnée au tableau 4.4

❖ **Tableau IV.6 : Valeurs des pénalités Pq :**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	Valeurs de Pq		Valeurs de Pq	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement		0,00		0,00
Redondance en plan		0.00		0.00
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation		0.05		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux		0.00		0.00
Contrôle de la qualité d'exécution		0.10		0.10

- **Résultats de calcul :**

-Sens longitudinal : $Q = 1 + (0.00 + 0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.10) = 1.20$

-Sens transversal : $Q = 1 + (0.00 + 0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.10) = 1.20$

F. Le Site : (RPA. Art.3.3.1)

Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.

IV.4. Vérification des exigences du (RPA99/version 2003) :**IV.4.1. L'excentricité :**

D'après le RPA 99/Art 4.2.7, pour toutes les structures comportant des planchers rigides dans leurs plans, on suppose qu'à chaque niveau, et dans chaque direction, la résultante des force horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion inférieure ou égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment.
- Excentricité théorique résultante des plans (e_x, e_y) :

$$\begin{cases} e_x < 5 \% L_x \\ e_y < 5 \% L_y \end{cases}$$

❖ **Tableau IV.7 : excentricité suivant x et y**

Niveau	centre de masse		Centre de torsion		excentricité		excentricité (5%L)	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	EX	EY
1	15.8	12.52	15.8	12.537	0	-0.017	1.61	1.12
2	15.8	12.49	15.8	13.108	0	-0.618		
3	15.8	12.385	15.8	13.058	0	-0.673		
4	15.8	11.868	15.8	13.022	0	-1.154		
5	15.801	12.387	15.8	13.031	0.001	-0.644		
6	15.801	12.387	15.8	13.039	0.001	-0.652		
7	15.801	12.387	15.8	13.038	0.001	-0.651		
8	15.801	12.385	15.8	13.03	0.001	-0.645		
9	15.801	12.381	15.8	13.022	0.001	-0.641		
10	15.802	12.382	15.8	13.015	0.002	-0.633		
11	15.803	12.169	15.8	13.014	0.003	-0.845		
12	15.8	9.834	15.8	9.137	0	0.697		

- **Excentricité accidentelle :** (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $E_x = 32.2 \times 0.05 = 1.61 \text{ m}$

$$E_y = 22.5 \times 0.05 = 1.12 \text{ m}$$

IV.4.2. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

(Art 4.2.4RPA99/version2003 page 45).

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version2003 sont :

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad , \quad T = C_T \times h_N^{3/4} \quad \text{et prendre } T_{\min} .$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\Rightarrow h_N = 37.00m$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\Rightarrow D_x = 32.2m \quad , \quad D_y = 22.5m$$

- **Calcul de T avec la formule empirique :** $T = C_T \times h_N^{3/4}$

$C_T = 0.050$ (contreventement assuré par voiles)

$C_T = 0.050 \Rightarrow T = 0.758\text{sec}$, dans les deux directions.

- **Calcul de T avec la formule empirique :** $T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$

$$T_{x1} = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.586\text{sec}$$

$$T_{y1} = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.702\text{sec}$$

On prend $T_{\min} = T_x = 0.586 \text{ sec}$

- sens (x-x) : $T_x = \min (0.586, 0.758) = 0.586\text{sec}$
- sens (y-y) : $T_y = \min (0.702 ; 0.758) = 0.702\text{sec}$

- **conclusion :**

$$T_{\text{emp}} = \min (0.758, 0.586) = 0.586\text{s}$$

IV4.2.1 Vérification de la période :

- Valeur de T trouvé par ETABS :

$$T = 0.82 \text{ s}$$

- Valeur de T trouvé par la formule empirique :

$$T = 0.586\text{s}$$

- Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. (Art 4.2.4.bRPA99/version 2003).

$$0.82 < 0.75 \times 1.3 = 0.97s \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3. Participation massique et le nombre de modes à considérer :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

❖ Tableau IV.8 : périodes et participations massiques.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.828694	58.9331	0	58.9331	0	2.1633
2	0.80537	0	61.2507	58.9331	61.2507	0
3	0.72055	2.3679	0	61.301	61.2507	54.4649
4	0.217993	0	17.4662	61.301	78.717	0
5	0.210901	14.3171	0	75.6181	78.717	4.1834
6	0.188505	4.2594	0	79.8775	78.717	13.7835
7	0.106959	0	7.4378	79.8775	86.1548	0
8	0.102971	1.6948	0	81.5723	86.1548	6.2235
9	0.091413	5.007	0	86.5794	86.1548	2.1332
10	0.063536	0	3.1099	86.5794	89.2647	0.0001
11	0.063055	0.428	0.0001	87.0073	89.2648	2.3005
12	0.055631	2.179	0	89.1863	89.2648	0.4491
13	0.043595	0.2913	0	89.4776	89.2649	1.0142
14	0.042629	0	1.9145	89.4777	91.1794	0
15	0.039066	1.0845	0	90.5621	91.1794	0.2519
16	0.034341	0.2855	0	90.8477	91.1794	0.201
17	0.032816	0.0087	0	90.8563	91.1794	0.7677

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le mode 15.

IV.4. Le déplacement relatif des niveaux :

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal : X**

❖ **Tableau IV.9 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal**

Niveaux	δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	Δ_k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Conditions
1	0.000834	0.000000	0.000834	0.0300	Vérifiée
2	0.000882	0.000834	0.000048	0.0408	Vérifiée
3	0.000932	0.000882	0.000932	0.0306	Vérifiée
4	0.000970	0.000932	0.00005	0.0306	Vérifiée
5	0.000987	0.000970	0.000017	0.0306	Vérifiée
6	0.000987	0.000987	0	0.0306	Vérifiée
7	0.000955	0.000987	-0.000032	0.0306	Vérifiée
8	0.000875	0.000955	-0.00008	0.0306	Vérifiée
9	0.000752	0.000875	-0.000123	0.0306	Vérifiée
10	0.000596	0.000752	-0.000156	0.0306	Vérifiée
11	0.000408	0.000596	-0.000188	0.0306	Vérifiée
12	0.000053	0.000408	-0.000355	0.0306	Vérifiée

➤ **Sens transversal : Y**

❖ **Tableau IV.10:** Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Niveaux	δ_k (m)	δ_{ek} (m)	Δ_k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m) 1% h_e	Conditions
1	0.00334	0	0.00334	0.0300	Vérifiée
2	0.003525	0.00334	0.000185	0.0408	Vérifiée
3	0.003835	0.003525	0.00031	0.0306	Vérifiée
4	0.00413	0.003835	0.000295	0.0306	Vérifiée
5	0.00434	0.00413	0.00021	0.0306	Vérifiée
6	0.00445	0.00434	0.00011	0.0306	Vérifiée
7	0.00439	0.00445	-0.00006	0.0306	Vérifiée
8	0.004095	0.00439	-0.000295	0.0306	Vérifiée
9	0.003435	0.004095	-0.00066	0.0306	Vérifiée
10	0.00258	0.003435	-0.000855	0.0306	Vérifiée
11	0.00176	0.00258	-0.00082	0.0306	Vérifiée
12	0.00035	0.00176	-0.00141	0.0306	Vérifiée

❖ **Conclusion :**

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99.

IV.5. Le déplacement total de bâtiment :

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS

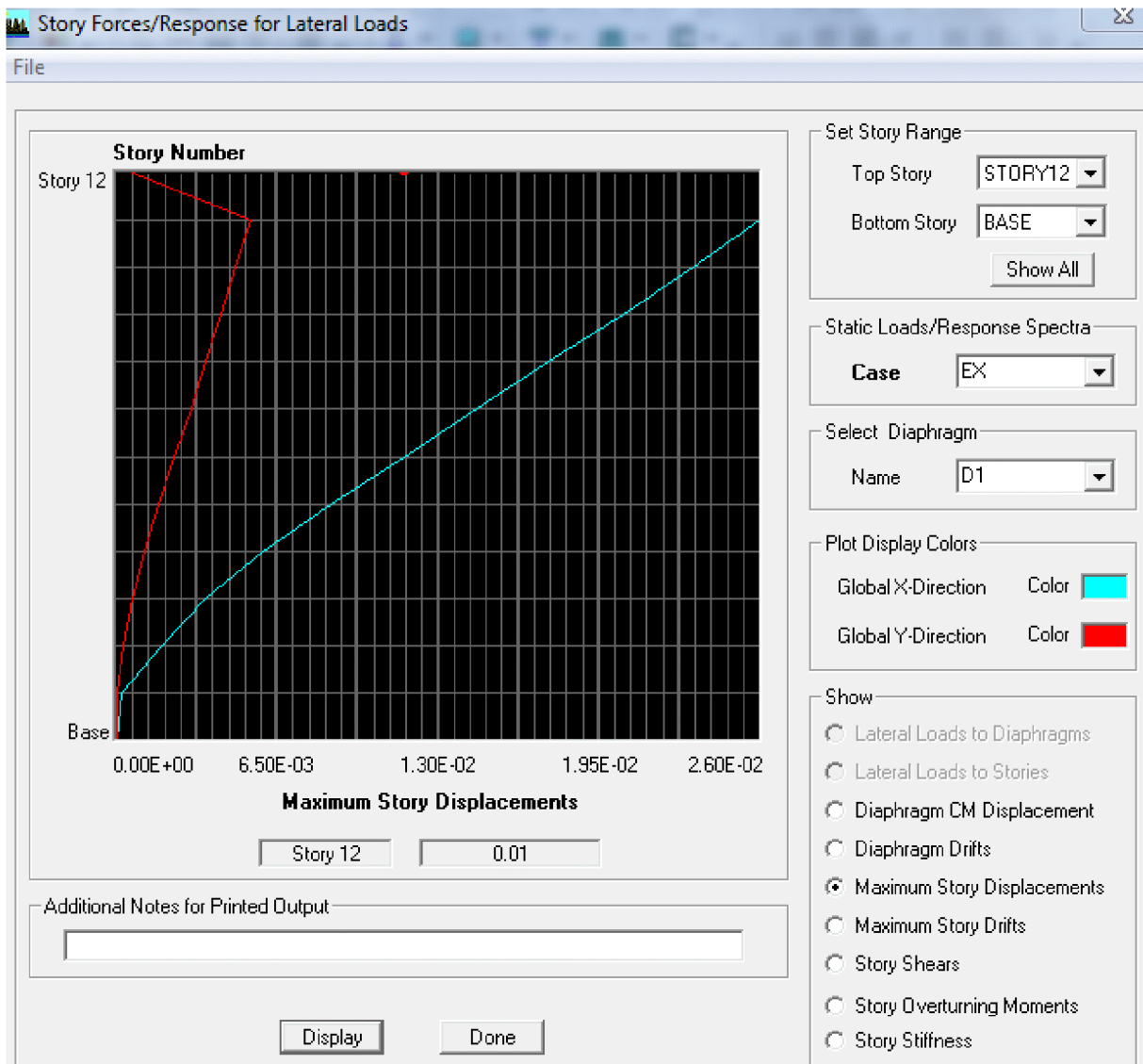


Figure IV.7 : déplacement total selon Ex

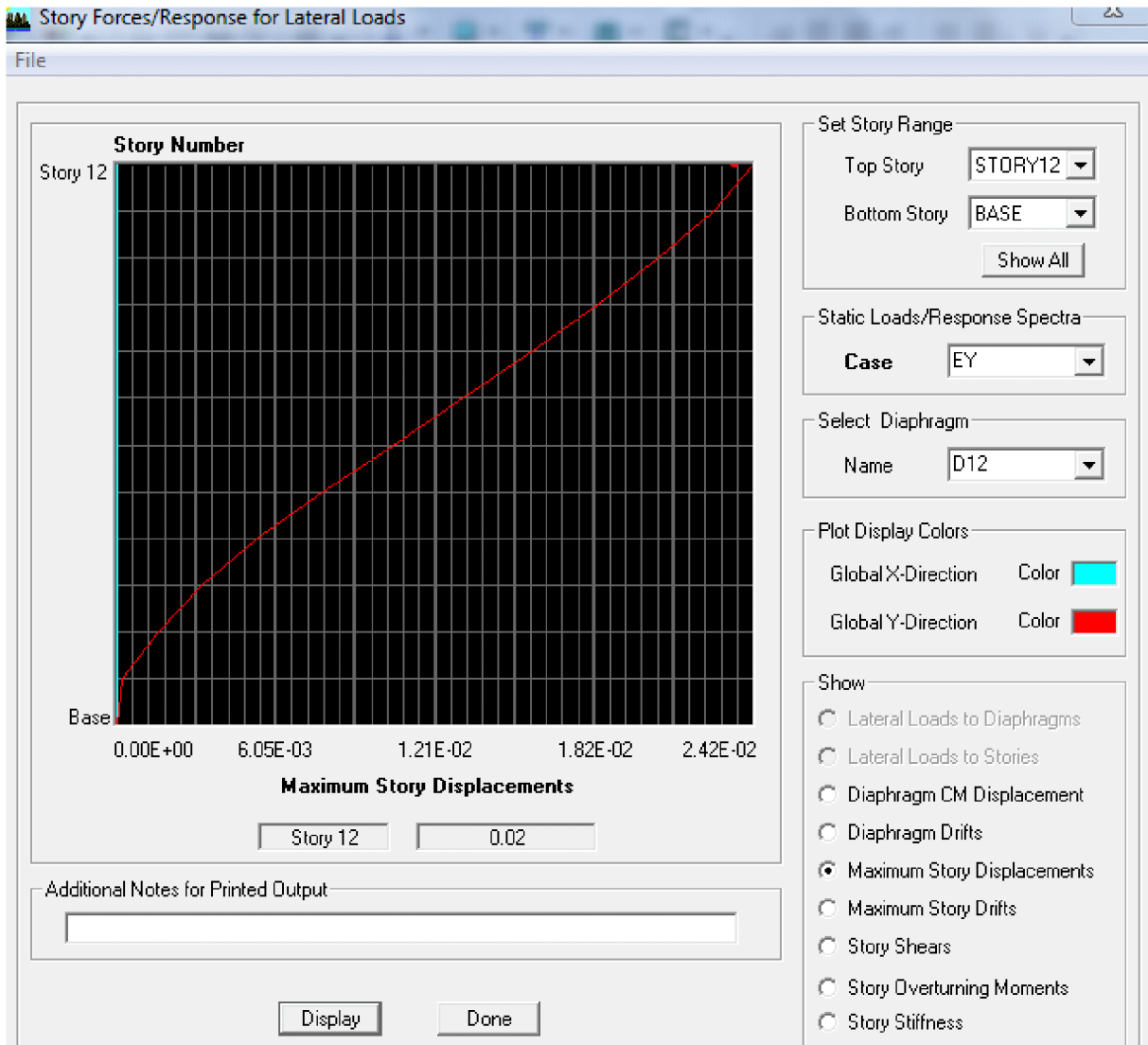


Figure IV.8 : déplacement total selon Ey

On doit justifié le déplacement total du bâtiment est $< h/500$:

$$Dep_{max} < h/500 \quad \longrightarrow \quad 0.02 < 37.00/500 = 0.07 \quad \longrightarrow \quad \text{Conditions vérifiée.}$$

IV.6. vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

IV.6.1 Calcul de la force sismique totale : (Rpa99 /Article : 4.2.3)

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

- **Valeurs de T_1, T_2 :**

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version2003.

$$\begin{cases} T_1=0.15 \text{ sec} \\ T_2=0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

- **Sol meuble** \rightarrow site 3

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\begin{cases} D_X = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_X} \right)^{2/3} \dots T_2 < T_X < 3.0 \text{ sec} \\ D_Y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_Y} \right)^{2/3} \dots T_2 < T_Y < 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_X = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_X} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.50}{0.586} \right)^{2/3} = 1.71 \\ D_Y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_Y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.50}{0.702} \right)^{2/3} = 1.51 \end{cases}$$

- **W : poids total de la structure.**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

* W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

* W_{Qi} : charges d'exploitation.

❖ **Tableau IV.11** : Poids total de la structure.

Etage	poids	
	Poids suivant x	poids suivant y
12	213.715	213.715
11	8141.351	8141.351
10	9151.658	9151.658
9	9151.006	9151.006
8	9347.072	9347.072
7	9566.088	9566.088
6	9566.088	9566.088
5	9566.088	9566.088
4	10095.634	10095.634
3	12688.69	12688.69
2	14075.248	14075.248
1	15048.804	15048.804
Total	126551.442	126551.442
Poids total W(KN)	253102.884	

$$W = \sum_{i=1}^{11} W_i = 253102.884 \text{ KN}$$

- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. La valeur du coefficient de pondération est de $\beta=0,20$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés)

- R : Coefficient de comportement global de la structure

Notre structure est contreventée par des voiles, la valeur de $R=5$

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 (RPA99/version 2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

➤ Calcul de la force sismique totale à la base :

$$V_x = \frac{A D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.71 \times 1.2}{5} \times 253102.884 = 15581.013 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.2}{5} \times 253102.884 = 13758.672 \text{ KN}$$

IV.6.2. Résultante des forces sismiques de calcul : (Art 4.3.6 RPA 99/ version2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales calculée par ETABS ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.8 V$)

- Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...).

➤ Les efforts tranchant donné par ETABS :

$$V_{tx} = 7550.57 \text{ KN} \geq 0.8V_x = 6040.456 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$V_{ty} = 7721.53 \text{ KN} \geq 0.8V_y = 6177.224 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

IV.7. justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi}) \quad (\text{Voir paragraphe 4.2.3 calcul de } W).$$

$$V_k : \text{effort tranchant d'étage au niveau "k"} : \quad V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
(Voir paragraphe 4.2.10)

h_k : hauteur de l'étage « k »

-Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

-Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

❖ Tableau IV.12 : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Niveaux	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_k(m)$	$V_k \times H_k$	Θ_x	$\Delta_k(m)$	$V_k \times H_k$	Θ_y
12	213.715	0.000834	124.6168	0.00143029	0.00334	149.8924	0.00476214
11	8141.351	0.000048	4508.3592	0.00008668	0.000185	4749.9156	0.00031709
10	9151.658	0.000932	7985.682	0.00106808	0.00031	8278.2486	0.00034271
9	9151.006	0.00005	10663.335	0.00004290	0.000295	11075.1192	0.00024375
8	9347.072	0.000017	12936.5172	0.00001228	0.00021	13468.7124	0.00014574
7	9566.088	0	14937.1146	0	0.00011	15569.9532	0.00006758
6	9566.088	0.000032	16657.2936	0.00001837	0.00006	17366.265	0.00003305
5	9566.088	0.00008	18114.4656	0.00004224	0.000295	18876.5892	0.0001495
4	10095.634	0.000123	19396.5444	0.00006402	0.00066	20175.804	0.00033025
3	12688.69	0.000156	20746.647	0.00009542	0.000855	21535.1478	0.00050377
2	14075.248	0.000188	29259.8424	0.00009043	0.00082	30278.6592	0.00038118
1	15048.804	0.000355	22651.71	0.00023585	0.00141	23164.59	0.000916

On constate que : $\theta k < 0.1$ alors les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.8. Conclusion :

Toutes les recommandations sont satisfaites nous pouvons ainsi extraire les efforts avec les quels nous allons ferrailer notre structure dans le chapitre suivant.

