REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie-civil



Mémoire de fin d'etude

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 en génie-civil
Option : construction civile et industrielle

Théme

Etude d'un bâtiment (R+8+SS) à usage d'habitation et comercial à ossature mixte

Etudié par :

M^r^ . FETTAT RACHID

M^r^ . BENHAMOU NABIL

Dirigé par :

M^me^. MOBAREK

PROMOTION : 2015/2016

Remerciements



- Tout d’abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

- Nous voudrions exprimer nos sincères remerciements à notre encadreur "**Mme mobarek** ", pour les orientations et les conseils qu’elle a su nous prodiguer durant l’évolution de notre projet.

- Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

- Que tous les membres du jury trouvent ici l’expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d’examiner notre mémoire.

- Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté l'aide et l'encouragement, Qu’ils trouvent ici l’expression de notre profonde gratitude.



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à:

- **Mes très chers parents qui ont été à mes cotés et m'ont soutenu durant toute ma vie, que dieu puisse m'aider à les honorer et les servir.**
- **A ma très chère petite sœurette DIHYA.**
- A mes très chères sœurs et ma belle sœur (ghazala, souria, ouassila et drifa).
- A mes très chers frères et mon beau frère (LYES, MUSTAPHA et SAMIR).
- A mes neveux et nièces (ANES, LYNA, IMAD, CAMELIA et ASMAHANE.)
- A toute ma grande et petite famille.
- A tous mes amis et collègues.
- A tous ceux qui m'ont aidé et encouragé
- **A** toute la famille **FETTAT**
- **A** tous mes amis (es) et proches et très particulièrement (karim rabyos,rafix, razak, ali, alilou, nouara, ourdia et razika.)
- A tous mes amis de M10, E21et E30.(ghiles, chikh, youva, said, nabil merry,kamel messaoudi et kousseila.)
- A mes amis de (domino lqahwa n rouger momouh).
- **A** mon binôme **NABIL.**
- **A** toute la promotion CCI 2015/2016.
- **A** tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

RACHID

dédicaces



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à:

- **Mes très chers parents qui ont été à mes cotés et m'ont soutenu durant toute ma vie, que dieu puisse m'aider à les honorer et les servir.**
- **A la famille BEN HAMOU.**
- A mes très chers frères (NOUNOU et JUBA).
- A ma grand- mère SADIA.
- A la mémoire de ma grand-mère YAMINA.
- A la famille MERZOUD et BEDDEK.
- A tous mes cousins.
- A tous mes amis et collègues.
- A tous ceux qui m'ont aidé et encouragé en particulier Dada BRAHIM, YACINE, MOUNIR.
- A tous mes amis de E22 et E30, A30.(Youva, Saïd, Nabil ,Kamel, Rezak , Ali djafour , ali ait yakoub et youcef.).
- **A** mon binôme **RACHID.**
- **A** toute la promotion CCI 2015/2016.
- **A** tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

NABIL

dédicaces

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage ……...page 1

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments……..……page 13

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1 : Plancher…….page 29

III-2 : Acrotère …….page 46

III-3 : Balcons ……..…….page 54

III-4 : escalier balancées …….page 59

III-5 : escaliers étage courant et poutre palière……...…Page 74

III-6 : escalier RDC…….…….page 103

III-7 : poutre de chainage…….page 121

III-8 : salle machine….……page 137

Chapitre IV : Etude du contreventement……..page 146

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences RPA ……..page 165

Chapitre VI : Ferraillage des poteaux…….page 183

Chapitre VII : Ferraillage des poutres……page 202

Chapitre VIII : Ferraillage des voiles…….page 220

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure……..page 235

Chapitre X : Etude de mur plaque……page 259

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction Générale

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations majeurs. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à cette activité.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de manière à ce qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendent l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

1. Introduction :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment **(R+8+S/Sol**) à usage d'habitation et commercial, cet ouvrage sera implanté à **Tizi-Ouzou** wilaya de **Tizi-Ouzou** classée selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), groupe d'usage 2.

2. Présentation de l'ouvrage :

Ce bâtiment est composé :

- D'un sous sol (S/Sol) commercial.
- D'un rez-de-chaussée (RDC).
- De (08) étages à usage d'habitation.
- D'une (01) cage d'escalier.
- D'une (01) cage d'ascenseur.

3. Réglementation :

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles techniques de conceptions et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites **(B.A.E.L 91, Révisé 99)**.
- Le règlement parasismique algérien **(RPA 99/Version 2003)**.
- Documentation technique réglementaire- charges permanentes et surcharges d'exploitations **(DTR)**.

4. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

S-SOL :

Longueur …… 27.00 m

Largeur ……..... 15.55 m

Hauteur …….. 05.40 m

RDC :

Longueur ……..... 27.00 m

Largeur …… 15.55 m

Hauteur ……... 04.08 m

Etages courants :

Longueur …… 29.45 m

Largeur ……..... 15.55 m

Hauteur ……. 03.06 m

Hauteur total du bâtiment : H = 33.96 m

5. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

Les Règles du **B.A.E.L** comportent, après les Règles générales, une partie concernant les ossatures et les éléments courants des structures en béton armé qui définit les règles de calcul ou des dispositions constructives applicables pour des nombreux éléments d'ouvrages.

a. L'ossature :

Notre structure est à ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- Voiles en béton armé disposé 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 (séisme, vent…) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation…

b. Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent rependre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assuré le passage des différents types de gaine et conduite (eau, chauffage, électricité,…).

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux** : porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis). Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

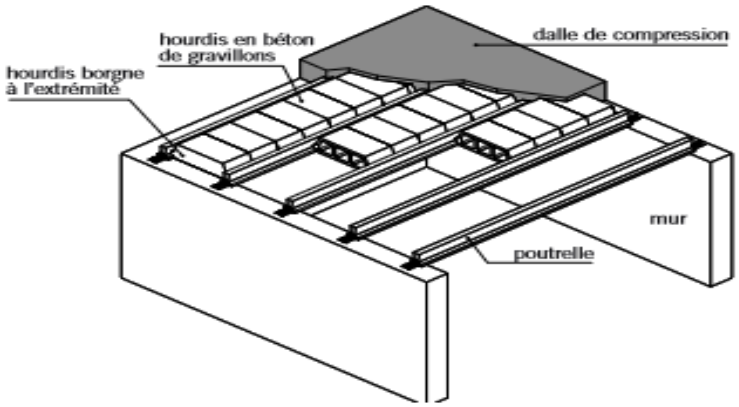


Figure I.1 : éléments d'un plancher en corps creux.

- **Plancher en dalle pleine :** réalisés en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Dans notre structure, ils sont destinés pour les balcons, paliers de repos des escaliers, et panneau de dalle pour locale machine.

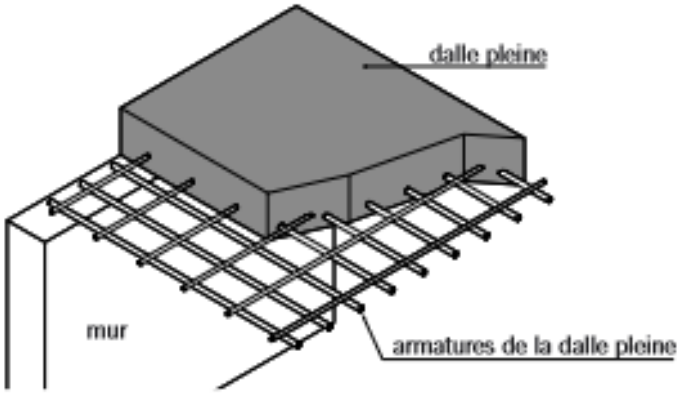


Figure I.2 : éléments d'un Plancher en dalle pleine.

c. Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleines et en corps creux sous formes de séchoirs, terrasses et de porte à faux.

d. La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles.

e. Les escaliers :

Le bâtiment est muni de deux types d'escalier, le premier est destinée a assuré l'accès aux différents étages, réalisées en béton armé de type escalier à trois volées coulés sur place Tandis que le deuxième pour assuré le passage ver le sous sol, de type balancée. Elles seront constituées de palier de paillasses en béton armé.

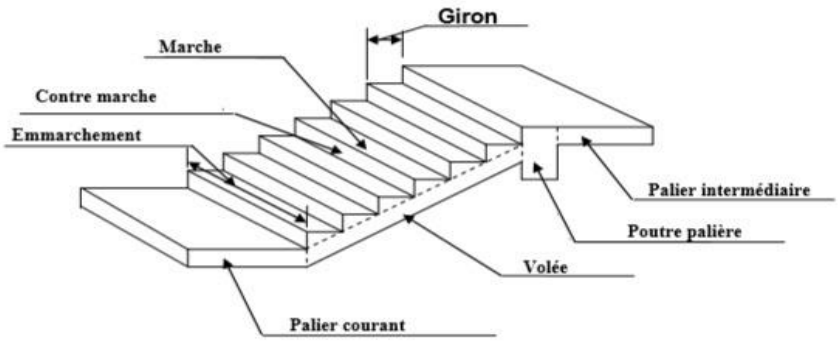


Figure I.3 : Coupe schématique d'un escalier.