V.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a) $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- b) $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- c) $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

V.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :**V.2.1. Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0.5% en toute section.
 - Poutre principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$.
 - Poutre secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
 - Poutres principales :

$$A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$
 - Poutres secondaires :

$$A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.2.2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003 S_t \cdot b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.
- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

On calcule le moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

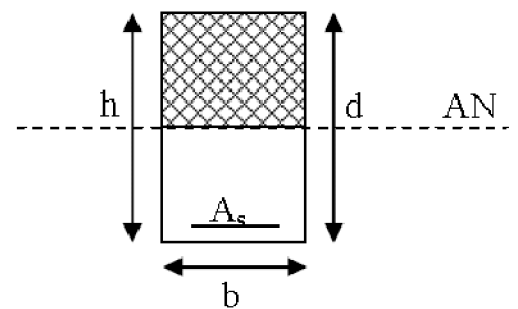
$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

- Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée c à d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.



On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

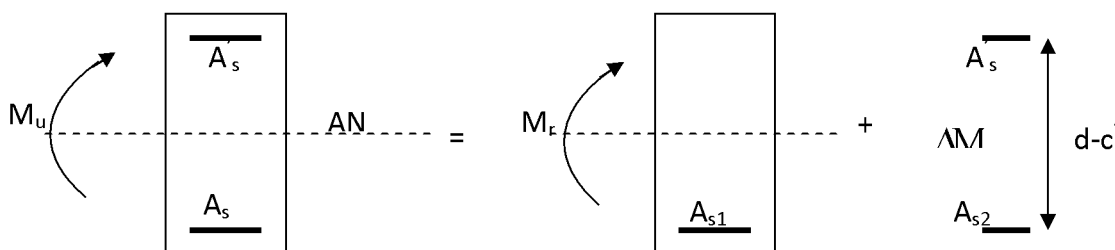
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

Mr : moment ultime pour une section simplement armée.

Mu : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- **Armatures tendues** : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$
- **Armatures comprimées** : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (ArtBAEL B.6.6,1).

V.2.4. Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

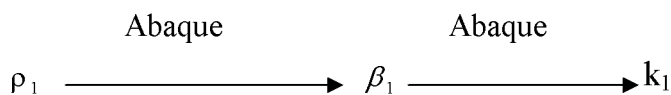
• Etat limite de résistance de béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100A_{adopt}}{b_0 d}$$



V.2.5. Vérification à L'E.L.U: Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

b) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

c) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5MPa\right) = 3.33MPa. \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**✚ Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0.9d$$

✚ Influence sur les armatures :

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

V.2.6 . Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec } L : \text{ portée de la travée entre nu d'appuis.}$$

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

M_t : moment fléchissant maximal en travée.

M_0 : moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}$$

❖ Ferrailage des poutres principales à l'ELU:

➤ En travée :

Niveaux	M_t^{\max}	μ	OBS	β	A_s	A_{adop}	Choix
S-SOL	46.41	0.0796	S.S.A	0.980	3.7	6.03	3HA16 filante
RDC	54.25	0.0936	S.S.A	0.976	4.3	6.03	3HA16 filante
1 ^{er} Etage	54.72	0.0938	S.S.A	0.976	4.4	6.03	3HA16 filante
2 ^{eme} Etage	44.47	0.0763	S.S.A	0.981	3.5	6.03	3HA16 filante
3 ^{eme} Etage	40.89	0.0701	S.S.A	0.982	3.2	6.03	3HA16 filante
4 ^{eme} Etage	41.00	0.0703	S.S.A	0.982	3.2	6.03	3HA16 filante
5 ^{eme} Etage	41.10	0.0705	S.S.A	0.982	3.3	6.03	3HA16 filante
6 ^{eme} Etage	41.37	0.0709	S.S.A	0.982	3.3	6.03	3HA16 filante
7 ^{eme} Etage	41.77	0.0716	S.S.A	0.982	3.3	6.03	3HA16 filante
8 ^{eme} Etage	41.53	0.0712	S.S.A	0.982	3.3	6.03	3HA16 filante
9 ^{eme} Etage	45.08	0.0773	S.S.A	0.980	3.6	6.03	3HA16 filante

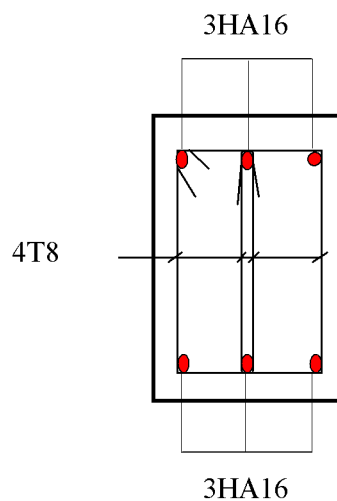


Figure. V.1 : Coupe verticale des poutres principales au niveau des travées

❖ Ferrailage des poutres principales (ACC)

➤ aux appuis :

Niveau	M_u	μ	OBS	β	A_s	Aadob	CHOIX
S-SOL	-54.83	0.0722	S.S.A	0.982	3.8	10.65	3HA16+3HA14
RDC	-91.48	0.1200	S.S.A	0.969	6.4	10.65	3HA16+3HA14
1 ^{er} Etage	-111.66	0.1471	S.S.A	0.962	7.8	10.65	3HA16+3HA14
2 ^{eme} Etage	-119.49	0.1574	S.S.A	0.959	8.4	10.65	3HA16+3HA14
3 ^{eme} Etage	-135.07	0.1780	S.S.A	0.953	9.6	10.65	3HA16+3HA14
4 ^{eme} Etage	-143.11	0.1780	S.S.A	0.950	10	10.65	3HA16+3HA14
5 ^{eme} Etage	-147.38	0.1886	S.S.A	0.949	10	10.65	3HA16+3HA14
6 ^{eme} Etage	-147.40	0.1942	S.S.A	0.949	10	10.65	3HA16+3HA14
7 ^{eme} Etage	-146.27	0.1927	S.S.A	0.949	10	10.65	3HA16+3HA14
8 ^{eme} Etage	-146.72	0.1933	S.S.A	0.949	10	10.65	3HA16+3HA14
9 ^{eme} Etage	-140.21	0.1847	S.S.A	0.951	10	10.65	3HA16+3HA14

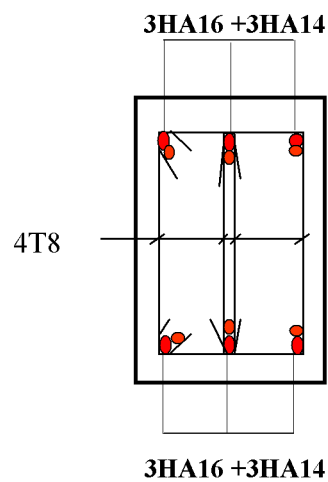


Figure. V.2: Coupe verticale des poutres principales au niveau des appuis

► **Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU:**

➤ **en travée :**

Niveaux	M_t^{\max}	μ	OBS	β	A_s	A_{adop}	Choix
S-SOL	8.8	0.0202	S.S.A	0.995	0.8	6.03	3HA16 filante
RDC	9.96	0.0228	S.S.A	0.994	0.9	6.03	3HA16 filante
1 ^{er} Etage	10.12	0.0230	S.S.A	0.994	0.9	6.03	3HA16 filante
2 ^{eme} Etage	9.87	0.0226	S.S.A	0.994	0.9	6.03	3HA16 filante
3 ^{eme} Etage	12.03	0.0276	S.S.A	0.993	1.1	6.03	3HA16 filante
4 ^{eme} Etage	14.23	0.0326	S.S.A	0.992	1.3	6.03	3HA16 filante
5 ^{eme} Etage	16.04	0.0368	S.S.A	0.991	1.5	6.03	3HA16 filante
6 ^{eme} Etage	17.19	0.0394	S.S.A	0.990	1.6	6.03	3HA16 filante
7 ^{eme} Etage	18.15	0.0416	S.S.A	0.989	1.6	6.03	3HA16 filante
8 ^{eme} Etage	19.94	0.0457	S.S.A	0.988	1.8	6.03	3HA16 filante
9 ^{eme} Etage	16.79	0.0385	S.S.A	0.990	1.5	6.03	3HA16 filante

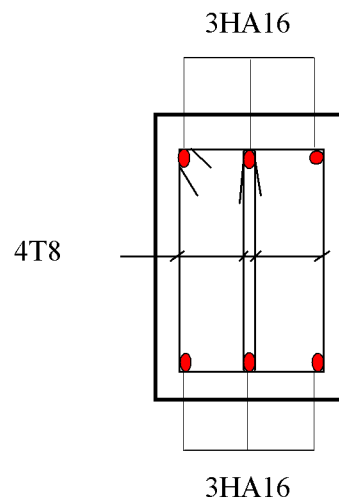


Figure. V.3 : Coupe verticale des poutres secondaires au niveau des travées

► **Ferrailage des poutres secondaire (ACC) :**

➤ **aux appuis :**

Niveaux	M_a^{\max}	μ	OBS	β	A_s	A_{adop}	choix
S-SOL	-23.29	0.0410	S.S.A	0.990	3.6	6.03	3HA16 filante
RDC	-45.00	0.0793	S.S.A	0.980	3.6	6.03	3HA16 filante
1 ^{er} Etage	-49.10	0.0865	S.S.A	0.978	3.9	6.03	3HA16 filante
2 ^{eme} Etage	-59.34	0.1045	S.S.A	0.973	4.8	6.03	3HA16 filante
3 ^{eme} Etage	-61.71	0.1087	S.S.A	0.972	5	6.03	3HA16 filante
4 ^{eme} Etage	-63.85	0.1087	S.S.A	0.972	5	6.03	3HA16 filante
5 ^{eme} Etage	-64.25	0.1132	S.S.A	0.971	5.2	6.03	3HA16 filante
6 ^{eme} Etage	-61.68	0.1090	S.S.A	0.972	5	6.03	3HA16 filante
7 ^{eme} Etage	-58.48	0.1030	S.S.A	0.974	4.7	6.03	3HA16 filante
8 ^{eme} Etage	-58.77	0.0916	S.S.A	0.973	4.7	6.03	3HA16 filante
9 ^{eme} Etage	-52.00	0.0916	S.S.A	0.977	4.2	6.03	3HA16 filante

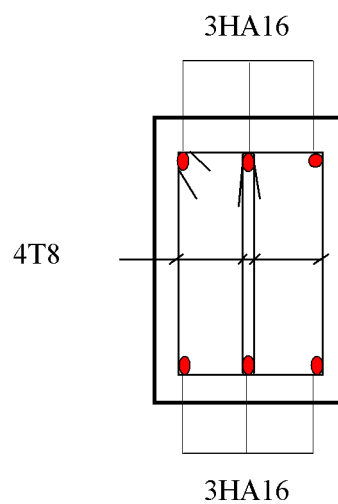


Figure. V.4: Coupe verticale des poutres secondaires au niveau des appuis

V.3. Vérification à L'ELU :

V.3.1. Vérification de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres principales (40} \times \text{30)}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres secondaires (35} \times \text{30)}$$

$A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > 1.15$ pour poutres secondaires et $A_s = 10.65 \text{ cm}^2 > 1.34$ pour poutres principales d'où :

La condition de non fragilité est vérifiée.

V.3.2. Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres}$$

- **Sens principale :**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.6 + 1.4) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{136.42 \times 10}{0.9 \times 37 \times 28.26} = 1.44 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.44 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times (1.6) = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{31.37 \times 10}{0.9 \times 32 \times 15.07} = 0.72 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.72 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

V.3.3 Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible donc : $\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$.

- **Sens principale :**

$$V_u = T_{\max} = 136.42\text{KN}.$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{136.42 \times 10}{30 \times 37} = 1.22\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 22.34\text{KN}.$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{31.37 \times 10}{30 \times 32} = 0.32\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.4 . Influence de l'effort tranchant aux appuis :**a) Influence sur le béton (BAEL 91 Art 5.1.3.2) :**

$$\text{Il faut vérifier que } V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

- **Sens principale :**

$$V_u = 136.42 \leq 0.4 \times 0.9 \times 30 \times 37 \times 25 \times 10^{-1} = 999\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens secondaire :**

$$V_u = 31.37 \leq 0.4 \times 0.9 \times 30 \times 32 \times 25 \times 10^{-1} = 864\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les armatures (BAEL 91, Art A.5.1) :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec M_u : est pris avec son signe.

$$\text{Si } \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \quad \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

$$\text{Pour les poutres principales: } V_u - \frac{M_u}{0.9d} = 136.42 - \frac{80.48}{0.9 \times 0.37} = -105.26 < 0$$

$$\text{Pour les poutres secondaires: } V_u - \frac{M_u}{0.9d} = 31.37 - \frac{34.67}{0.9 \times 0.32} = -89.01 < 0$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

V.3.5. Vérification à L'ELS :**a) Etat limite de fissuration (la flèche) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

- **Sens principal :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{430} = 0.087 > 0.0930 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(t. q : $L_{\max}=430\text{cm}$ et $h=40\text{cm}$)

$$2) \frac{0.4}{4.3} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.087 > \frac{136.42}{10 \times 160.49} = 0.0085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{M}{0.85} = 160.49 \text{ KN.m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{6.03}{30 \times 37} = 0.0054 \leq 0.012 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{420} = 0.083 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.083 > \frac{31.370}{10 \times 39.20} = 0.080 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

$$q_s = G+Q = 3.77+0.65=4.42\text{KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{4.42 \times 4.4^2}{8} = 10.69 \text{ KN.m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 32} = 0.009 \leq 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire .

• **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

❖ **Tableau IV.5 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaire.**

Ms	L	Ev	h	As	σs (Mpa)	ρ	ζv	μ	Io	Ifv	f	f̄
18.864	410	10818.087	35	4.62	141.620	0.416	0.020	0.991	104915.4	113143	0.30	0.86

b)Etat limite de résistance du béton en compression :

Il faut vérifier la compression dans le béton

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{adp}}{bd} \Rightarrow \beta \text{ et } K$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

b.1) Vérification du ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS :

Niveaux	Ms	β	d	A	βdA	σst=Ms/βdA	K1	K	σbc	σ̄bc	Obs
S-sol	33.02	0.89	0.37	6.03	1.985679	166.29	30.45	0.033	5.487	15	vérifiée
RDC	38.27	0.89	0.37	6.03	1.985679	192.73	30.45	0.033	6.360		vérifiée
01	38.61	0.89	0.37	6.03	1.985679	194.44	30.45	0.033	6.416		vérifiée
02	31.56	0.89	0.37	6.03	1.985679	158.93	30.45	0.033	5.244		vérifiée
03	29.42	0.89	0.37	6.03	1.985679	148.16	30.45	0.033	4.889		vérifiée
04	29.51	0.89	0.37	6.03	1.985679	148.61	30.45	0.033	4.915		vérifiée
05	29.58	0.89	0.37	6.03	1.985679	148.96	30.45	0.033	4.915		vérifiée
06	29.77	0.89	0.37	6.03	1.985679	149.92	30.45	0.033	4.947		vérifiée
07	30.06	0.89	0.37	6.03	1.985679	151.38	30.45	0.033	4.995		vérifiée
08	29.88	0.89	0.37	6.03	1.985679	150.47	30.45	0.033	4.965		vérifiée
09	32.77	0.89	0.37	6.03	1.985679	165.03	30.45	0.033	5.445	vérifiée	

b.2) Vérification du ferrailage des poutres principales en appuis à l'ELS :

Niveaux	Ms	β	d	A	$\beta d A$	$\sigma_{st}=Ms/\beta d A$	K1	K	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{bc}	OBS
S-sol	-42.43	0.863	0.37	10.65	3.4006515	124.77	21.23	0.047	5.864	15	vérifiée
RDC	-52.27	0.863	0.37	10.65	3.4006515	153.70	21.23	0.047	7.223		vérifiée
01	-56.08	0.863	0.37	10.65	3.4006515	164.90	21.23	0.047	7.750		vérifiée
02	-44.63	0.856	0.37	12.06	3.8196432	116.84	19.85	0.050	5.842		vérifiée
03	-47.02	0.856	0.37	12.06	3.8196432	123.10	19.85	0.050	6.155		vérifiée
04	-48.65	0.856	0.37	12.06	3.8196432	127.36	19.85	0.050	6.368		vérifiée
05	-50.32	0.856	0.37	12.06	3.8196432	131.74	19.85	0.050	6.587		vérifiée
06	-51.67	0.856	0.37	12.06	3.8196432	135.27	19.85	0.050	6.763		vérifiée
07	-54.98	0.856	0.37	12.06	3.8196432	143.94	19.85	0.050	7.197		vérifiée
08	-55.78	0.863	0.37	10.65	3.4006515	164.02	21.23	0.047	7.708		vérifiée
09	-58.27	0.863	0.37	10.65	3.4006515	171.34	21.23	0.047	8.052	vérifiée	

b.3) Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS :

Niveaux	Ms	β	d	A	$\beta d A$	$\sigma_{st}=Ms/\beta d A$	K1	K	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
S-sol	6.28	0.895	0.32	4.62	1.323168	47.46	32.62	0.030	1.423	15	vérifiée
RDC	7.07	0.895	0.32	4.62	1.323168	53.43	32.62	0.030	1.602		vérifiée
01	7.18	0.895	0.32	4.62	1.323168	54.26	32.62	0.030	1.627		vérifiée
02	7.07	0.895	0.32	4.62	1.323168	53.43	32.62	0.030	1.602		vérifiée
03	8.64	0.895	0.32	4.62	1.323168	65.29	32.62	0.030	1.958		vérifiée
04	10.23	0.895	0.32	4.62	1.323168	77.31	32.62	0.030	2.319		vérifiée
05	11.37	0.895	0.32	4.62	1.323168	85.93	32.62	0.030	2.577		vérifiée
06	12.37	0.895	0.32	4.62	1.323168	93.48	32.62	0.030	2.804		vérifiée
07	13.07	0.895	0.32	4.62	1.323168	98.77	32.62	0.030	2.963		vérifiée
08	14.37	0.895	0.32	4.62	1.323168	108.60	32.62	0.030	3.258		vérifiée
09	12.37	0.895	0.32	4.62	1.323168	93.48	32.62	0.030	2.804	vérifiée	

b.4) Vérification du ferrailage des poutres secondaires en appuis à l'ELS :

Niveaux	Ms	β	d	A	$\beta d A$	$\sigma_{st} = Ms / \beta d A$	K1	K	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
S-sol	-8.17	0.870	0.32	8.01	2.229984	36.63	23.46	0.042	1.53	15	Vérifiée
RDC	-12.23	0.870	0.32	8.01	2.229984	54.84	23.46	0.042	2.30		Vérifiée
01	-14.63	0.870	0.32	8.01	2.229984	65.60	23.46	0.042	2.75		Vérifiée
02	-15.24	0.870	0.32	8.01	2.229984	68.34	23.46	0.042	2.87		Vérifiée
03	-17.85	0.870	0.32	8.01	2.229984	80.04	23.46	0.042	3.36		Vérifiée
04	-19.75	0.870	0.32	8.01	2.229984	88.56	23.46	0.042	3.71		Vérifiée
05	-21.32	0.870	0.32	8.01	2.229984	95.60	23.46	0.042	4.01		Vérifiée
06	-22.41	0.870	0.32	8.01	2.229984	100.49	23.46	0.042	4.22		Vérifiée
07	-23.85	0.870	0.32	8.01	2.229984	106.95	23.46	0.042	4.49		Vérifiée
08	-25.00	0.870	0.32	8.01	2.229984	112.10	23.46	0.042	4.70		Vérifiée
09	-23.89	0.870	0.32	8.01	2.229984	107.13	23.46	0.042	4.49	Vérifiée	

c) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

V.4. Vérification du RPA99 révisé 2003 :**V.4.1. Espacement d'armatures :**

• Sens principale :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.6; 30\right) = 10cm \quad \text{Soit à prendre } S_t = 8cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \rightarrow \text{soit } S_t = 15cm.$$

• Sens secondaire :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_L; 30cm\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30cm\right) = 8.75cm. \quad \text{Soit } S_t = 8cm.$$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5cm. \quad \text{soit } S_t = 15cm.$$

V.4.2. Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_c}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

- Pour $\emptyset 14$: $l_s = 46.38 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm.}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.

- Pour $\emptyset 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 16$: $l_a = 22.58 \text{ cm.}$

V.4.3. Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91 / A.7.2.12)

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{lim}; \frac{b}{10}\right)$$

- **Sens principal :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{40}{35}; \Phi_{lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1.14; 1.6; 3)$$

- **Sens secondaire :**

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{35}{35}; \Phi_{lim}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \Phi_L \leq \min(1; 1.6; 3)$$

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm.

Soit un cadre et un étrier de $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

V.4.4. Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

✓ **Poutres principales:** $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$.

✓ **Poutres secondaires:** $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

V.4.5. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

- **Sens principal :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72\text{cm}^2$$

$A_t^{\text{adop}} = 6.03 \geq A_t^{\min}$ donc la condition est vérifiée.

- **Sens secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72\text{cm}^2$$

$A_t^{\text{adop}} = 6.03 \geq A_t^{\min}$ donc la condition est vérifiée.

V.4.4 Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.1.Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

ELU..... 1.35 G + 1.5

RPA2003..... $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

Et en procédant à des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.2. Recommandations du RPA2003 :

- **Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sera de 0.8% de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (60×60)..... $A_{\min} = 0.008 \times 60 \times 60 = 28.6\text{cm}^2$

Poteau (55×55)..... $A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.1\text{cm}^2$

Poteau (50×50)..... $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$

Le pourcentage maximal des aciers en zone courante sera de 4%.

Poteau (60×60)..... $A_{\max} = 0.04 \times 60 \times 60 = 144\text{cm}^2$

Poteau (50×55)..... $A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121\text{cm}^2$

Poteau (50×50)..... $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$

Le pourcentage maximal des aciers en zone de recouvrement sera de 6%.

Poteau (60×60)..... $A_{\max} = 0.06 \times 60 \times 60 = 216 \text{ cm}^2$

Poteau (55×55)..... $A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$

Poteau (50×50)..... $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

- ✓ Le diamètre minimal des aciers est de $\emptyset 12$.
- ✓ La longueur du recouvrement minimale est de $L = 40 \emptyset$ (Zone IIa).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25 \text{ cm}$ (Zone IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

- **Les armatures transversales :**

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.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

- ✓ λ_g : l'élanement géométrique du poteau.
- ✓ I_f : la longueur du flambement du poteau.
- ✓ S_t : espacement des armatures transversales.
- ✓ a, b : dimensions de section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq 10\text{cm} & \text{en zone nodale.} \\ S_t \geq \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\emptyset\right) & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

\emptyset : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale des armatures transversales $\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés en nombres et diamètre suffisant ($\emptyset > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset_{\min}$.

VI.3. Calcul du ferrailage :**VI.3.1. Calcul à l'ELU :**

Etapas de calcul en flexion composée :

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée.

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$\frac{N_u}{bh^2f_{bu}} \left(0.5 - \frac{c'}{h} - \frac{e}{h} \right) \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \quad \text{Ou bien } \left. \vphantom{\frac{N_u}{bh^2f_{bu}}} \right\} \text{(A)}$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

M_f : Moment fictif

- Si l'inégalité, est vérifiée alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{\beta d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_1 = 0.392.$$

Si $\mu \leq \mu_1$ la section est simplement armée.

Si $\mu > \mu_1$ la section est doublement armée il faut calculer A_1 et A'_1 .

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armatures est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d-c) - M_f > (0.5h-c) b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{N_u - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 - \frac{N_u (d-c) - M}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

VI.3.1.1 Les efforts normaux :

$N > 0$: traction.

$N < 0$: compression.

❖ **Tableau VI.1 : Effort normal max et moment correspondant, Moments max et efforts normal correspondants, Effort normal min et moment correspondant dans les poteaux.**

	<i>RPA</i>		<i>ELU</i>		<i>RPA+ELU</i>			
	N_{MAX} (KN)	M_c (KN.m)	N_{MAX} (KN)	M_c (KN.m)	N_{min} (KN.m)	M_c (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_c (KN)
S-sol								
RDC								
01	-3079.39	-3.034	-2546.68	-1.879	2180.69	3.78	-168.827	-674.12
02								
03								
04	-1344.55	-25.82	-1418.87	-2.688	1015.78	8.617	-117.63	-717.16
05								
06								
7								
8	-545	-10.686	-594.63	-18.405	368.84	2.62	-110.534	-53.93
9								

❖ Tableau VI.2 : Excentricité de l'effort normal

	N	M(KN.m)	e(m)	Obs	h/2-c (m)	h(m)	Obs
ELU	$N_{\max} = -2546.68$	$M_c = -1.876$	0.0007	<	0.30	0.60	S.R.E.C.
	$N_{\max} = -1418.87$	$M_c = -2.688$	0.001	<	0.27	0.55	S.R.E.C.
	$N_{\max} = -594.63$	$M_c = -18.405$	0.03	<	0.25	0.50	S.R.E.C.
RPA	$N_c = -674.12$	$M_{\max} = 168.827$	0.25	<	0.30	0.60	S.R.P.C
	$N_c = -717.16$	$M_{\max} = -117.63$	0.28	>	0.27	0.55	S.R.P.C
	$N_c = -53.93$	$M_{\max} = 110.534$	2.04	>	0.25	0.50	S.R.E.C
	$N_{\min} = 2180.69$	$M_c = 3.78$	0.0017	<	0.30	0.60	S.R.P.C
	$N_{\min} = 1015.78$	$M_c = 8.617$	0.0084	<	0.27	0.55	S.R.P.C
	$N_{\min} = -368.84$	$M_c = 2.62$	0.007	<	0.25	0.50	S.R.E.C
	$N_{\max} = -3079.39$	$M_c = -3.034$	0.0009	<	0.30	0.60	S.R.E.C
	$N_{\max} = -1344.55$	$M_c = -25.82$	0.01	<	0.27	0.55	S.R.E.C.
	$N_{\max} = -545$	$M_c = -10.686$	0.01	<	0.25	0.50	S.R.E.C.

- On a des poteaux carrés alors on va prendre les sollicitations les plus défavorables d'un sens et on va ferrailer avec dans les deux sens.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

❖ **Tableau VI.3 : Récapitulatifs de ferrailage de poteaux par niveaux**

Etages	N (KN)	M (KN.m)	Obs.	As (cm ²)	As' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de ϕ
S- sol R D C 01 02	$N_{\max}^{\text{RPA}} = -3079.39$	$M_c = -3.034$	S.E.C	0	0	28.8	28.84	4HA20+ 8HA16
	$N_{\max}^{\text{ELU}} = -2546.68$	$M_c = -1.879$	S.E.C	0	0			
	$N_c = -674.12$	$M_{\max} = -168.82$	S.E.C	0	0			
	$N_{\min} = -2180.69$	$M_c = 3.78$	S.E.C	0	0			
03 04 05 06	$N_{\max}^{\text{RPA}} = -1344.55$	$M_c = -25.82$	S.P.C	0	0	24.2	24.32	12HA16
	$N_{\max}^{\text{ELU}} = -1418.87$	$M_c = -2.688$	S.P.C	0	0			
	$N_c = -717.16$	$M_{\max} = -117.63$	S.E.C	0	0			
	$N_{\min} = -1015.78$	$M_c = 8.617$	S.E.C	0	0			
07 08 09	$N_{\max}^{\text{RPA}} = -545$	$M_c = -10.686$	S.P.C	0	0	20	20.36	4HA16 +8HA14
	$N_{\max}^{\text{ELU}} = -594.63$	$M_c = -18.405$	S.P.C.	0	0			
	$N_c = -53.93$	$M_{\max} = 110.534$	S.E.C	0	5.01			
	$N_{\min} = 368.84$	$M_c = 2.62$	S.E.C	0	0			
	$N_{\max}^{\text{ELU}} = -1711.39$	$M_c = -9.082$	S.E.C.	0	0			
	$N_c = -994.46$	$M_{\max} = -67.94$	S.E.C	0	0			
$N_{\min} = -202.43$	$M_c = 20.31$	S.E.C	0	0				

❖ **Vérifications des exigences de l’RPA :**

Les poteaux seront ferrillés avec la section minimale exigée par le RPA

On opte pour le ferrailage suivant :

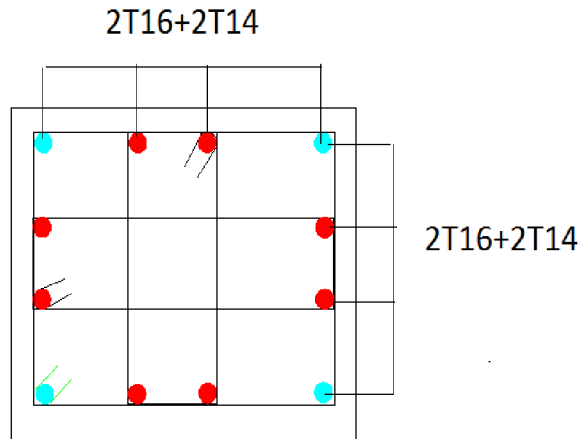


Figure VI.1 : Poteaux (50x50)

La section totale de $4HA16+8HA14 = 20.36\text{cm}^2$ est supérieure à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\text{ min}} = 20.36\text{ cm}^2$).....**condition vérifiée.**

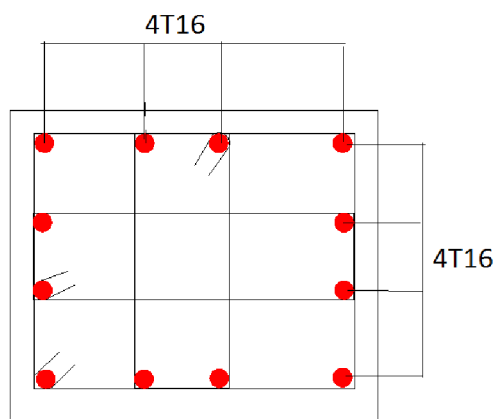


Figure VI.2 : Poteaux (55x55)

La section totale de $12HA16 = 24.32\text{cm}^2$ est supérieure à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\text{ min}} = 24.2\text{cm}^2$)**condition vérifiée.**

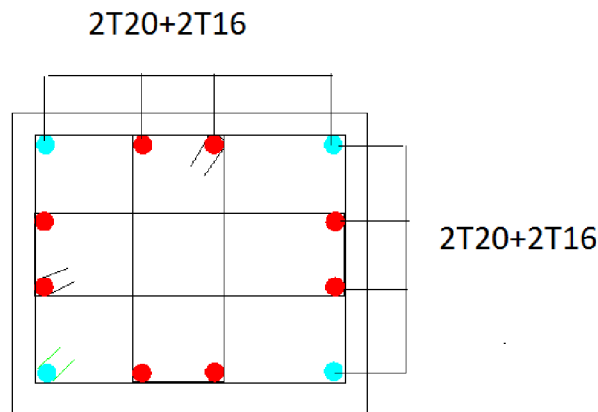


Figure VI.3 : Poteaux (60x60)

La section totale de $4HA20+8HA16 = 28.8\text{cm}^2$ est supérieure à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\text{ min}} = 28.8\text{ cm}^2$)condition vérifiée.

VI.4.Vérifications à l'ELU :

a. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

λ Est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à 0.075.

$$\bar{\tau}_{bu} = 1.875\text{ Mpa.}$$

- **Poteaux (60x60) : Sous-sol, RDC , 1^{er}, 2^{eme} étage:**

$$\tau_u = \frac{34.38 \times 10^3}{600 \times 600} = 0.095 \text{ MPa} < 1.875 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux (55-55): 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} étage :**

$$\tau_u = \frac{25.39 \times 10^3}{550 \times 550} = 0.083 \text{ MPa} < 1.875 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux (50-50) 7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} étage :**

$$\tau_u = \frac{33.75 \times 10^3}{500 \times 500} = 0.135 \text{ MPa} < 1.875 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

b. La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 ϕ en zone I et II

On prend : $l_s = 80 \text{ cm}$

c. Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le [BAEL 91] 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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures transversales.

- **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

1. dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

D'où $t=10\text{cm}$

2. dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I et II}$$

D'où $t=15\text{cm}$

\varnothing_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur à 5.

λ_g : Élançement géométrique du poteau

- Calcul de λ_g :

Poteau de (60×60) :

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{60} \times 285.6 = 16.48$$

Poteau de (55×55) :

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{55} \times 189.7 = 11.94$$

Poteau de (50×50) :

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 189.7 = 13.14$$

On remarque que $\lambda_g > 5$ donc $\rho = 2.5$

$$A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 25.39 \times 1000}{60 \times 40000} = 0.39 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 0.39 \text{ cm}^2$

- Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 3\%_o S_t \times b$$

- En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

Poteau de (60×60) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$

Poteau de (55×55) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$

Poteau de (50×50) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$

- En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$):

Poteau de (60×60) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$

Poteau de (55×55) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2$

Poteau de (50×50) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$

Donc :

On prend : $A_t = 4\phi 10 = 3.14\text{cm}^2$ pour le Sous-sol, RDC, 1^{er}, 2^{eme} étage.

On prend : $A_t = 2\phi 10 + 2\phi 8 = 2.58\text{cm}^2$ pour le 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} étage.

On prend : $A_t = 2\phi 10 + 2\phi 8 = 2.58\text{cm}^2$ pour le 7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} étage.

Conclusion :

Les sections minimales du RPA sont vérifiées.

Toutes les conditions sont vérifiées. Les armatures transversales seront disposées comme montré dans les schémas suivants :

Les crochets ont une longueur de 8cm.

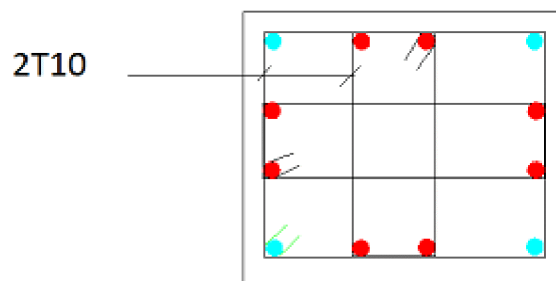


Figure VI.7 : Poteaux 60X60

Les crochets ont une longueur de 10cm.

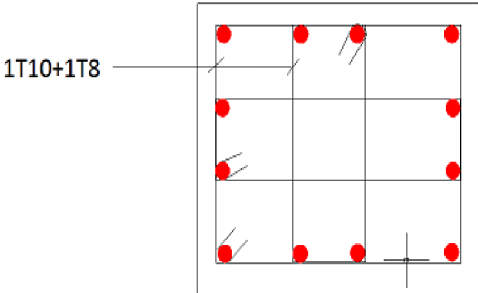


Figure VI.8: Poteaux 55X55

Les crochets ont une longueur de 8cm.

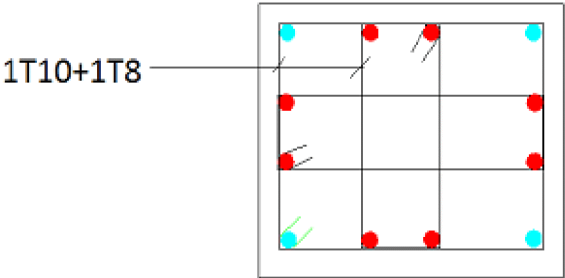


Figure VI.9 : Poteaux 50X50

VI.5. Vérification à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

- **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

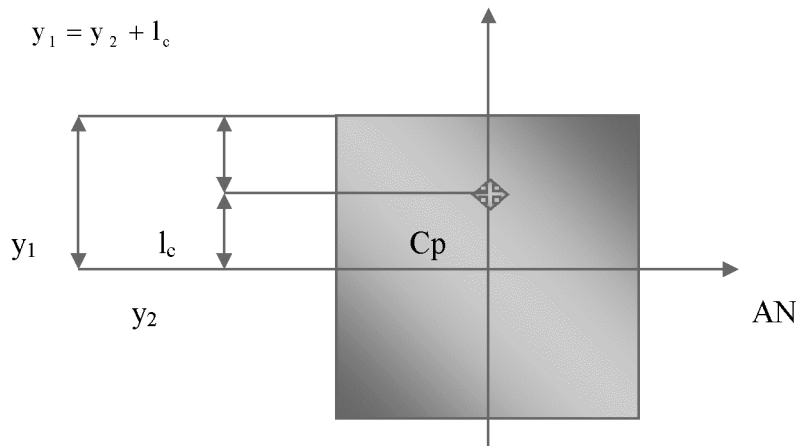


Figure VI.5 : Position du centre de pression

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp ;

l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

• Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

• Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

-On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Tableau VI.4 : Effort normal max et moment correspondant, Moments max et efforts normal correspondants, Effort normal min et moment correspondant dans les poteaux à l'ELS.**

<i>Etages</i>	<i>ELS</i>					
	N_{MAX} (KN)	M_c (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_c (KN)	N_{min} (KN)	M_c (KN.m)
S-sol						
RDC						
01	-1833.87	-1.342	49.526	-114.83	-51.33	-10.60
02						
03						
04	-1028.27	-9.941	-22.222	-1028.27	-179.51	-1.127
05						
06						
07						
08	-431.7	-13.248	30.502	-86.47	-28.22	0.335
09						

❖ Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

NI V	N (KN)	M (KN.m)	B x H	h/6	h/4	$\sigma_{b\text{sup}}$	$\sigma_{b\text{inf}}$	$\sigma_{S\text{sup}}$ (MPa)	$\sigma_{S\text{inf}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_S$ (MPa)	Obs
S-S RD C 01	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = -1833.87$	$M_c = -1.342$	60 x 60	0.05	0.08	4.58	4.52	68.6	67.8	15	348	CV
	$N_c = -114.83$	$M_{\text{max}} = 49.526$				1.72	0	22.7	-32.7			
	$N_{\text{min}} = -51.33$	$M_c = -10.60$				0.38	0	5.3	-2.24			
03 04 05 06	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = -1028.27$	$M_c = -9.941$	55 x 55	0.06	0.1	3.38	2.8	50.2	42.5	15	348	CV
	$N_c = -1028.27$	$M_{\text{max}} = 22.222$				3.73	2.44	54.9	37.7			
	$N_{\text{min}} = -179.51$	$M_c = -1.127$				0.57	0.51	8.52	7.65			
07 08 09	$N_{\text{max}}^{\text{ELS}} = -431.7$	$M_c = -13.248$	50 x 50	0.07	0.11	1.98	1.03	28.9	16.3	15	348	CV
	$N_c = -86.47$	$M_{\text{max}} = 30.502$				1.72	0	22.3	-29.2			
	$N_{\text{min}} = -28.22$	$M_c = -0.335$				0.11	0.09	1.64	1.32			

VII-1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis a des forces verticales et horizontales .Le ferrailage des voiles consiste a déterminer les armatures en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales dues au charges permanentes (G) et surcharges (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Dans le but de facilité la réalisation , et d'alléger les calcules, on décompose notre bâtiment en trois zones :

- Zone I : Sous-sol, RDC, 1^{er} étage et 2^{ème} étage.
- Zone II : 3^{ème} étage, 4^{ème} étage, 5^{ème} étage et 6^{ème} étage.
- Zone III : 7^{ème} étage, 8^{ème} étage, 9^{ème} étage.