Principaux termes relatifs à un escalier :

- **l** : Longueur des marches,
- **g** : Le giron des marches (Largeur des marches),
- **h** : Hauteur des marches,
- Palier de départ,
- Palier d'arrivée,
- Volée.

f. Maçonnerie :

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

- **Murs extérieurs :** Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm**.
- **Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

g. Revêtements :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines,
- Enduit en ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs de façade et les cages d'escaliers,
- Plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieures et les plafonds.

h. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton arme, appelés couramment refend.

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

i. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et réduire les opérations manuelles, et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

j. **Les fondations :**

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le type de fondation a choisir dépend de l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Il existe 2 types de fondations :

❖ **Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur

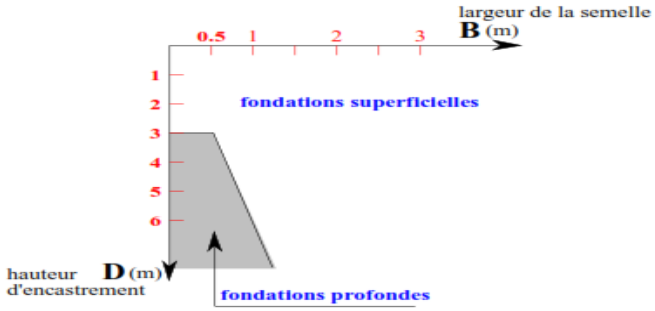
D < 3m: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

❖ **Les fondations profondes :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur D/B>6 et D > 3 m : puits, pieux

D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.



6. Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

❖ Contrainte admissible de σ_{sol} = **2.00 bars** situés à une profondeur de **2 m**.

❖ Site meuble.

7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure a grande dimension dépend d'un critère majeur qui est sa résistance mécanique. Cependant, d'autres critères sont pris en considération tel que la disponibilité des matériaux sur place, leur cout et la facilité la mise en œuvre**.**

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes **RPA99 version 2003** ainsi que les règles de béton armé aux états limite **(BAEL 91 modifiée 99).**

Les différents états limites sont :

Les états limites correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement par lesquels la structure peut être calcule. On distingue deux catégories d'états limites :

a. **les états limites ultimes (ELU) :** dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.
   - L'état limite ultime d'équilibre statique : glissement, renversement, tassement.
   -l'état limite ultime de résistance : concerne la non-rupture de l'ouvrage sous l'effet des efforts qui lui sont appliqués, cela conduira a déterminer par exemple les quantités d'armature à placer dans un élément de la structure.
   -l'état limite de stabilité de forme : concerne les pièces élancés, par exemple un poteau qui est soumis a la flexion composé doit résister au risque de flambement.

b. **les états limites de services (ELS) :** dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage.
   - L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
   - L'état limite de service d'ouvertures des fissures : la corrosion des armatures insuffisamment protégées compromet la durabilité de l'ouvrage.
   - L'état limite de service de déformation : des déformations importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres (comme la fissuration de carrelages sur une dalle trop fléchie).

Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (permanentes, climatiques, d'exploitations,….etc.) qui s'appliquent a une construction, on distingue :

a. **Les actions permanentes (G)** : s'applique pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportant :
   - Le poids propre de la structure.
   - Les charges de la superstructure (équipements fixe).

b. **Les actions variables (Q) :** actions dont l'intensité est plus au moins constante et définis par des textes réglementaires (DTR-BC-22).
c. **les actions accidentelles :** séisme, action du feu, chocs,…etc.

7.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.
Ça composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.
Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- ❖ La résistance que devra atteindre le béton en service.
- ❖ L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- ❖ La dimension maximale des granulats (D).

Dans le cas général, la composition est :

- Sable propre……380 a 450 cm^3
- Gravier……750 a 850 cm
- Dosage de ciment……325 kg /m^3
- Eau de gâchage ……...150 a 200 L /m^3

a. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

❖ **Masse volumique :** Pour les bétons courants, elle est comprise entre :

- **2300** à **2400** $\frac{\mathbf{Kg}}{\mathbf{m^3}}$ s'il n'est pas armé.
- **2500** $\frac{\mathbf{Kg}}{\mathbf{m^3}}$ S'il est armé.

❖ **Coefficient de dilatation :** Le coefficient de dilatation du béton est le même que celui de l'acier et il est de **5** à **10**.

❖ **Retrait hygrométrique :** Au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume. Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : « c'est le retrait ».

Lorsque le béton est conservé dans l'eau, le retrait est beaucoup plus faible.

❖ **Fluage de béton :** Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.

$$Ev = E = 3 \times Ei$$

❖ **Résistance caractéristique à la compression : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99)**

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dits "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section **200 cm2** et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32").

Elle est notée $\mathbf{f_{c28}}$ et s'exprime en **MPa** et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus **5 %** de la population de tous les résultats des essais sur éprouvette 16x32.

Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai.

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de **fcj** (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

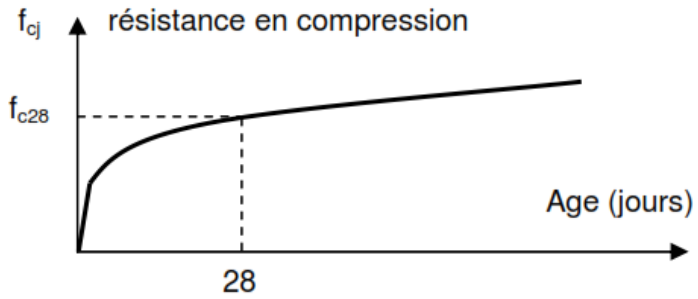


Figure I.4 : Évolution de la résistance en compression d'un béton En Fonction de son âge.



J ≤ 28	$F_{C28} \leq 40$ MPa	$F_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{(4,76 + 0,83j)}$
	$F_{C28} > 40$ MPa	$F_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{(1,40 + 0,95j)}$
J = 28	**$F_{C28} \leq 40$ MPa**	$F_{Cj} = f_{C28}$ pour les calculs de résistance
28 < J < 60		$F_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{(4,76+0,83j)}$ pour les calculs de déformation
J > 60		$F_{Cj} = 1,1 \times f_{C28}$ pour les calculs de déformation

TAB I.1 : caractéristiques du béton.

❖ **Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99).**

La résistance caractéristique à la traction du béton est très faible à j jours, notée **ftj** est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{C28}$$

Dans notre cas : $f_{C28} = 25$ **MPa**

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2.10\ MPa$$

❖ **Etat limites des contraintes du béton :**

- **Etat limite ultime de résistance a la compression (E.L.U) (Art A.4.3.41BAEL 91 modifiées 99).**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton, elle est donnée par la formule suivante :

s'exprime en (MPA)

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec

: (γ_b) Coefficients de sécurité partiale

γ_b

- $\gamma_b = 1.15$ ..... *Situation Accidentelle*
- $\gamma_b = 1.5$ ..... *Situation Courante*

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

θ

- $\theta = 0.85$ ..... $t < 1$ *heure(Accidentelle)*
- $\theta = 0.9$ ..... $1h < t < 24$ *heure (Accidentelle)*
- $\theta = 1$ ..... $t > 24$ *heure (durable)*

Diagramme des contraintes de déformation de béton à l'Etat Limite Ultime :
Pour la vérification a l état limite ultime, on adopte le diagramme dit « parabole-rectangle ».

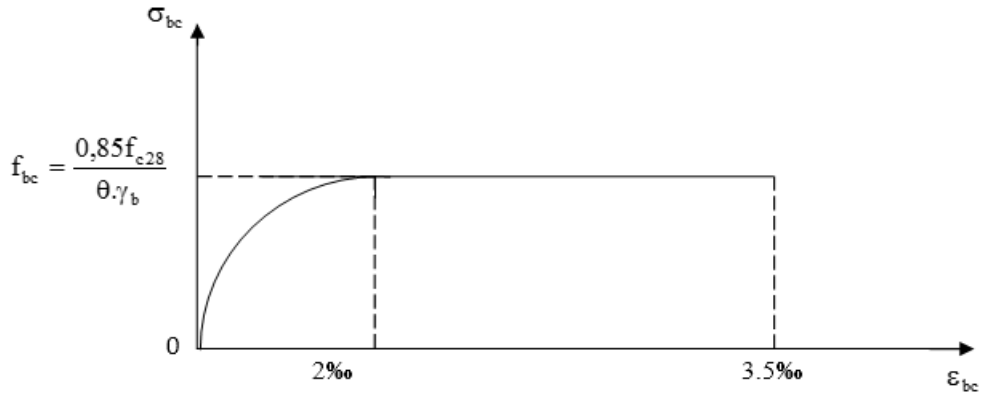


Figure I.5 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.

- **Etat limite de service de résistance a la compression (E.L.S) (Art A.4.5.2 BAEL 91 modifiée 99).**

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. Ce qui nous donne un diagramme de « contrainte-déformation » linéaire
La contrainte limite de service a la compression de béton est limité par : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$

$$\boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{C28}}$$

Avec : $\boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}}}$ la contrainte admissible à l'ELS