- **Combinaison d'actions :**

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont :

- Selon le BAEL 91 :
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

-Selon le RPA révisé 2003
$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$$

- **Comportement d'un voile :**

Un voile est considéré comme une console encastree a sa base, il y'a deux types de voiles ayant un comportement différent :

-Voiles élancé $\frac{h}{e} > 1.5$

-Voiles courts $\frac{h}{e} < 1.5$

VII -2 Ferrailage des voiles :

Le ferrailage d'un voile consiste en la détermination de ces armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme.

Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

- Zone I : Sous-sol, RDC, 1^{er} étage et 2^{ème} étage.
- Zone II : 3^{ème} étage, 4^{ème} étage, 5^{ème} étage et 6^{ème} étage.
- Zone III : 7^{ème} étage, 8^{ème} étage, 9^{ème} étage.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

- **Etapes de calcul**

- Détermination des diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

avec :

V et V' : bras de levier du voile ($V = V' = L/2$)

- Découpage des diagrammes obtenus en bandes de largeur d

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3} \right)$$

avec :

l' : longueur de la zone comprimée

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

- Détermination de l'effort normale ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée.

- ❖ **Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \quad \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

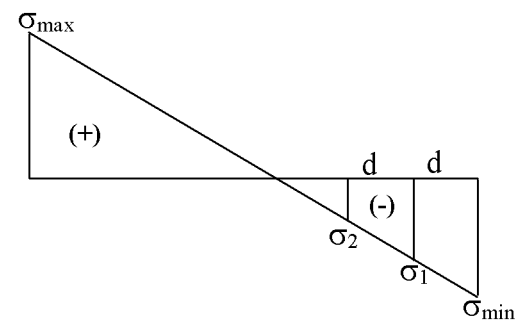
$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e \quad \Rightarrow A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$

Avec :

A : section d'armatures verticales

σ_s : contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10‰ = 348 MPa

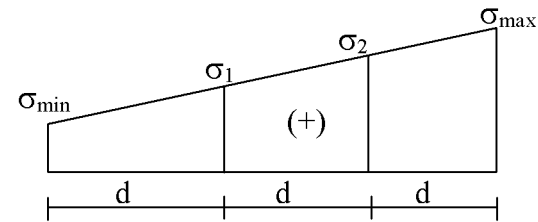
e : épaisseur du voile



❖ Section entièrement comprimée (S.E.C)

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \quad \Rightarrow \quad A_1 = \frac{N_{u1} - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} d.e \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{N_{u2} - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$



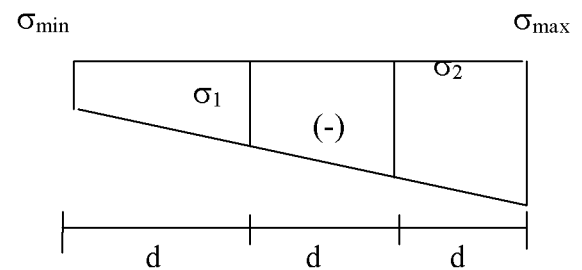
σ_s : contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10 ‰ = 348 MPa

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton = 14.2 MPa

❖ Section entièrement tendue (S.E.T)

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \quad \Rightarrow \quad A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} d.e \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$



VII-2-1 Sections d'armatures minimales :

➤ **Armatures verticales**

-Compression simple :

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à :
4 cm² par mètre de longueur de parement mesurée perpendiculairement la direction de ces armatures.

0,2% de la section totale du béton comprimée sans dépasser 5% de celle-ci.

-Traction simple :

$$A_{\min} \geq B \cdot F_{28} / F_e \quad (\text{BAEL91})$$

B : Section du béton.

• **Exigences du RPA 99 : (art A-7-7-41)**

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 ($A_{\min} \geq 0.2 \% \cdot B$).

➤ **Armatures horizontales :**

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10ϕ (art A-7-7-41 RPA99)

$$A_H = A_v / 4 \quad (\text{BAEL91})$$

$$A_H = 0.15 \% B \quad (\text{RPA99})$$

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux forces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales.

Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

➤ **Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e}$$

où :

$$\bar{T} = 1,4 T$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts dus au moment de renversement.

➤ **Les potelets :**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à $4\phi 10$.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

➤ **Diameters minimum :** (art A7-7-43/ RPA99)

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ **Espacements**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

($1,5e$; 30cm), c'est à dire $St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm})$.

A chaque extrémité du voile ou trumeau l'espacement des barres verticales doit être réduit de la moitié sur une longueur égale à $L/10$; cet espacement ne doit être au plus égale à 15cm .

➤ **Longueur de recouvrement**

La longueur de recouvrement est égale à :

40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

VII-3 Vérification des contraintes :

➤ **Contraintes de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 F_{c28}$$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{1,4 T_u}{b_0 d}$$

b₀ : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9 h

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

• **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

B : section du béton

A : section d'armatures

N_s : effort normal de service (sous G + Q).

VII-4 Exemple de calcul : Ferrailage du voile longitudinal (V1) :

Caractéristiques géométriques : L=4.90 m ; B = 0.74m² ; I = 0.844 m⁴

-Zone I : sollicitations

N_{max} = 481.9 t ; N_{min} = 226.9 t

M = 84.16 t.m ; T = -30.59 t

• **Calcul des contraintes :**

Premier cas : pour $N = N_{\min} = 481.9 \text{ t}$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I} = -983.06 \text{ t/m}^2$$

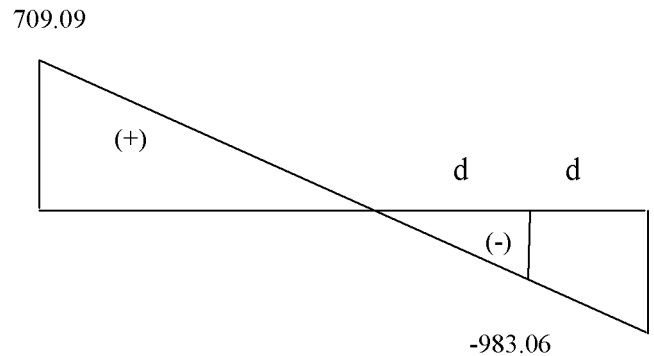
$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV'}{I} = 709.09 \text{ t/m}^2$$

Le cas le plus défavorable est-le premier cas.
La section est partiellement comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = 2.05 \text{ m}$$

$$L_c = 1.55 \text{ m}$$

$$L_t = 4.9 - 2.05 = 2.85 \text{ m}$$



« Diagramme des contraintes »

$$d \leq \min (h_e/2 = 2.04 \text{ m} , 2L_c/3 = 1.42 \text{ m})$$

on prend $d = 1.42\text{m}$

• **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} ; \quad A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s}$$

$$\sigma_1 = 491.53 \text{ t/m}^2 ; \quad \sigma_2 = 0$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} = 202.88 \text{ t} \quad ; \quad N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 69.96 \text{ t}$$

$$A_{v1} = 52.47 ; \quad A_{v2} = 17.49$$

• **Armature de couture**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 11.78 \text{ cm}$$

Soit **12 HA 12 = 13,56 cm²**

Section minimale d'armature : $A_{\min} \leq \min (B \cdot F_{t28} / F_e ; 0,15\% B) = 12,69 \text{ cm}^2$

-Choix des armatures :

$$A_1 = 2 \times 14 \text{ HA16} \quad \Rightarrow \text{St} = 10 \text{ cm}$$

$$A_2 = 2 \times 8 \text{ HA14} \quad \Rightarrow \text{St} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

$$A_h = A_v/4 = 11.3 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2*5\text{HA}12$$

- **Armatures transversales :** 4 épingles $\phi 8$ /m²

- **Vérification des contraintes Cisaillement**

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 30,588 \times 10^{-2}}{0,9 \times 0,2 \times 4,9} = 0,48 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} = \frac{30,58 \times 10^{-2}}{0,9 \times 4,9 \times 0,2} = 0,349 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes à L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} = 4,38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés par les tableaux ci dessous :

Ferraillage des voiles transversaux :(VL3) :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.6	3.6	3.6	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.7	0.71	0.72	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3713.03	2302.31	544.82	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6659.1	-4357.1	-1504.95	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	32.95	17.77	4.97	
	L _t (m)	2.25	2.32	2.64	
	L _c (m)	1.25	1.23	0.96	
	d (m)	1.124	1.161	1.322	
	σ_1 [KN/m ²]	3329.550	2178.550	752.475	
	N (kN)	N ₁	1122.26	759.01	298.33
		N ₂	374.086	253.004	99.445
	A _v (cm ²)	A _{v1}	28.06	18.98	7.46
		A _{v2}	9.35	6.33	2.49
	A _{vi} (cm ²)		1.27	0.68	0.19
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	28.37	19.15	7.51
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9.67	6.50	2.53
	A _{min} (cm ²)		11.80	12.19	13.88
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	33.88	24.86	24.86
Bonde 2		13.56	13.56	13.56	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*11HA14	2*11HA12	2*11HA12
		Bonde 2	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	20	20	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6.74	6.97	7.93
	A _H /nappe (cm ²)		8.47	6.22	6.22
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
ep =20cm		(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	τ_u (MPa)=3.25	τ_u (MPa)	0.052	0.028	0.008
	τ_b (MPa)=5	τ_b (MPa)	0.073	0.039	0.011
	/	N _s (kN)	-3872.27	-2555.4	-1120.82
σ_b (MPa)= 15	σ_b (MPa)	-5.02	-3.33	-1.44	

Ferraillage des voiles longitudinaux :(VT3) :

	Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.95	1.95	1.95	
	e (m)		0.2	0.2	0.2	
	B (m)		0.39	0.395	0.4	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		3173.81	1689.55	1986.41	
	σ_{min} [KN/m ²]		-7095.92	-4526.49	-3018.19	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		30.68	32.67	43.15	
	L _t (m)		1.35	1.44	1.21	
	L _c (m)		0.60	0.54	0.79	
	d (m)		0.674	0.719	0.603	
	σ_1 [KN/m ²]		3547.960	2263.245	1509.095	
	N (kN)	N ₁	717.06	488.24	273.03	
		N ₂	239.019	162.748	91.011	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17.93	12.21	6.83	
		A _{v2}	5.98	4.07	2.28	
	A _{vi} (cm ²)		1.18	1.26	1.66	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	18.22	12.52	7.24	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.27	4.38	2.69	
	A _{min} (cm ²)		7.07	7.55	6.33	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.64	18.08	18.08	
		Bonde 2	6.78	6.78	6.78	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*8HA14	2*8HA12	2*8HA12
			Bonde 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4.04	4.31	3.62		
A _H /nappe (cm ²)		6.16	4.52	4.52		
Choix des barres/nappe (cm ²)		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12		
ep =20cm		(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	τ_u (MPa)=3.25	τ_u (MPa)	0.087	0.092	0.120	
	τ_b (MPa)=5	τ_b (MPa)	0.122	0.129	0.168	
	/	N _s (kN)	-3117.94	-1971.45	-859.64	
	σ_b (MPa)=15	σ_b (MPa)	-7.13	-4.56	-1.97	

Ferraillages des voiles transersaux :(VL1 VL2 VL11 VL22) :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.9	4.9	4.9	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.98	0.97	0.96	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	7090.86	3335.81	1400.58	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9830.56	-5553.84	-2320.07	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	305.85	249.52	329.37	
	L _t (m)	2.85	3.03	2.99	
	L _c (m)	2.05	1.82	1.81	
	d (m)	1.423	1.515	1.497	
	σ_1 [KN/m ²]	4915.280	2776.920	1160.035	
	N (kN)	N ₁	2098.83	1262.13	520.82
		N ₂	699.610	420.711	173.606
	A _v (cm ²)	A _{v1}	52.47	31.55	13.02
		A _{v2}	17.49	10.52	4.34
	A _{vi} (cm ²)		11.78	9.61	12.68
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	55.41	33.95	16.19
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	20.43	12.92	7.51
	A _{min} (cm ²)		14.95	15.91	15.71
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	56.28	43.12	31.64
		Bonde 2	24.64	18.08	18.08
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*14HA16	2*14HA14	2*14HA12
		Bonde 2	2*8HA14	2*8HA12	2*8HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	20	20	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8.54	9.09	8.98
	A _H /nappe (cm ²)		14.07	10.78	7.91
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA10	12HA10
ep =20cm		(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	τ_u (MPa)=3.25	τ_u (MPa)	0.347	0.286	0.381
	τ_b (MPa)=5	τ_b (MPa)	0.485	0.400	0.534
	/	N _s (kN)	-4818.93	-3173.24	-1374.66
σ_b (MPa)=15	σ_b (MPa)	-4.38	-2.99	-1.33	

Ferraillages des voiles longitudinaux : (VL1 VL11VL2 VL22 VL5 VL55) :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.00	2.00	2.00		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.4	0.405	0.41		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6108.82	2809.29	4111.98		
	σ_{min} [KN/m ²]	-7816.85	-4611.69	-2792.81		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	92.57	15.93	32.49		
	L _t (m)	1.12	1.26	0.83		
	L _c (m)	0.88	0.77	1.22		
	d (m)	0.561	0.629	0.415		
	σ_1 [KN/m ²]	3908.425	2305.845	1396.405		
	N (kN)	N ₁	658.17	435.26	173.68	
		N ₂	219.390	145.085	57.893	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16.45	10.88	4.34	
		A _{v2}	5.48	3.63	1.45	
	A _{vi} (cm ²)		3.56	0.61	1.25	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	17.35	11.03	4.65	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.38	3.78	1.76	
	A _{min} (cm ²)		5.89	6.61	4.35	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18.48	13.56	13.56	
		Bonde 2	6.78	6.78	6.78	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
			Bonde 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.37	3.78	2.49		
A _H /nappe (cm ²)		4.62	3.39	3.39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12		
ep =20cm		(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	τ_u (MPa)=3.25	τ_u (MPa)	0.257	0.044	0.088	
	τ_b (MPa)=5	τ_b (MPa)	0.360	0.061	0.123	
	/	N _s (kN)	-1308.72	-905.12	-423.3	
σ_b (MPa)= 15	σ_b (MPa)	-2.99	-2.08	-0.96		

Ferraillages des voiles longitudinaux : (VT4 ,VT44) :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.6	4.6	4.6	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.92	0.91	0.9	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5902.02	3734.37	2180.45	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8730.16	-5137.76	-2980.86	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	58.16	45.96	65.4	
	L _t (m)	2.74	2.63	2.60	
	L _c (m)	1.86	1.92	1.90	
	d (m)	1.372	1.317	1.299	
	σ_1 [KN/m ²]	4365.080	2568.880	1490.430	
	N (kN)	N ₁	1797.03	1015.30	581.03
		N ₂	599.009	338.432	193.676
	A _v (cm ²)	A _{v1}	44.93	25.38	14.53
		A _{v2}	14.98	8.46	4.84
	A _{vi} (cm ²)		2.24	1.77	2.52
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	45.49	25.82	15.16
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	15.54	8.90	5.47
	A _{min} (cm ²)		14.41	13.83	13.64
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	52.26	29.38	29.38
		Bonde 2	15.85	15.85	15.85
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*13HA16	2*13HA12
Bonde 2			2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12
S _t (cm)		Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	20	20	20
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8.23	7.90	7.80	
A _H /nappe (cm ²)		13.07	7.35	7.35	
Choix des barres/nappe (cm ²)		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	
ep =20cm		(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	τ_u (MPa)=3.25	τ_u (MPa)	0.070	0.056	0.081
	τ_b (MPa)=5	τ_b (MPa)	0.098	0.079	0.113
	/	N _s (kN)	-4302.99	-2506.28	-3842.08
σ_b (MPa)=15	σ_b (MPa)	-4.21	-2.56	-3.97	

VIII.1.Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

✓ **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

✓ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII.2.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât. d'habitation, bât industriel, soutènement,...
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
 - Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
 - La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
 - Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
 - Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

VIII.3.Etude du sol :

- Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.
- Le tableau suivant donne la contrainte admissible du sol σ_{adm} correspondant à chaque type de site.