Dans notre cas : $\boldsymbol{f_{C28} = 25\ MPa}$

$$\overline{\sigma bc} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$$

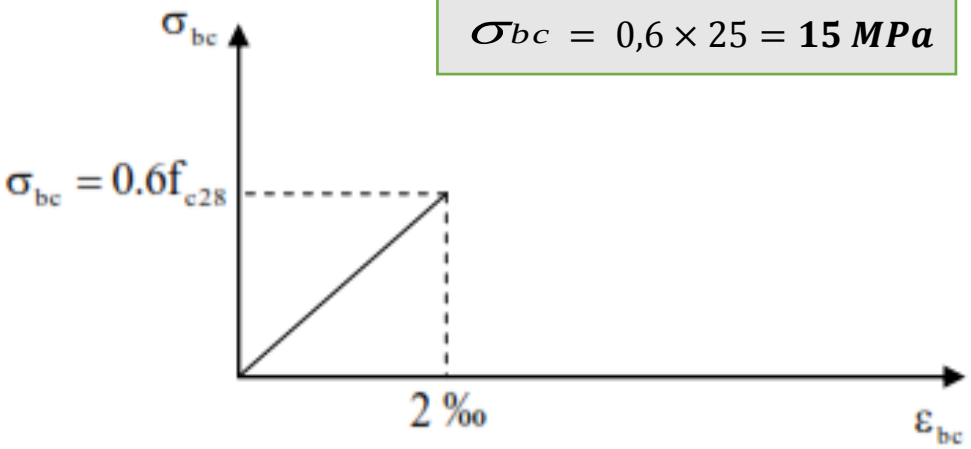


Figure I.6 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.

- **Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :**

La contrainte de cisaillement ultime notée ($\boldsymbol{\tau}$] pour les armatures droites [a = 90°] est donnée par expressions suivantes :

$$\boldsymbol{\tau = \frac{V}{b*d}}$$

$\boldsymbol{\tau = \min(0,13 f_{C28}\ ;\ 5\ MPa)}$ Pour une fissuration peu nuisible.

$\boldsymbol{\tau = \min(0,10 f_{C28}\ ;\ 4\ MPa)}$ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

- **Module d'élasticité instantané [ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99]**

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à **24 heures**, à j jours il vaut :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})}$$

Dans notre cas : $\mathbf{f_{C28} = 25\ MPa}$

$$\mathbf{E_{ij}} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = \mathbf{32164,19\ MPa}$$

- **Module d'élasticité différée [Art A.2.1.22 BAEL91 modifiées 99].**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})}$$

Dans notre cas : $\mathbf{f_{C28} = 25\ MPa}$

$$\mathbf{E_{ij}} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = \mathbf{10818,86\ MPa}$$

❖ **Module d'élasticité transversale :**

$$\mathbf{G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}\ MPa}$$

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

υ : Coefficient de poisson

❖ **Coefficient de poisson : [Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99].**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\boldsymbol{\upsilon = \frac{Déformation\ transversale}{Déformation\ \ longitudinale} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}}$$

Il sera prise égal à :

υ = 0,2…….. à l'état limite de service [ELS].

υ = 0…….... à l'état limite ultime [ELU].

7.2. L'acier :

Les aciers enrobés dans le béton portent le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même – c'est – à dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne peut remplacer ce vide.

Types aciers et ses limites élastiques

Aciers	Désignation	Limite d'élastique Fe [MPa]	Utilisation	schémas
Haute Adhérence	Fe E400	400	Tous Travaux B.A	
	Fe E500	500		
Ronds Lisses	Fe E215	215		
	Fe E235	235		
Treillis Soudés	T.S.L [lisses]	500	— Planchers — Dalles	
	T.S.L.H.A haute adhérence	500		

TAB I.2 : caractéristiques des aciers de bâtiment.

❖ **Module d'élasticité longitudinal : [Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99].**

Quel que soit le type d'acier, on admet généralement

$$E_S = 2 \times 10^5\ MPa$$

❖ **Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**

- **Etat limite Ultime [ELU] [Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99] :**

L'allongement et le raccourcissement sont limites à $10\ ^0/_{00}$.

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée selon l'article par :

Avec γ_s : Coefficient de sécurité

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_S

- $\gamma_S = 1$ ..... *Situation Accidentelle*
- $\gamma_S = 1.15$ ..... *Situation courante (durable)*

Pour le présent projet, on situation courante, on obtient les valeurs suivantes :

Pour les aciers HA(FeE400) …….. σ_s = **348** MPA

Pour les treillis soudés TL520……. σ_s**=452.17** MPA

- **Etat limite service [ELS] (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99) :**

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

✓ **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.32 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments situé dans des locaux couverts et clos aucune vérification n'est nécessaire, car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments exposés aux intempéries ou il ya risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée a :

$$\sigma_{st} = Min\left[\left\{\frac{2}{3}f_e\,, Max\left(\frac{1}{2}f_e\,; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)\right\}\right]$$