❖ Tableau VIII.1 : contrainte admissible du sol

Type de site	σ_{adm}
Limon de plateau	1.5 à 3.0 bars
Terre à meulière	3.0 à 4.5 bars
Marne verte, argile	0.7 à 4.5 bars
Alluvions anciennes, sables, graviers	6.0 à 9.0 bars
Sables de Beauchamp	7.5 à 15 bars
Craie	9.0 à 10 bars
Marne + caillasse	7.5 à 15 bars
Calcaire grossier	18 à 45 bars
Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable	7.5 à 4.5 bars
Terrain non cohérent à bonne compacité	3.5 à 7.5 bars
Terrain non cohérent à moyenne compacité	2.0 à 4.0 bars
Argile	0.3 à 3.0 bars

- Dans notre cas, on prend une contrainte admissible de sol égale à :

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bars} = 0.20 \text{ MPa}$$

VIII.4. Dimensionnement :

a) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{60}{60} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carrée

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

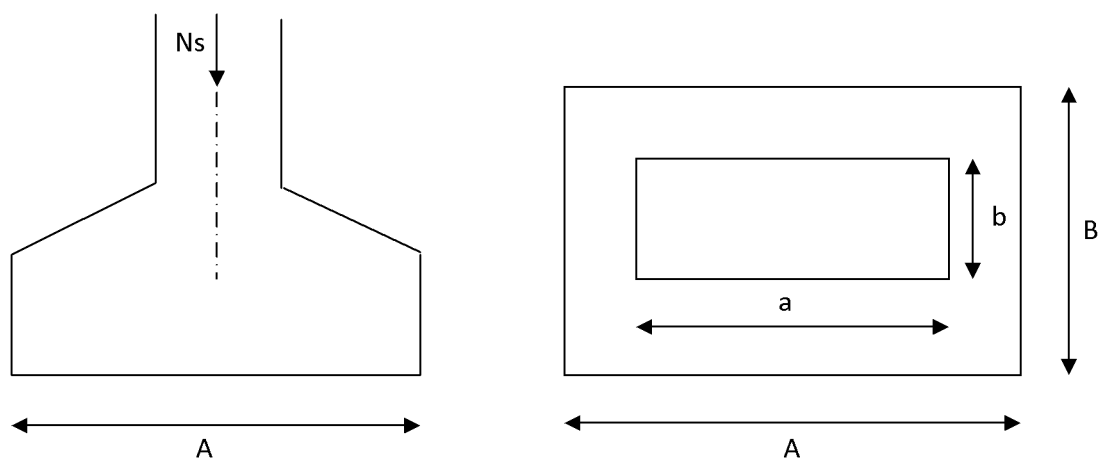


Figure VIII.1: Dimensionnement d'une fondation

✓ Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1833.88 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1833.88}{200}} = 3.02 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3.02 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :✓ **Semelles sous poteaux :**▪ **hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

▪ **Etapas de calcul :**

• détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

• détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

• détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

• détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q \frac{B}{4}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

▪ Exemple de calcul :

❖ Tableau VIII.2 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

	N(KN)	M(KN.m)	e (m)	N.e(KN.m)
1	284.07	4.29	15.8	4488.3
2	787.65	10.12	13.6	10712.04
3	1833.8	3.02	9.3	17054.34
4	1547.7	3.22	5.6	8667.12
5	723.53	10.85	1.6	1157.64
6	723.53	10.85	1.6	-1157.64
7	1547.82	3.22	5.6	-8667.12
8	1833.8	3.02	9.3	-17054.34
9	787.65	10.12	13.6	-10712.04
10	284.02	4.29	15.8	-4488.3
somme	10353.25	63.06	31.6	0

✓ Résultante :

$$R = \sum N_i = 10353.25 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{31.6}{10353.25} = 0.003 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e vaut : **0.003 m**

• Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 0.003 \leq \frac{31.6}{6} = 5.26 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{10353.25}{31.6} \left(1 + \frac{6 \times 0.003}{31.6} \right) = 327.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{10353.25}{31.6} \left(1 - \frac{6 \times 0.003}{31.6} \right) = 327.44 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(B/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{10353.25}{31.6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.003}{31.6} \right) = 327.72 \text{ KN / ml}$$

- Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{327.72}{200} = 1.63\text{m}$$

Soit B=1.70 m

Nous aurons donc, $S = 1.7 \times 31.6 = 53.72\text{m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :

$$St = 53.72 \times 7 = 376.04 \text{ m}^2$$

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

❖ **Tableau VIII.3:** récapitulatif des résultats des semelles sous voile :

	L(m)	N ^{bre} voiles	N (KN)	Largeur B(m)	S= LxBx N ^{bre} (m ²)
Voiles pleins	3.3m	2	1481.66	2.24	14.78
	3.9m	2	1760.71	2.25	17.55
	4m	2	2917.72	3.64	29.12
	2.25m	4	2339.57	5.2	46.8
					108.25

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_v + S_p$$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = 376.04 + 108.25 = 484.29 \text{ m}^2$.

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 796.95 \text{ m}^2$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{484.29}{796.95} \times 100 = 60.76\%$$

Conclusion :

La surface des semelles représente **60.76%** de la surface totale, ce qui est inadmissible.

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

c)-Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Le radier est :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VIII. 5. Pré dimensionnement du radier :✓ **Épaisseur de la dalle du radier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20$$

L_{\max} : portée maximale

Avec : $L_{\max} = 4.3 \text{ m}$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = 35 \text{ cm.}$$

✓ **Hauteur des nervures :**• **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25 \text{ cm}$)

• **Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,30 \text{ m} \Rightarrow 430/8 = 53.7 \text{ cm} \leq h \leq 460/5 = 86 \text{ cm}$$

On prend : **$h = 90 \text{ cm}$.**

• **Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865$ MPa

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.85 \text{ m}$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 90 \text{ cm} \text{ et } b_n = 70 \text{ cm}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$H_r = 90 \text{ cm}$ Hauteur totale du radier.

$h_n = 90 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 35 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 70 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

$h_d = 12 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle flottante.

✓ **Le débord :**

▪ **Détermination des efforts :**

a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 71896.80$ KN

Charge d'exploitation : $Q = 20109.38$ KN

➤ **Combinaison d'actions**

$$\text{A l'ELU} : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 127224,75 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS} : N_s = G + Q = 92006,18 \text{ KN}$$

b) Charges revenant à l'infrastructure• **Détermination de la surface du radier**

$$\text{A l'ELU} S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{127224,75}{2 \times 200} = 318,06 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS} S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{92006,18}{200} = 460,03 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 460,03 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 796,95 \text{ m}^2 > S_{rad} = 460,03 \text{ m}^2$$

Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$l_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $l_{deb} = 60 \text{ cm}$ sur les quatre cotés.

$$S_{deb} = (32,2 \times 0,6 + 24,75 \times 0,6) \times 2 = 64,38 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier} : S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 796,95 + 64,38 = 861,33 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier} : S_{rad} = 861,33 \text{ m}^2$$

- Détermination des efforts à la base du radier

b.1 Charges permanentes

-Poids du bâtiment: **71896.80KN**

-Poids du radier: $[861.33 \times 25 \times 0.35] = 7536.64KN$

-Poids de la nervure :

Plong = $22.5 \times 0.7 \times 0.45 \times 25 \times 7 = 1240.31KN$

P_{trs} = $32.2 \times 0.7 \times (0.45) \times 25 \times 10 = 2535.75KN$

$$P_h = 1240.31 + 2535.75 = 3776.06KN$$

-Poids du remblai en TVO: $[(0.8 - 0.35) \times (861.33 - 335.65) \times 17.5] = 4140 KN$

-Poids de la dalle flottante: $[861.33 \times 0.12 \times 25] = 2584 KN$

$$G_{\text{infra}} = \sum P_i = 7536.64 + 3776.06 + 4140 + 2584 = 20946.73KN$$

$$G_{\text{total}} = P (\text{superstructure}) + P (\text{infrastructure}) = 71896.80 + 20946.73 = 92843.53KN$$

b.2 Surcharge du radier

Surcharges du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 20109.38 KN$

Surcharges du radier $Q_{\text{rad}} = 3.5 \times 861.33 = 3014.65 KN$

$$Q_{\text{tot}} = 23124.04kN$$

➤ **Combinaison d'actions**

$$\mathbf{A \text{ l'ELU}} : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 92843,53 + 1,5 \times 23124,04 = 160024,82 \text{KN}$$

$$\mathbf{A \text{ l'ELS}} : N_s = G + Q = 92843,53 + 23124,04 = 115967,56 \text{KN}$$

Vérification

1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{ad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{160024,82 \times 1}{861,33} \times \frac{4,3}{2} = 399,44 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{399,44 \times 10^3}{10^3 \times 315} = 1,26 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{MPa} \right\} = 3,12 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la stabilité du radier

• Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 16.7 m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11.85 m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

• Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{33.4 \times 23.7^3}{12} = 37051,88 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{23.7 \times 33.4^3}{12} = 73587,91 m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

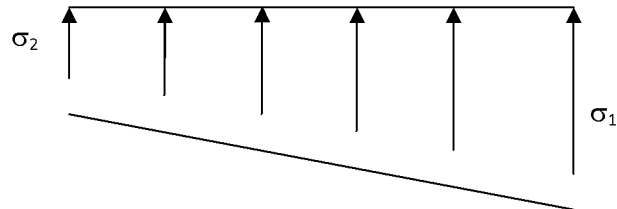


Figure VIII.2 Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Calcul des moments :

$$M_x = M_x + (T_x \times H)$$

$$M_x = 173411.89 + (122025.37 \times 0.35) = 203918.23 \text{KN/m}$$

$$M_y = M_y + (T_y \times H)$$

$$M_y = 167076.94 + (122025.37 \times 0,35) = 197583.28 \text{KN/m}$$

➤ Sens longitudinal

• A l'ELU

$$M_X = 203918.23 \text{ KN.m} \quad N_u = 160024.82 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{160024.82}{861.33} + \frac{203918.23}{73587.91} \times 16.7 = 238.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{160024.82}{861.33} - \frac{203918.23}{73587.91} \times 16.7 = 146.21 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 238.77 + 146.21}{4} = 215.63 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1,5\sigma_{SOL} = 1,5 \times 200 = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,5 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• A l'ELS

$$M_X = 36580,66 \text{ KN.m} \quad N_s = 40680,63 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{115967.56}{861.33} + \frac{173411.89}{73587.91} \times 16.7 = 174 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{115967.56}{861.33} - \frac{173411.89}{73587.91} \times 16.7 = 95.28 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 174 + 95.28}{4} = 154.32 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

- A l'ELU

$$M_y = 167076.943 \text{ KN.m} \quad N_u = 160024.82 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{160024.82}{861.33} + \frac{167076.943}{37051.83} \times 11.85 = 239.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{160024.82}{861.33} - \frac{167076.943}{37051.83} \times 11.85 = 132.35 \text{ N/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 239.22 + 132.35}{4} = 212.50 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1,5\sigma_{SOL} = 1,5 \times 200 = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,5 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- A l'ELS

$$M_y = 167076.943 \text{ KN.m} \quad N_s = 115967.56 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{115967.56}{861.33} + \frac{167076.943}{37051.31} \times 11.85 = 188.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{115967.56}{861.33} - \frac{167076.943}{37051.31} \times 11.85 = 81.20 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 188.07 + 81.20}{4} = 161.35 / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

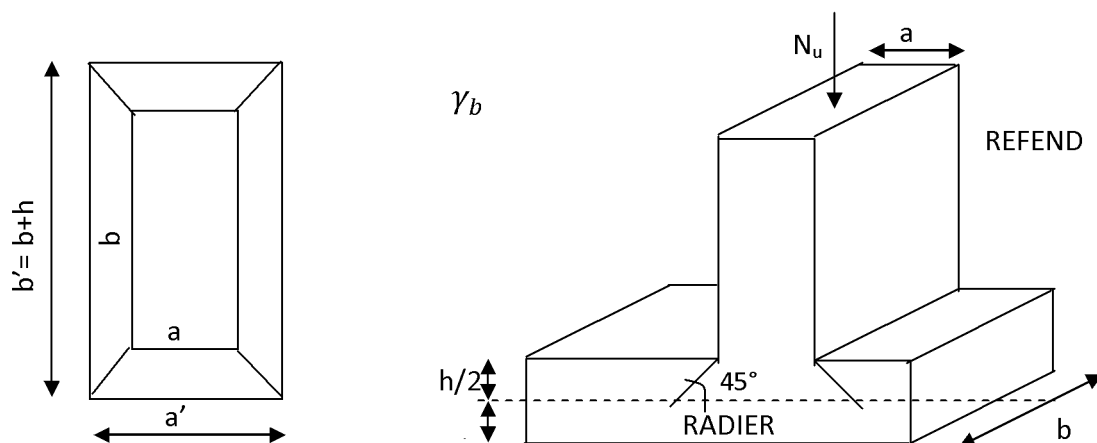


Figure VIII.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

• Poteaux

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,60 + 0,60 + 2 \times 1,12) = 6,88m$$

$$N_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{L} = 2546,68KN$$

$$N_u = 2546,68 \leq \frac{0,045 \cdot 6,88 \cdot 1,12 \cdot 25 \cdot 1000}{1,5} = 5779,2KN \longrightarrow$$

Condition vérifié

• Voile

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1,12) = 6,88m$$

$$N_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{L} = 5265,49KN$$

$$N_u = 5265,49 \leq \frac{0,045 \cdot 6,88 \cdot 1,12 \cdot 25 \cdot 1000}{1,5} = 5779,2KN \longrightarrow$$

Condition vérifié

d. Vérification de la poussée hydrostatique:

Consiste à vérifier le non soulèvement sous l'effort de la pression hydraulique.

$$G_{tot} \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

G_{tot} : Poids totale à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement est égale à 1.5.

γ : Poids volumique de l'eau est égale à 10 KN/m³.

h : Profondeur de l'infrastructure est égale à 1 m.

$$G_{tot} = 92843,53KN > 1,5 \times 861,33 \times 10 \times 1 = 12919,95KN. \rightarrow CV$$

❖ **Ferraillage du radier**

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

❖ **Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

1^{er} Cas

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

❖ Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,2}{4,3} = 0,98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

• A l'ELU

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 215.63 - \frac{20946.73}{831.33} \times 1,35 = 181.61 \text{KN} / \text{m}^2$$

• A l'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 161 - \frac{20946.73}{831.33} = 135.8 \text{KN} / \text{m}^2$$

❖ Calcul à l'ELU

1. Evaluation des moments M_x , M_y

On obtient :

$$M_x = 0,0385 \times 181,61 \times 4,2^2 = 123,33 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,956 \times 123,33 = 117,91 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0,5) aux appuis et (0,85) en travée.

2. Ferrailage dans le sens x-x

❖ Moments aux appuis et Moments en travée

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max} \quad M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 123,33 \quad M_{ut} = (0,85) \times 123,33$$

$$M_{ua} = 66,66 \text{ KN.m} \quad M_{ut} = 104,83 \text{ KN.m}$$

• Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{66,66 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,054 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,054 \rightarrow \beta_u = 0,972$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{66,66 \times 10^3}{0,972 \times 32 \times 348} = 7,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 7,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $10\text{HA}12 / \text{ml} = 11,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; avec un espacement de 10 cm

- En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{104.83 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{104.83 \times 10^3}{0,995 \times 32 \times 348} = 9.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 9.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 10 HA12 / ml = 11.3 cm² / ml ; avec un espacement de 10cm

3. Ferrailage dans le sens y-y

❖ Moments aux appuis et Moments en travée

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max} \quad M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 117.91 \quad M_{ut} = (0,85) \times 117.95$$

$$M_{ua} = 59.95 \text{ KN.m} \quad M_{ut} = 100.25 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{59.95 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,050 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,050 \rightarrow \beta_u = 0,974$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{59.95 \times 10^3}{0,974 \times 32 \times 348} = 5.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 5.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7 HA12 / ml = 7.91 cm² / ml ; avec un espacement de 15 cm

- En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{100.25 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,088 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,088 \rightarrow \beta_u = 0,954$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{100.25 \times 10^3}{0,954 \times 32 \times 348} = 9.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 9.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 10 HA12 / ml = 11.30 cm² / ml ; avec un espacement de 10 cm

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x / L_y}{2} \text{ Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 32 \times \frac{3 - 4.2 / 4.3}{2} = 2,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 7.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,59 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 11.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,59 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ua}^x = 11.30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.023 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 11.30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.023 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Calcul et vérification à l'E.L.S :**a. Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\rho = 0,98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0459 \\ \mu_y = 0,970 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc} \quad \begin{cases} M_x = 0,0459 \times 135,80 \times 4,2^2 = 109,95 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,644 \times 109,95 = 70,81 \text{ KNm} \end{cases}$$

Sens (X-X)

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max} = 0,5 \times 109,95 = 54,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max} = 0,85 \times 109,95 = 93,45 \text{ KN.m}$$

Sens (Y-Y)

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max} = 0,5 \times 70,81 = 35,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max} = 0,85 \times 70,81 = 60,18 \text{ KN.m}$$

Remarque : Le moment étant plus important dans le sens (X-X), la vérification des contraintes sera faite dans le sens le plus défavorable (X-X).

B. Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :**➤ Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 7,91}{100 \times 32} = 0,24 \rightarrow \beta_1 = 0,921 \quad \alpha_1 = 0,237$$

$$K_1 = 48,29$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{48.29} = 0,020$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{54.72 \times 10^6}{0,921 \times 320 \times 791} = 336.21 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{sT} = 0,020 \times 336.21 = 6.72 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.72 \text{MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur $L = 60 \text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

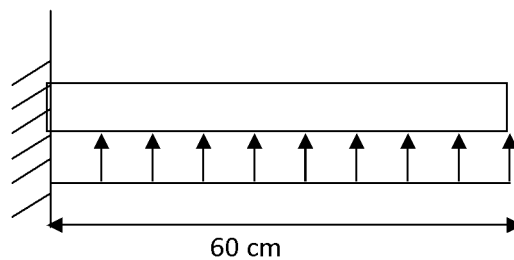


Fig. VI.2 : Schéma statique du débord

➤ Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $P_u = 181.61 \text{KN/m}$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-181.61 \times 0,60^2}{2} = -41.55 \text{KN.m}$$

A l'ELS : $P_s = 135.80 \text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-135.80 \times 0,60^2}{2} = -29.003 \text{KN.m}$$

a. Calcul des armatures :**a.1. Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 32 \text{ cm} ; \quad \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu}} = \frac{41,55 \times 10^6}{1000 \times 320^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41,55 \times 10^4}{0,986 \times 320 \times 348} = 3,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_u = 5 \text{ HA12/ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

a.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 4 \text{ HA10 /ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

VIII.6. Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 32 \times 2,1}{400} = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.7. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{41,55}{29,003} = 1,43$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\alpha = 0,0355 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,01-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,255 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Détermination des efforts :

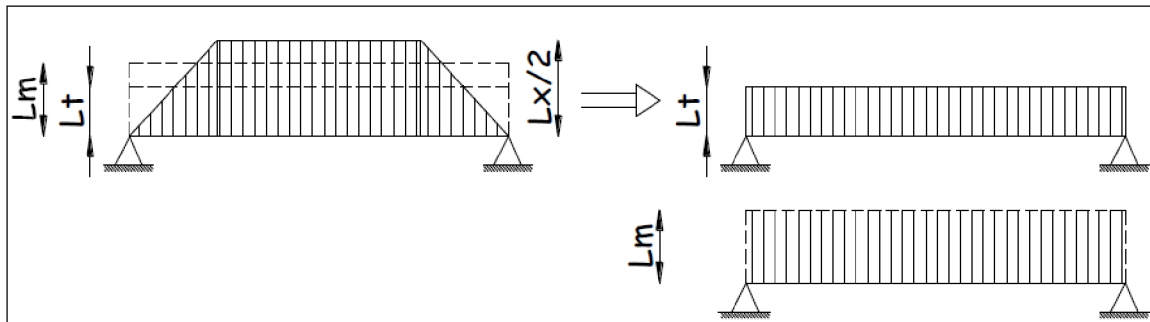


Fig : Présentation des charges simplifiées

$$\text{Effort tranchant : } Lt = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

$$\text{Moment fléchissant : } Lm = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