- On obtient donc les valeurs suivantes :
- Pour les aciers(HA) si $\emptyset \geq 6\ mm$ ……$\sigma_{st} \leq$ min (266.66 ; 201.63) = 201.63 MPA.
- Pour les aciers(HA) si $\emptyset < 6\ mm$ ……$\sigma_{st} \leq$ min (266.66 ; 181.75) = 181.75 MPA

✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas d'un milieu agressif ou l'étanchéité doit être assurée, la contrainte de traction des armatures est limitée a :

$$\sigma_{st} = 0{,}8\ Min\left[\left\{\frac{2}{3}f_e\,, Max\left(\frac{1}{2}f_e\,; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)\right\}\right]$$

Avec :

n : coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

n

- ***n = 1*** ..... *pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés*
- ***n = 1,3*** ..... *pour les aciers Haute Adhérence* $\emptyset < 6\ mm$
- ***n = 1,6*** ..... *pour les aciers moyenne adhérence* $\emptyset \geq 6\ mm$

On obtient donc la valeur suivante : pour n = 1.6 (pour les aciers HA)

σ_{st}= 161.30 MPA

Diagramme contrainte-déformation :

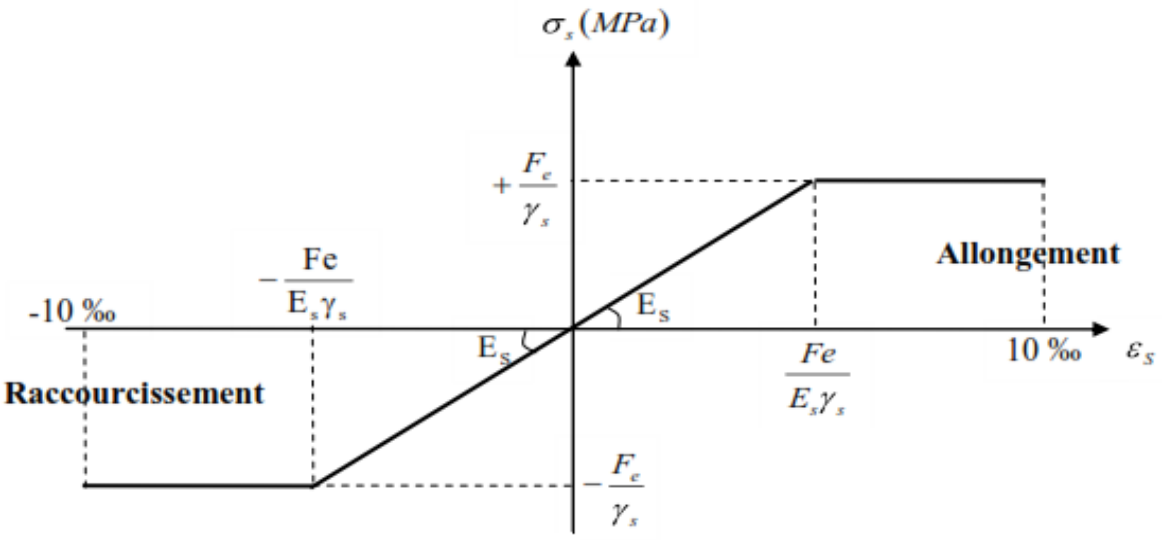


Figure I.7 : diagramme des contraintes-déformation de l'acier.

8. *Protection des armatures : selon l'article A.7.264 du BAEL91 :*

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.
On adopte les valeurs suivantes :
— **5 cm :** Pour les ouvrages exposés à la mer ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
— **3 cm :** Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
— **1 cm :** Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
— En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur du paquet dont elle fait partie, afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins **5 cm**.

1. Introduction :

Afin d'éviter un surcout de béton et d'acier, le pré-dimensionnement est une étape qu'on détermine, par un pré-calcul, l'ordre de grandeur des différents éléments résistants de la structure.

Le pré-dimensionnement sera effectué selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) ainsi que des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 modifié 99).

2. Pré-dimensionnement des éléments :

2.1. Planchers en corps creux plus dalle de compression :

Dans notre projet ; les plancher sont constitués de dalle de compression ferraillée de treillis soudés et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées placées parallèlement à la petite portée.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée de manière a ce que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées a cause des désordres que cela occasionnerait aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}[cm] \qquad \textbf{(Art B.6.8.424 BAEL 91).}$$

Avec : L_{max} : porté libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
h_t : hauteur totale du plancher.