❖ Sens XX :

$$Lt = 4,3 (0,5 - 0,9/4) = 1,1\text{m}$$

$$Lm = 4,3 (0,5 - 0,97^2/6) = 1,47 \text{ m}$$

❖ Sens YY :

$$Lt = 4,2 (0,5 - 0,97/4) = 1,08 \text{ m}$$

$$Lm = 4,2 (0,5 - 0,97^2/6) = 1,44 \text{ m}$$

A. Détermination des chargements :

$$Q_u = 181.61 \text{KN/m}^2$$

$$Q_s = 135.80 \text{KN/m}^2$$

- **Sens XX :**

❖ Pour les moments :

$$Q_u = 181.61 \times 1.47 \times 2 = 533.93 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 135.80 \times 1.47 \times 2 = 399.25 \text{ KN/m}$$

❖ Pour l'effort tranchant :

$$Q_u = 181.61 \times 1.1 \times 2 = 399.54 \text{KN/m}$$

$$Q_s = 135.80 \times 1.1 \times 2 = 298.76 \text{KN/m}$$

- **Sens YY :**

❖ Pour les moments :

$$Q_u = 181.61 \times 1.44 \times 2 = 523.03 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 135.80 \times 1.44 \times 2 = 391.10 \text{KN/m}$$

❖ Pour l'effort tranchant :

$$Q_u = 181.61 \times 1.08 \times 2 = 392.27 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 135.80 \times 1.08 \times 2 = 293.3 \text{KN/m}$$

B. Calcul des moments et des efforts tranchants:

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel ETABS

$$H_{\text{nerv}} = 0.9 \text{m}$$

$$B_{\text{nerv}} = 0.7 \text{m}$$

❖ Sens (X-X) :

▪ ELU

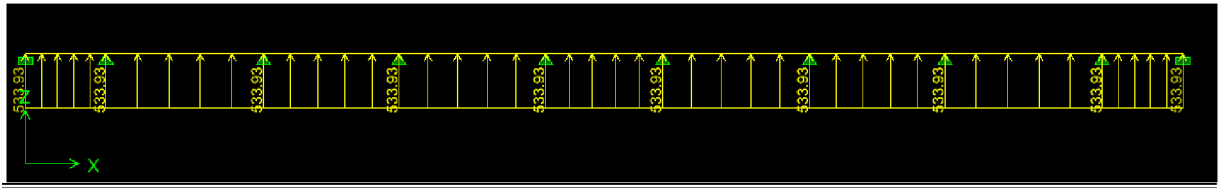


Figure : Le chargement à ELU pour les moments

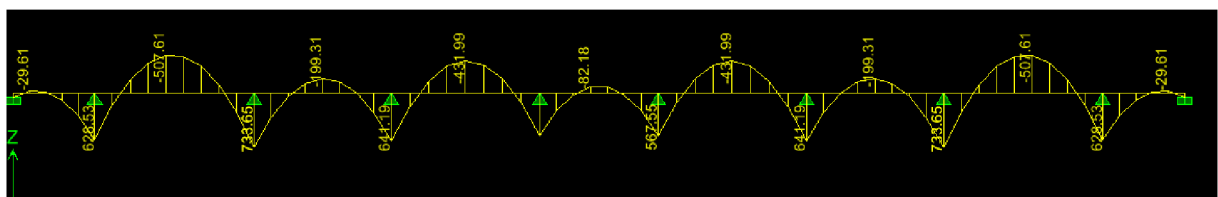


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

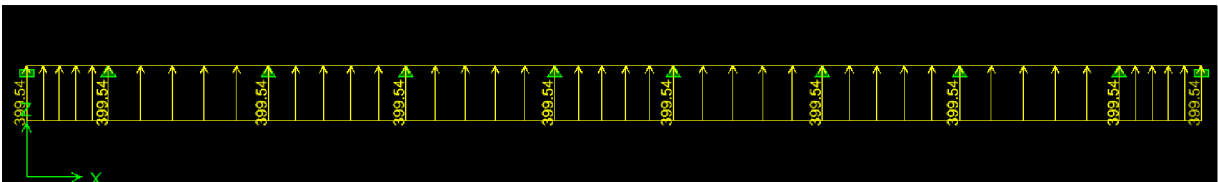


Figure : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant

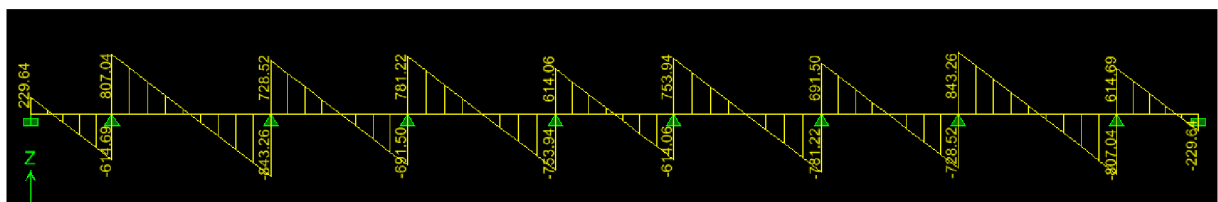


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

▪ ELS

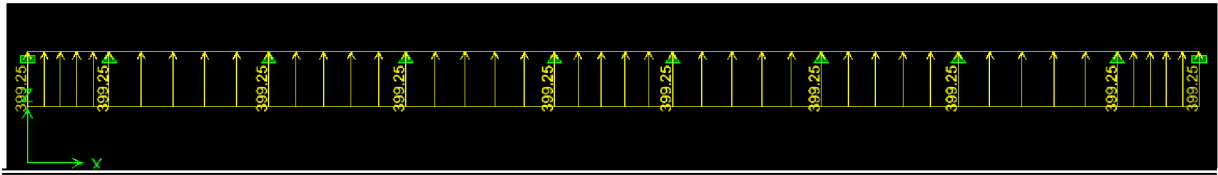


Figure : Le chargement à ELS pour les moments

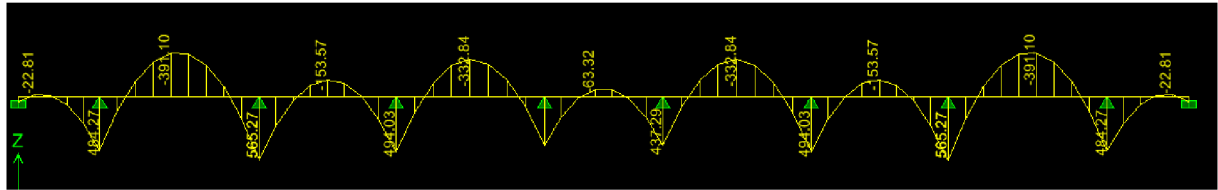


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

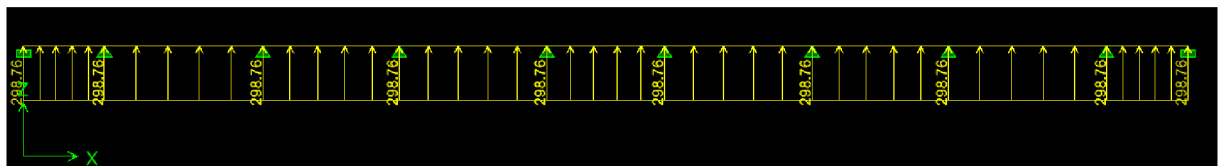


Figure : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant

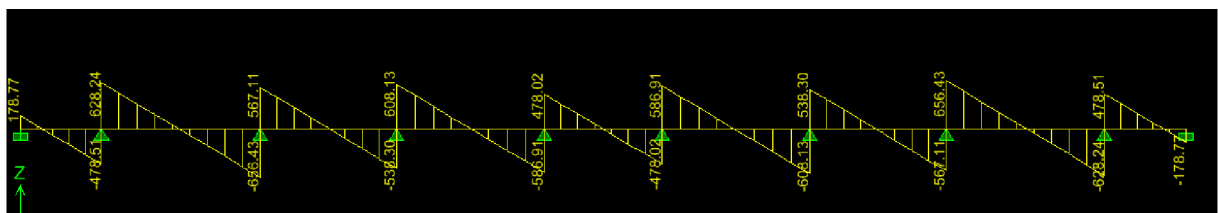


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

➤ Sens Y-Y

▪ ELU

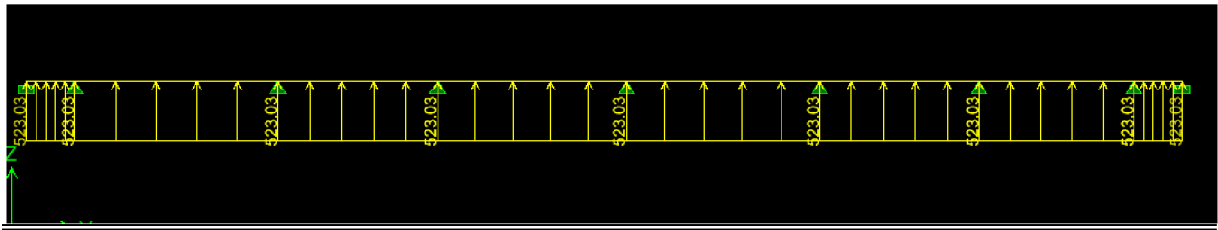


Figure : Le chargement à ELU pour les moments

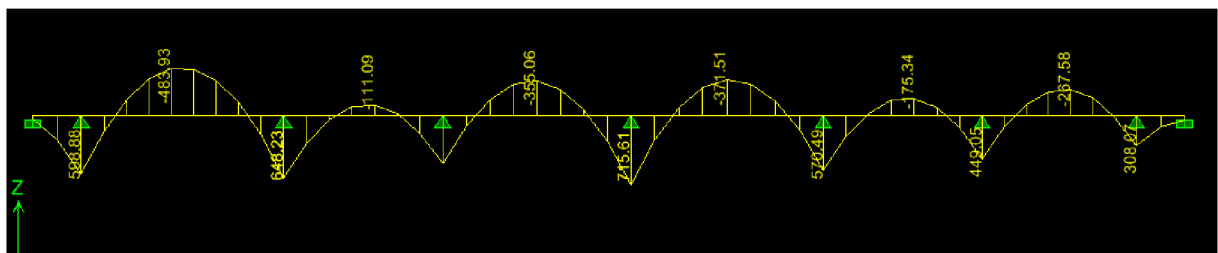


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

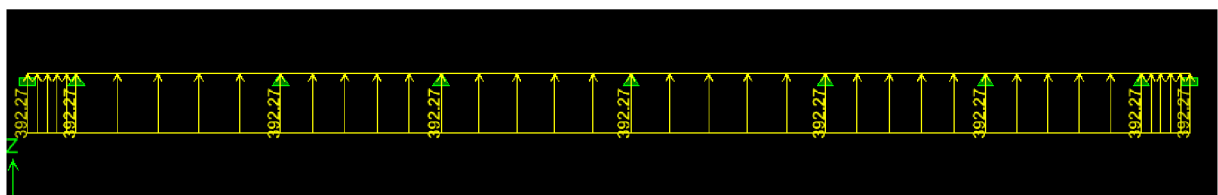


Figure : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant

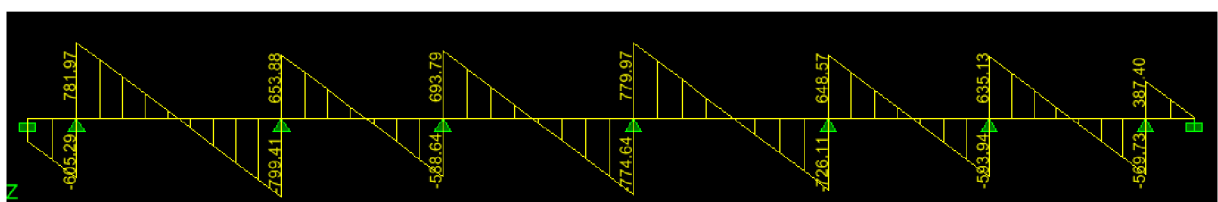


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

▪ ELS :

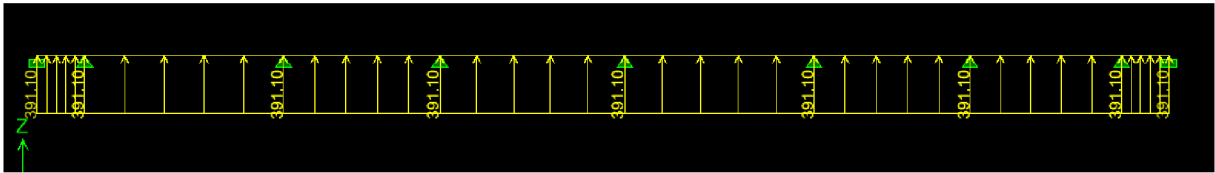


Figure : Le chargement à ELS pour les moments

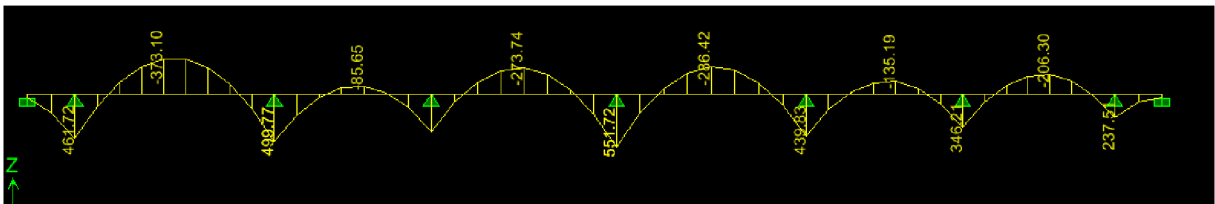


Figure : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

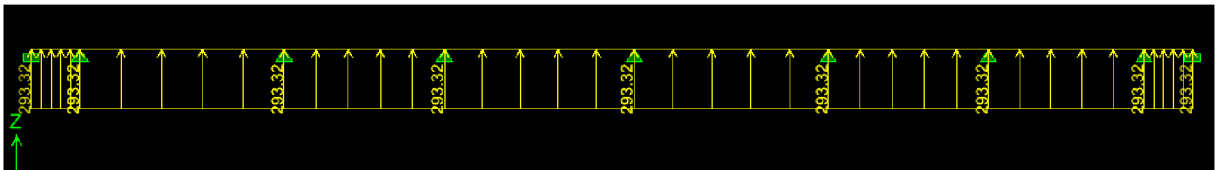


Figure : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant

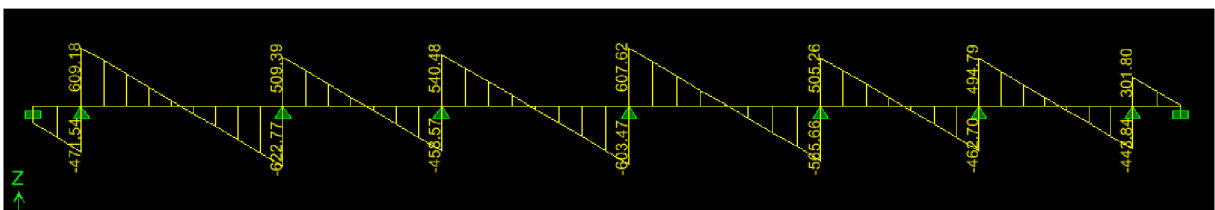


Figure : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

/	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments (Travée)	$M_{u \text{ travée}} = 507.61 \text{ KN.m}$	$M_{u \text{ travée}} = 483.93 \text{ KN.m}$
	$M_{s \text{ travée}} = 391.10 \text{ KN.m}$	$M_{s \text{ travée}} = 373.10 \text{ KN.m}$
Moments (Appuis)	$M_{u \text{ appuis}} = 733.65 \text{ KN.m}$	$M_{u \text{ appuis}} = 715.61 \text{ KN.m}$
	$M_{s \text{ appuis}} = 391.10 \text{ KN.m}$	$M_{s \text{ appuis}} = 551.71 \text{ KN.m}$
Efforts Tranchants	$T_u = 843.26 \text{ KN}$	$T_u = 799.41 \text{ KN}$
	$T_s = 656.43 \text{ KN}$	$T_s = 622.77 \text{ KN}$

Tableau récapitulatif des moments et des efforts tranchants

a) Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 70\text{cm}; \quad d = 87\text{cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14.2\text{Mpa} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$

/			M (KN/m)	μ	β	A_{cal} (cm^2)	Choix		A_{adop} (cm^2)
							Filantes	Chapeaux	
ELU	Sens X-X	<i>Appui</i>	733.65	0.098	0.948	23.86	6HA16	6HA16	24.12
		<i>Travée</i>	507.61	0.068	0.965	17.37	6HA16	6HA12	18.84
	Sens Y-Y	<i>Appui</i>	715.61	0.096	0.949	23.65	6HA16	6HA16	24.12
		<i>Travée</i>	483.93	0.064	0.967	16.52	6HA16	6HA12	18.84

Tableau: Ferrailage des nervures à l'ELU.

b) Vérifications à l'ELU :**Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

A. Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend 3 cadres de $\phi=8 \text{ mm}$

B. Espacement des armatures :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{ 22.5, 12 \times 2 \}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

C. La quantité d'armatures transversales:

- **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.1 \text{ cm}^2$
- **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 3.15 \text{ cm}^2$

D. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \cdot 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA12 avec $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

c) Vérification à l'ELS :

a. Vérification de la contrainte dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ Sens x-x:

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{507.61}{391.10} = 1.29$$

$$\alpha = 0.0881 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.395 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{733.65}{565.27} = 1.30$$

$$\alpha = 0.1291 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens Y-Y :

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{483.61}{373.10} = 1.30$$

$$\alpha = 0.0828 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{715.61}{551.71} = 1.30$$

$$\alpha = 0.1264 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.40 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

d) Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité BAEL (Art A-4-2-1) :

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 7.35 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

E. Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend 3 cadres de $\phi = 8 \text{ mm}$

F. Espacement des armatures :

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 22.5 ; 12 \times 2 \}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

G. La quantité d'armatures transversales:

- En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.1 \text{ cm}^2$
- En zone courante : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 3.15 \text{ cm}^2$

H. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 4HA10 avec $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

2. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement:

(Art : 6.1.3/BAEL91) :

I. Sens X-X :

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i (18\text{HA}16 \times 3.14) = (18 \times 16) \times 3.14 = 904.32 \text{ mm.}$$

$$V_u (\text{max}) = 843.26 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = 843.26 \times 10^3 / (0,9 \times 870 \times 904.32) = 1.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

J. Sens Y-Y

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i (18\text{HA}16 \times 3.14) = (18 \times 16) \times 3.14 = 904.32 \text{ mm.}$$

$$V_u (\text{max}) = 843.26 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = 843.26 \times 10^3 / (0,9 \times 870 \times 904.32) = 1.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

3. Vérification d'efforts tranchants (Art : 5.1.2.1/BAEL91) :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u / (b.d)$$

K. Sens X-X

$$V_u = 843.26\text{KN} \dots \tau_u = 843.26 \times 1000 / (1000 \times 870) = 0.96 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots \text{C.V}$$

L. Sens Y-Y

$$V_u = 843.26\text{KN} \dots \tau_u = 843.26 \times 1000 / (1000 \times 870) = 0.96 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \dots \text{C.V}$$

4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13/BAEL91) :