Remarque :

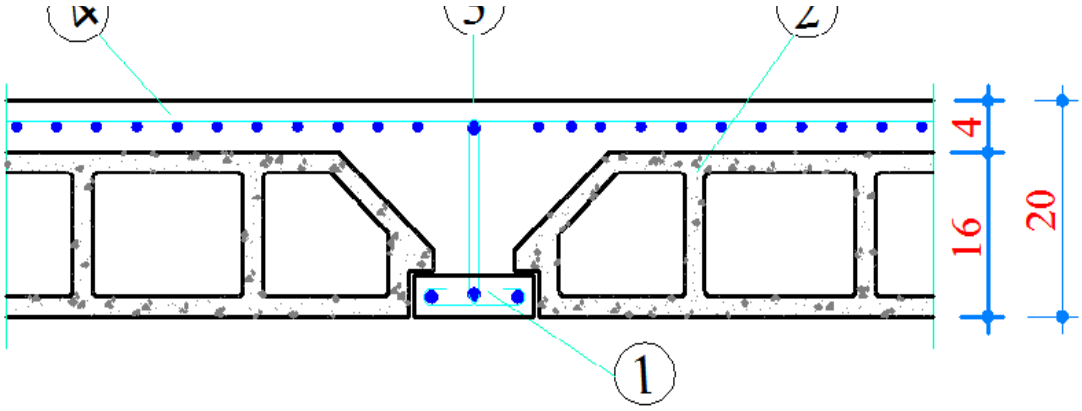
Le RPA exige : min (b, h) ≥ 25 cm en zone IIa.

Donc :

$\mathbf{L_{max}} = 430 - 25 = \mathbf{405\ cm} \rightarrow \mathbf{ht} \geq \frac{L}{22,5} = \frac{405}{22,5} = \mathbf{18\ cm}$.

On optera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) = **20 cm**

- Epaisseur du corps creux est de **16 cm**
- Epaisseur de la dalle de compression est de **4 cm.**



① - Poutrelle ③ - Treillis soudé

② - Corps creux ④ - Dalle de compression

Coupe transversale du plancher

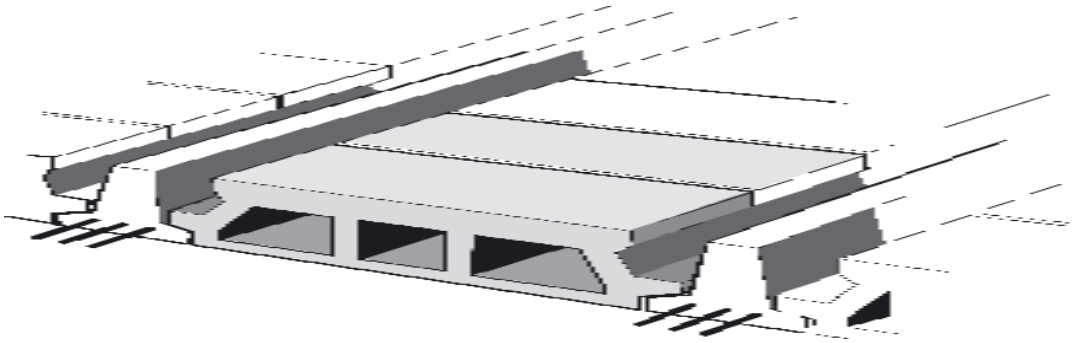


Fig. II.1 : Plancher en corps creux.

- **Planchers en dalles pleines :**

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

2.2. Les Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chainage.

Les dimensions des poutres isostatiques sont définies en fonction de leurs portées L, telles que :

L'article A.4.14 du **BAEL 91** nous donne les conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

- **h** : Hauteur de la poutre.
- **b** : Largeur de la poutre.
- **L** : Longueur maximum entre nu d'appuis.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1).

$b \geq 20\ cm$; $h \geq 30$ cm ; $h/b < 4$

❖ **Poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

L=450-25=425 cm ;

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33cm \leq h \leq 42.5cm$$

On opte pour : **h = 40 cm**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16cm \leq b \leq 28cm$$;

On opte pour : **b = 30 cm**

Donc :

La section des poutres principales adoptée est **: 30×40 ;**

Poutres principales ⇨ (30x40) cm²

❖ **Poutres secondaires :**

Disposées parallèlement aux poutrelles. Elles assurent le chainage.

$$L = 430 - 25 = 405\,cm$$

$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27cm \leq h \leq 40.5cm$. Soit **h = 35 cm.**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14cm \leq b \leq 24.5cm$$

.Soit **b = 30 cm.**

Donc :