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9Vt$ on doit prolonger au delà de bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

M. Sens XX

$$\frac{1,15}{400} \left(843.26 + \frac{733.65}{0,9 \cdot 0,87} \right) = 5.11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 24.12 \text{ cm}^2 > 5.11 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

N. Sens YY

$$\frac{1,15}{400} \left(843.26 + \frac{715.61}{0,9 \cdot 0,87} \right) = 5.05 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 24.12 \text{ cm}^2 > 5.05 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

5. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : 5.1.3.21/BAEL91) :

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

O. Sens XX

$$T_u = 843,26 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \cdot 70 \cdot 87 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s} (=3654 \text{KN}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

P. Sens YY

$$T_u = 843,26 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \cdot 70 \cdot 87 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s} (=3654 \text{KN}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes dans les aciers :

▪ SENS X-X

➤ En travée :

$$M_{st} = 391,10 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 18,84}{70 \times 87} = 0,309$$

$$\rho_1 = 0,309 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,912 ; \quad \alpha_1 = 0,264$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,264}{15(1 - 0,264)} = 0,023$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{391,10 \times 10^{-3}}{0,912 \times 0,87 \times 18,84 \times 10^{-4}} = 261,63 \text{MPa}$$

261.63 Mpa < 348 Mpa Condition vérifiée

➤ Aux appuis :

$$M_{sa} = 565,27 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 24,12}{70 \times 87} = 0,396$$

$$\rho_1 = 0,396 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,903 ; \quad \alpha_1 = 0,291$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,291}{15(1 - 0,291)} = 0,027$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{565 \times 10^{-3}}{0,903 \times 0,87 \times 24,12 \times 10^{-4}} = 298,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sa} = 298,17 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **SENS Y-Y**

➤ **En travée :**

$$M_{st} = 373,10 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 18,84}{70 \times 87} = 0,309$$

$$\rho_1 = 0,309 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,912 ; \quad \alpha_1 = 0,264$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,264}{15(1 - 0,264)} = 0,023$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{373,10 \times 10^{-3}}{0,912 \times 0,87 \times 18,84 \times 10^{-4}} = 249,59 \text{ MPa}$$

$$249,59 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = 551,71 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 24,12}{70 \times 87} = 0,396$$

$$\rho_1 = 0,396 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,903 ; \quad \alpha_1 = 0,291$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,291}{15(1 - 0,291)} = 0,027$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{551,71 \times 10^{-3}}{0,903 \times 0,87 \times 24,12 \times 10^{-4}} = 291,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sa} = 291,15 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII .1.Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VIII .2.Pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

a) Contrainte de 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

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - 0.5}{0.86} \Rightarrow K = 0.577$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

➤ Calcul des sollicitations :**ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.66 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.00 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (1.35 \times 17 \times 3.00 + 1.5 \times 10) = 48.38 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.00 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 (10 + 17 \times 3.00) = 35.20 \text{ KN/m}^2$$

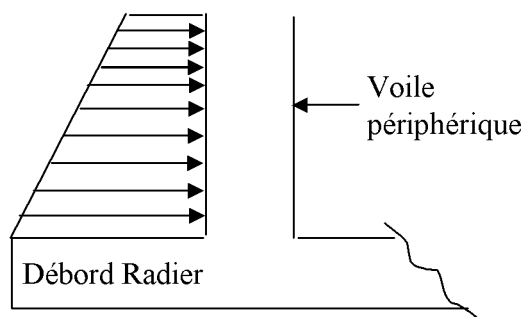
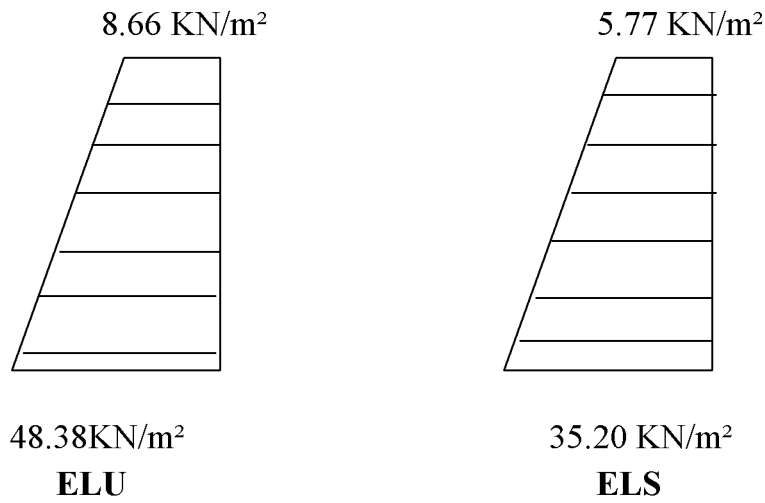
**Figure VIII.1.voile périphérique**

Diagramme des contraintes :



$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 48.38 + 8.66}{4} = 38.45 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 35.2 + 5.77}{4} = 27.84 \text{ KN/ml}$$

VIII .3 Ferrailage du voile périphérique :

- Méthode de calcul :** Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

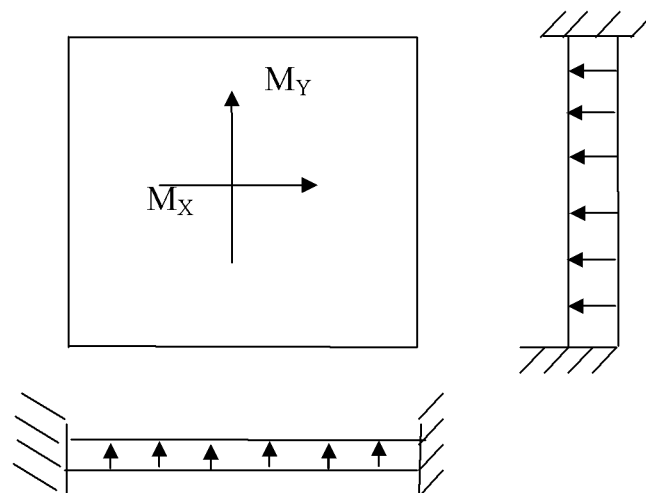


Figure VIII.2. voile périphérique encastré sur 04 coté.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, 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 : 0.75
- Moment en appui: 0.5

➤ Identification des panneaux :

$$l_x = 3.00\text{m}$$

$$l_y = 4.3\text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.00}{4.3} = 0.69 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$\varphi = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0509 \times 38.45 \times 3.00^2 = 17.61 \text{KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.685 \times 17.61 = 12.06 \text{KN.m}$$

Correction des moments :

Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 17.61 = 8.80 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 17.61 = 13.20 \text{KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 12.06 = 6.03 \text{KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 12.06 = 9.04 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_{0X} = 0.0579 \times 27.84 \times 3.00^2 = 14.50 \text{KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0.778 \times 14.50 = 11.28 \text{KN.m}$$

Correction des moments :

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0X} = 7.25 \text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75M_{0X} = 10.87 \text{KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0Y} = 5.64 \text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75M_{0Y} = 8.46 \text{KN.m}$

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	8.8	0.004	0.392	SSA	$\frac{0.99}{2}$	2.25	2	6HA12 =6.78	15
	Travée	13.2	0.092	0.392	SSA	$\frac{0.95}{2}$	3.8	2	6HA12 =6.18	15
yy	Appuis	6.03	0.002	0.392	SSA	$\frac{0.99}{9}$	1.7	2	6HA12 =6.18	15
	travée	9.04	0.004	0.392	SSA	$\frac{0.99}{2}$	2.6	2	6HA12 =6.18	15

Tableau : ferrailage du voile périphérique

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)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VIII .4Vérification à l'ELS :

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	8.80	7.25	1.2	0.0355	0.35	vérifiée
	Travée	13.20	10.87	1.2	0.0520	0.35	vérifiée
YY	appui	6.03	5.64	1.06	0.0227	0.28	vérifiée
	travée	9.04	8.46	1.06	0.0355	0.28	vérifiée

Tableau vérification des contraintes à l'ELS

D'où la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

CONCLUSION

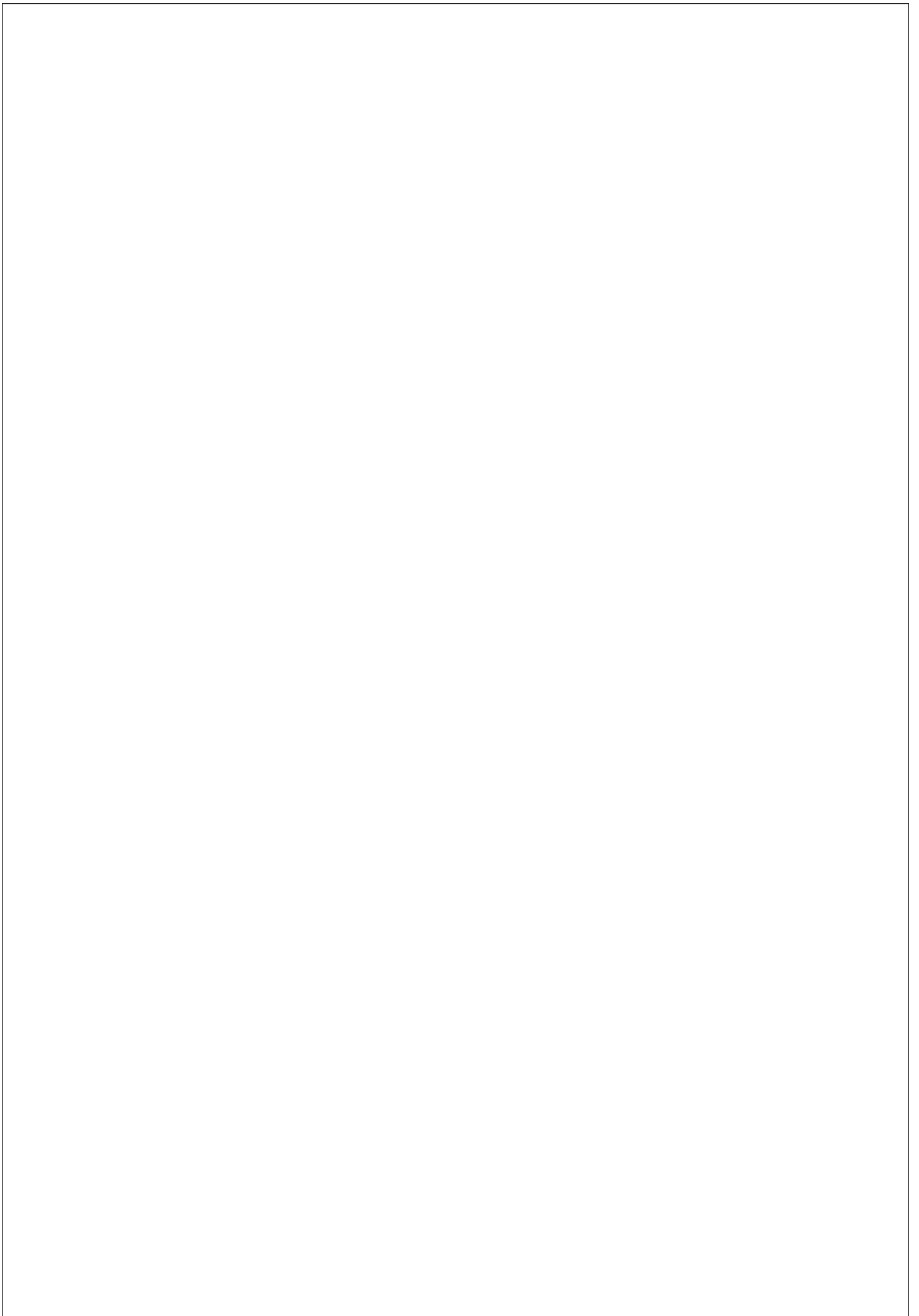
La vulnérabilité de la construction auto stable, (poteaux-poutres) en béton armé avec un remplissage en maçonnerie de briques, ou de parpaings en Algérie, a bien été montrée en 2003. Notre souci majeur est donc de tirer des enseignements des séismes passés en respectant les règles de conceptions, calculs et exécutions.

Notre étude a bien montrée que l'efficacité du comportement parasismique est directement liée au choix du système porteur, en effet, un choix judicieux permettra de minimiser les coûts de protection parasismique.

Pour cela, l'introduction des voiles nous a été nécessaires afin d'assurer la stabilité horizontale et verticale lors des secousses. Néanmoins, une bonne disposition des voiles qui se traduit par le respect de la symétrie et l'éloignement du centre de gravité afin de réduire l'effet de la torsion est à prévoir.

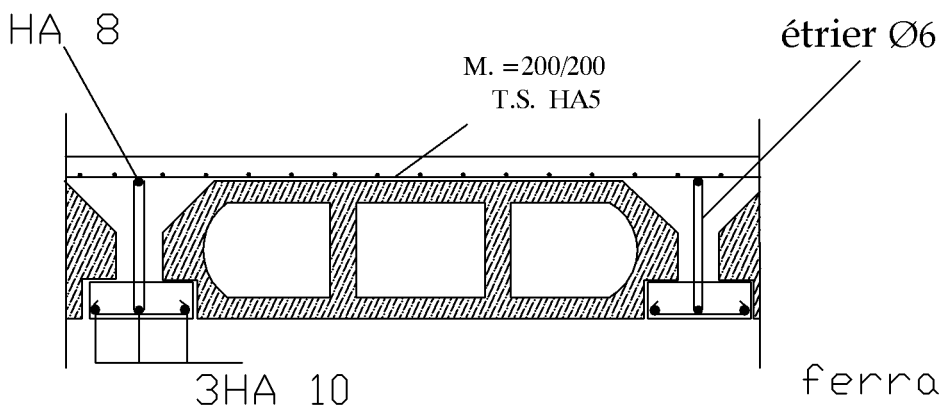
Autre que le calcul manuel, qui s'avère long, nous avons pus dans cette étude démontrée les grandes étapes de la modélisation par éléments finis avec le logiciel ETABS. Un logiciel dont la maitrise est loin d'être acquise mais qui nous a déjà permis d'exploiter des résultats qui nous ont permis de comprendre le comportement de notre structure et de mieux les interpréter par un ferrailage adéquat.

Les différentes connaissances acquises lors de notre formation, la maitrise des outils de calcul des bâtiments ainsi que l'application des divers règlements Algérien nous permettent non seulement de combiner la pratique et la théorie mais aussi a avoir une conscience et une responsabilité dans notre travaille de demain.



BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)
«Document technique réglementaire DTR B C2-48.
- Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91 modifié en 99.
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Les murs et les planchers (GERARD CALVAT).
- MARIUS DIVER
« Calcul des tours en béton armé » Edition DUNOD (paris) 1972.
- Construire parasismique, MILAN ZACEK (Edition parenthèses)
- Les cours des années précédentes.

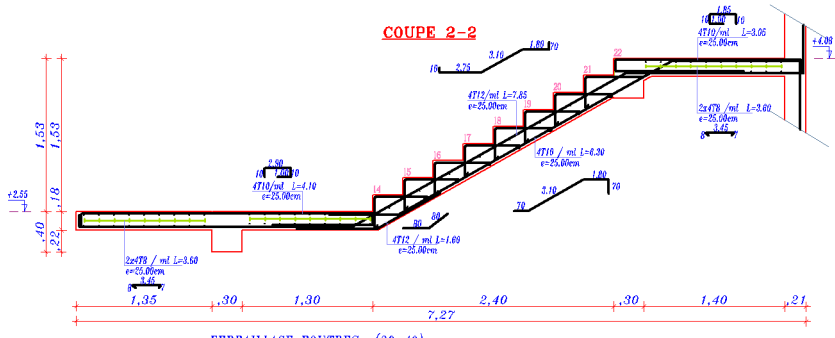
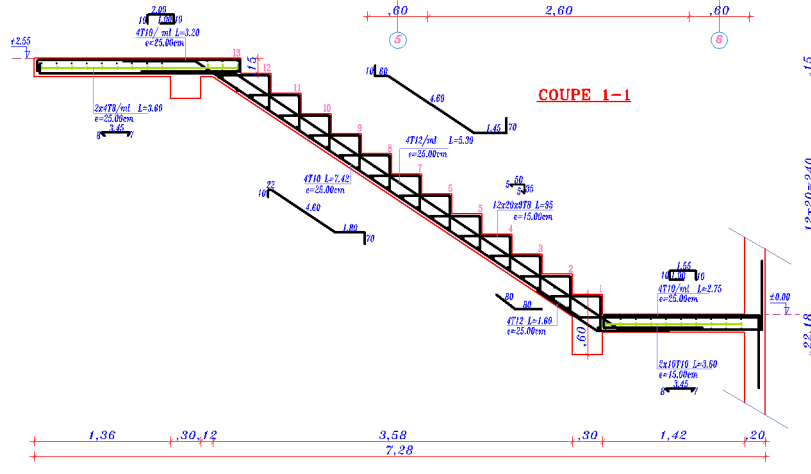
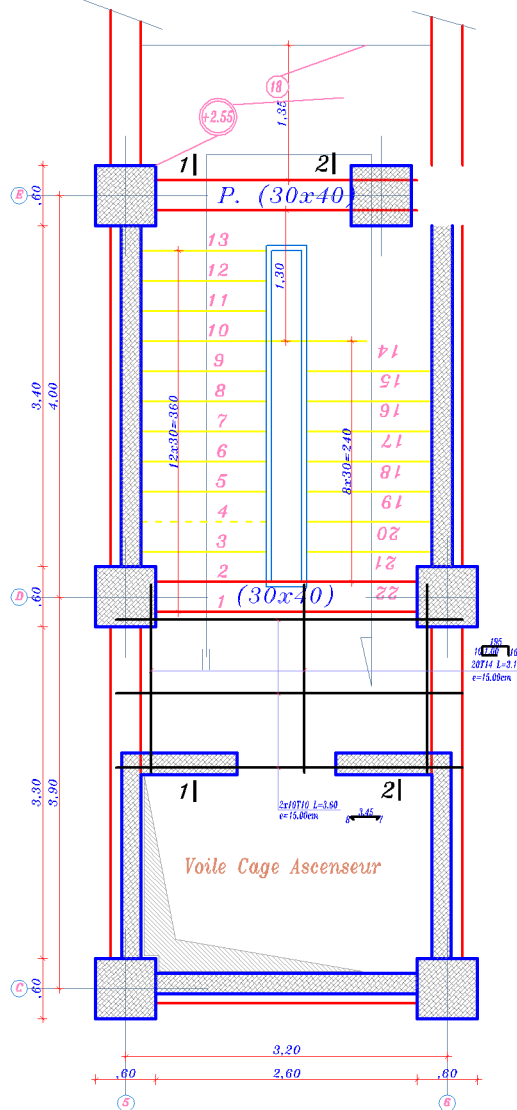


ferrailage de la poutre

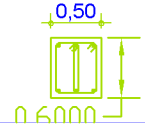
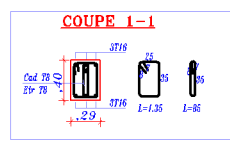
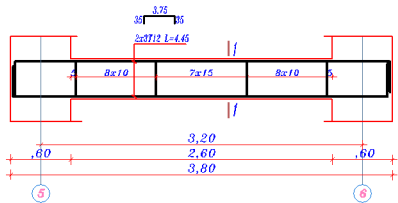
Planchers corps creux

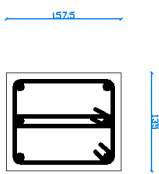
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. RAMDANCHERIF Youna
	Mlle : RAHMANI Sabrina
Dirigé par	Mme : SAJE N
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILLAGE Du Plancher	
ECHELLE: 1/50	
DATE: Juin 2015	
PLANCHE N° 10	

VUE EN PLAN DE L'ESCALIER de niv: (+0.00 à +4.08)

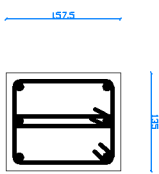


FERRAILLAGE POUTRES (30x40) :

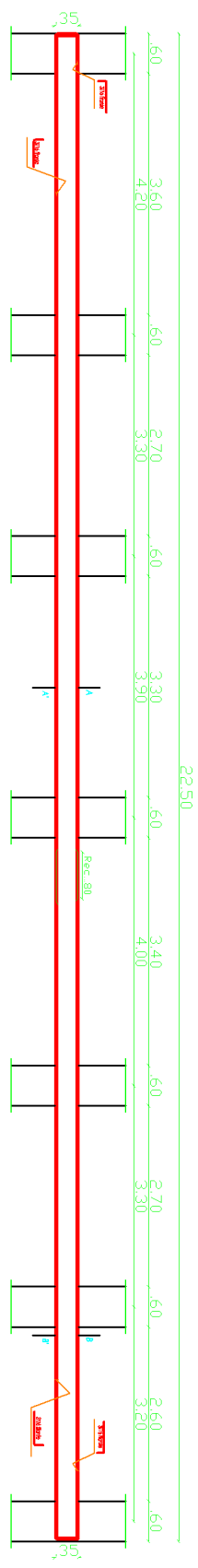




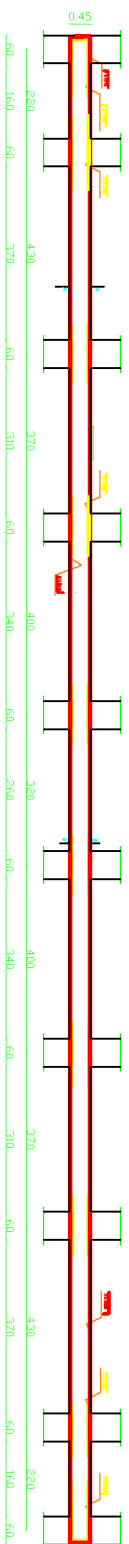
Coupe A-A'



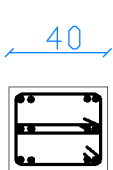
Coupe B-B'



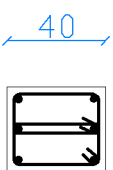
Ferrailage Poutres Secondaires (30x35)



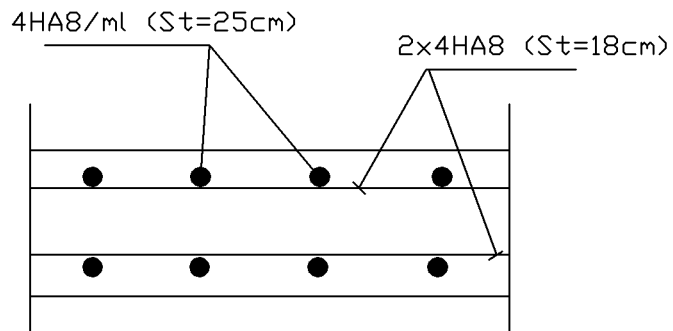
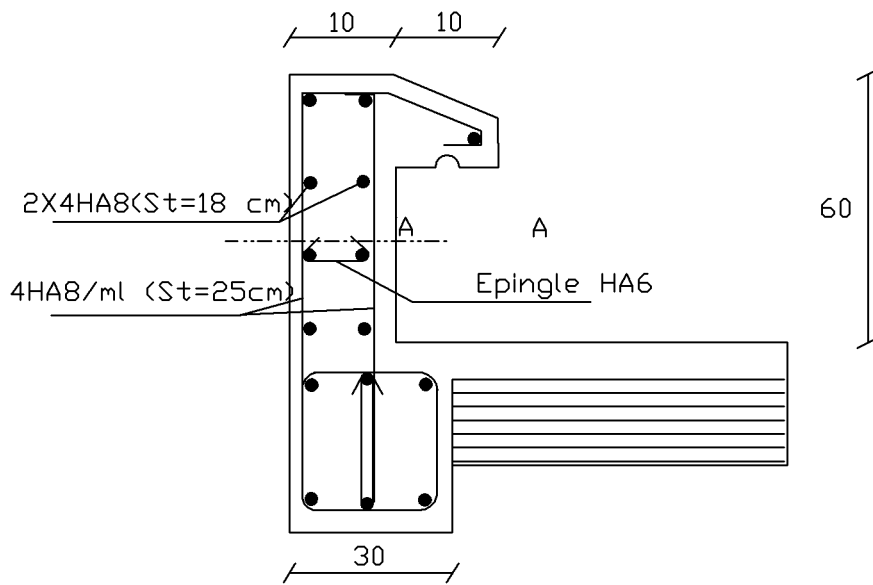
Ferrailage Poutres Principales 30x40



Coupe B-B'

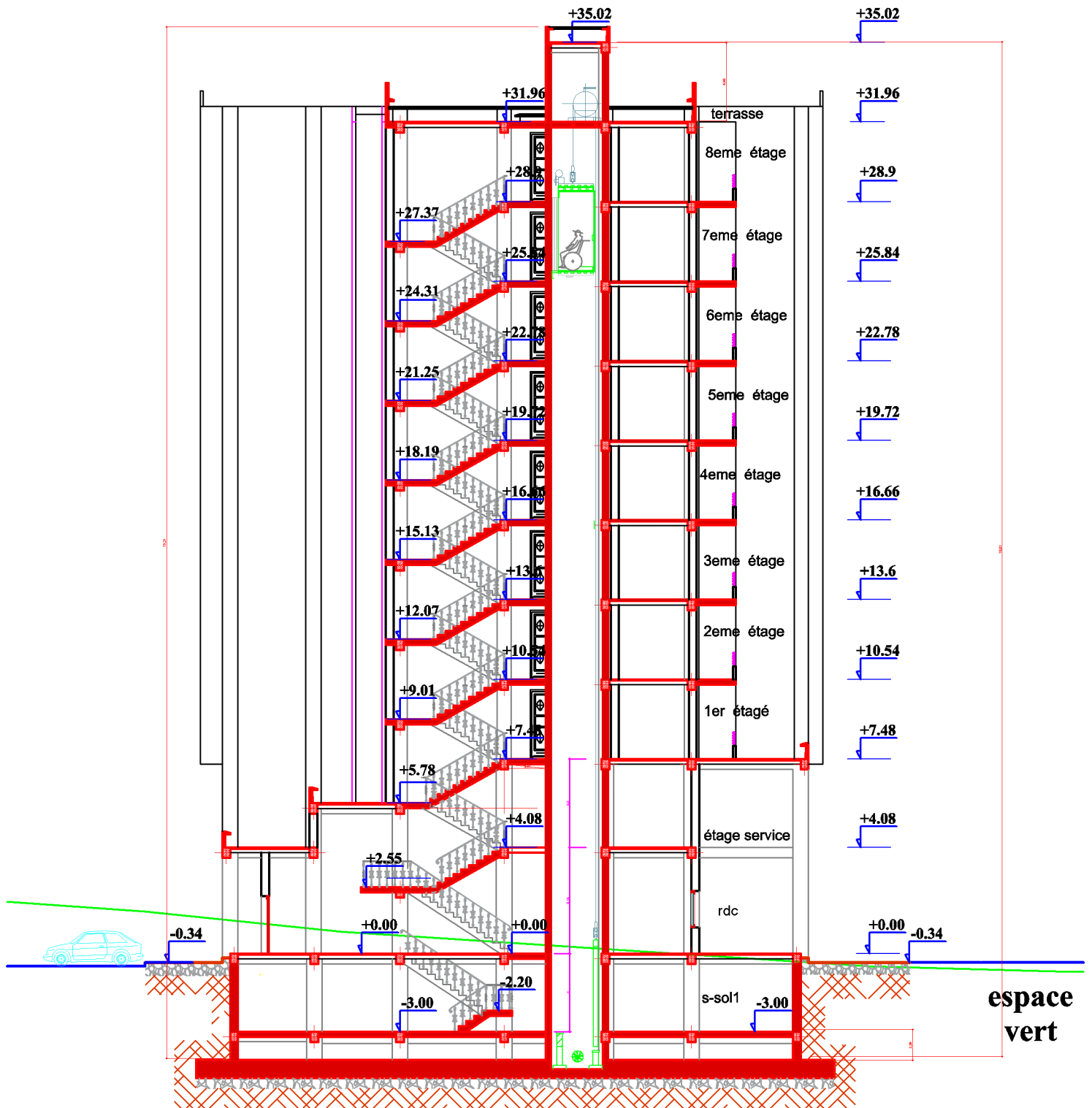


Coupe A-A'

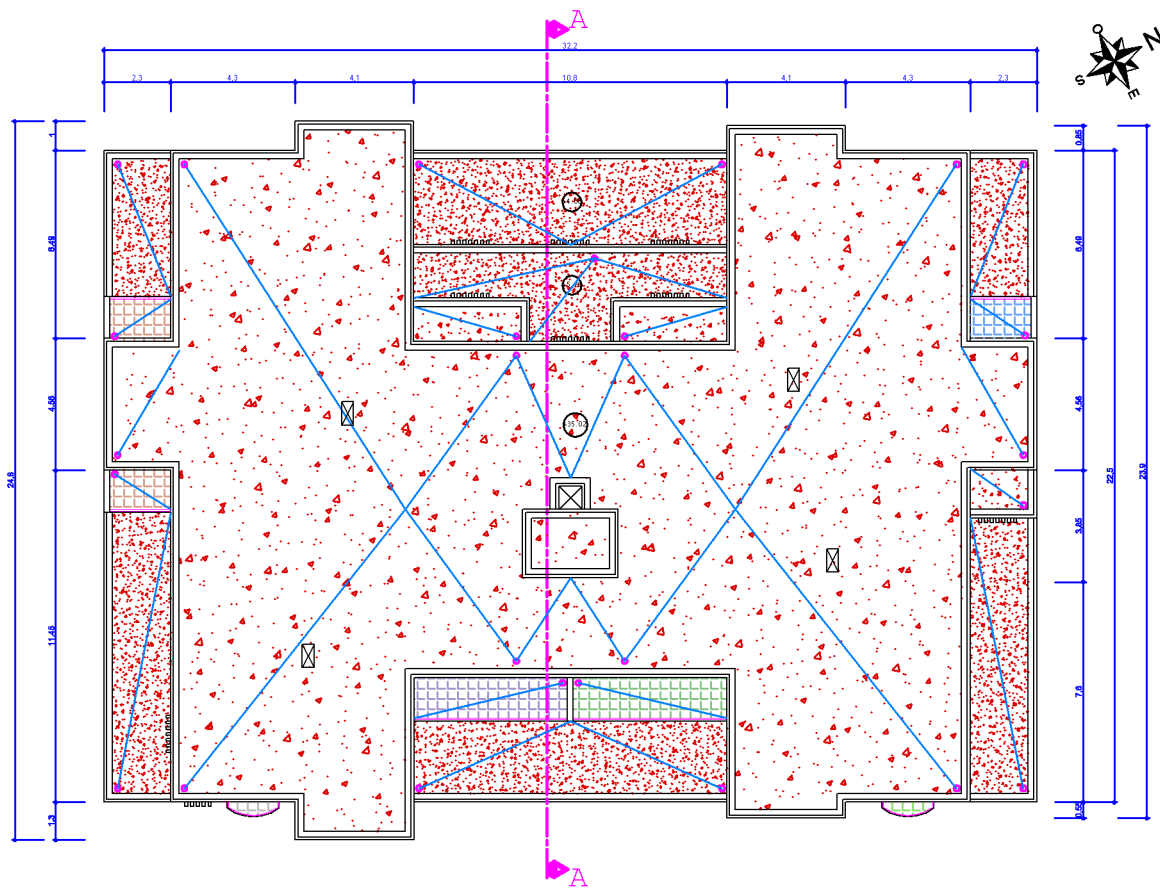


Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZOUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudé par	Mr. RAMDAN CHERIF Youss Mlle. RAHMANI Sabrina
Dirigé par	Mme. SAIB N
DESIGNATION	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	DATE Aout 2014
	PLANCHE N°10



Profil n°04 Coupe A-A Bt n° 04 - 11



PLAN TERRASSE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

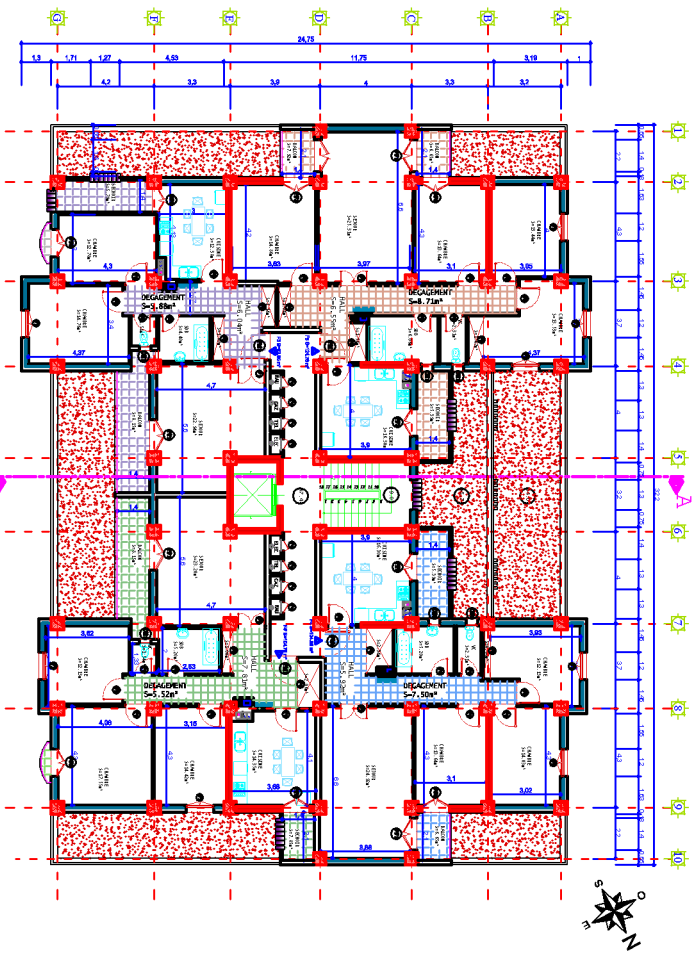
SETAM
 SOCIETE D'ETUDES TECHNIQUE
 ET D'ARCHITECTURE DE MEDEA
 AGENCE SOUSIERES
 TEL: 021 81 44 94 - FAX: 021 81 48 01

Maitre D'ouvrage: ENPI TIZI OUIZOU

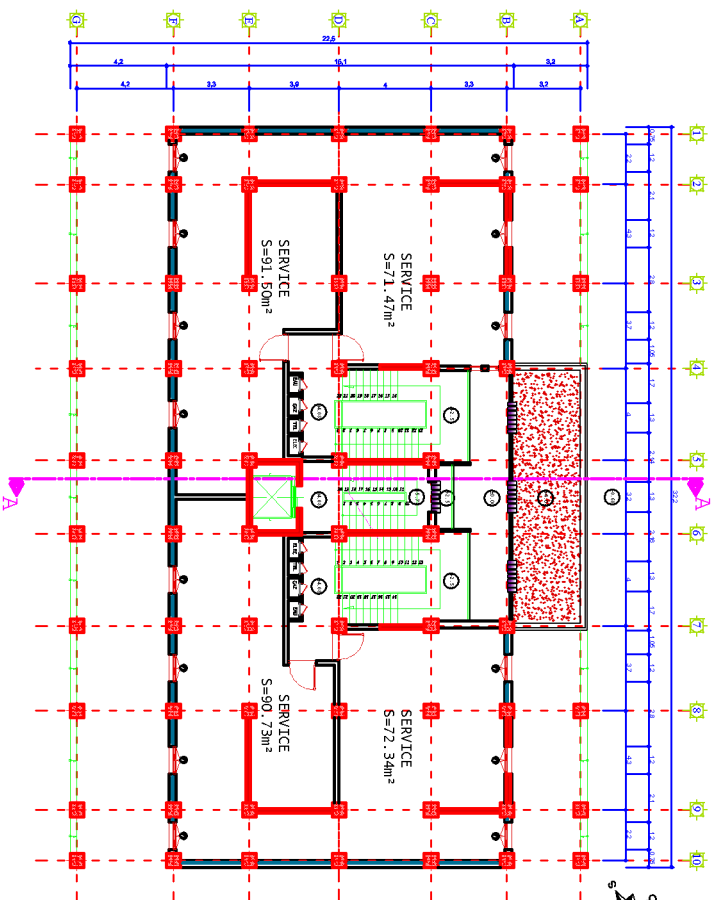
PROJET
 396 LOGEMENTS LPP TAMDIA

BLOCS SANS ENTRE SOL de 4 à 11:
 - PLAN TERRASSE

Echelle: 1/50	MOBILISER	Date: 18/03/2014
Par:		1/09
Dessiné: An.Mette: Mr MECHOUJE M.B		
	Ingenieur: Mr KASSAB R.N	
	T. Supérieur: Mr SADOUK	
Plan:	Dessinateur: Mr BOUDAMOUS N	



PLAN ETAGE COURANT



PLAN ETAGE SERVICES

SETAW
 PERUSAHAAN ARSITEKTUR DAN PERENCANAAN
 PT. SETAW ARSITEKTUR DAN PERENCANAAN
 TEL. 021 7344 1777 FAX. 021 7344 1831
 JALAN BOGOR NO. 101 KOTA BOGOR

ROOFT
 386 LOBENGLISIPITANCA
 BIJOS SANGI EMPRE SOA. & A. ITI
 -SIKATETAS: BIRINGS
 -PLANETINE: COURANT

NO. PROJEK	NO. SKEMA	NO. RENCANA	NO. PERMITS
01/2017	01	01	01
NO. SURVEI	NO. SURVEI	NO. SURVEI	NO. SURVEI
01/2017	01	01	01
NO. SURVEI	NO. SURVEI	NO. SURVEI	NO. SURVEI
01/2017	01	01	01

PERENCANAAN ARSITEKTUR DAN PERENCANAAN
 PT. SETAW ARSITEKTUR DAN PERENCANAAN
 TEL. 021 7344 1777 FAX. 021 7344 1831
 JALAN BOGOR NO. 101 KOTA BOGOR