La section des poutres secondaires adoptée est **: 30×35.**

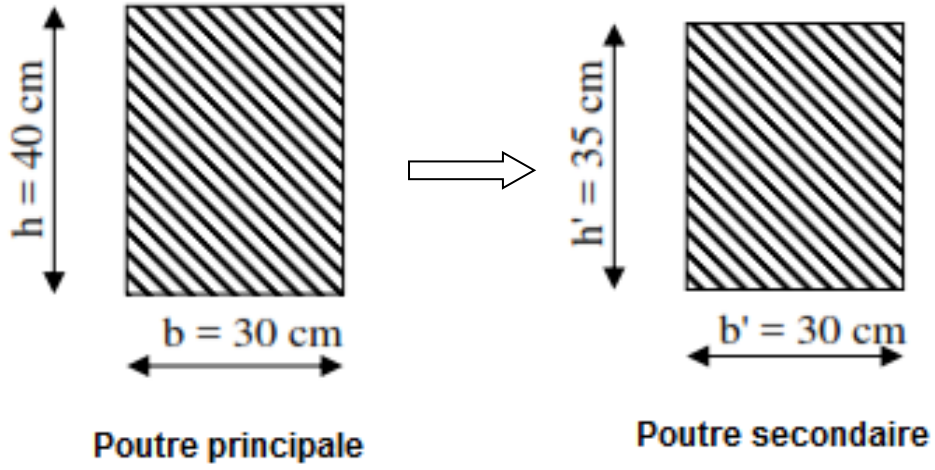


Figure II-2 : Sections des poutres.

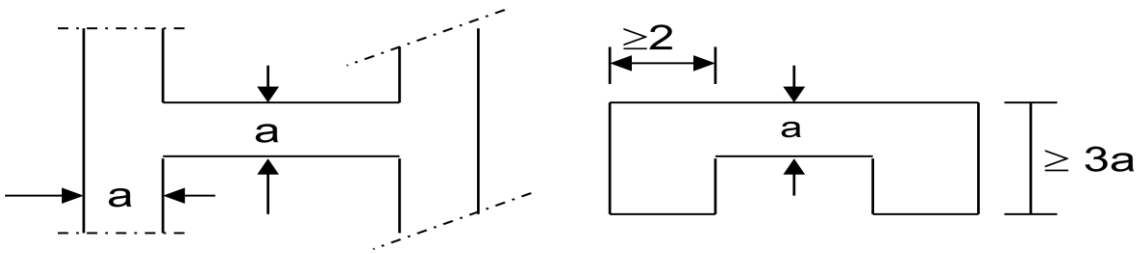
❖ **Vérification des conditions exigées par le RPA (Article 7.5.1) :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
h ≥ 30 cm	**40 cm**	**35 cm**	**OK**
b ≥ 20 cm	**30 cm**	**30 cm**	**OK**
h/b≤4	**1.33**	**1.16**	**OK**

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

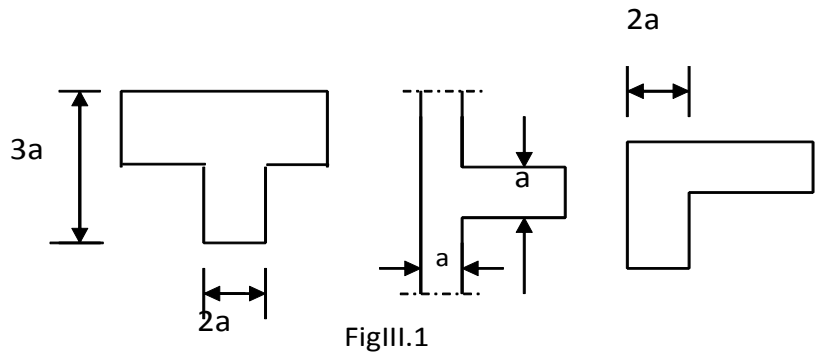
2.3. Les voiles :

1er cas :



$$\alpha \geq = \frac{he}{25}$$

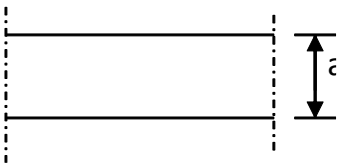
2eme cas :



FigIII.1

$$\alpha \geq = \frac{he}{22}$$

3eme cas :



$$\alpha \geq = \frac{he}{20}$$

Figure II-3 : différents types de voiles

- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.
- Selon le RPA 99 modifié en 2003, Article 7.7.1. ; le pré-dimensionnement des éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante : $\mathbf{L \geq 4\alpha}$

Avec : $\boldsymbol{\alpha}$ épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles

- L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidités aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

$$a. = \max \geq \left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20}\right) = \frac{he}{20}$$

$$h_e = h - e_{dalle}.$$

h : Hauteur d'étage.

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle.

a. Sous-sol

$h_e = 5.4 - 0.2 = 5.2\text{m}.$

$a \geq \frac{520}{20} = 26\text{cm}.$

$a \geq \frac{520}{22} = 23.63\text{cm}.$

$a \geq \frac{520}{25} = 20.08\text{cm}.$

b. RDC

$$h_e = 4.08 - 0.20 = 3.88\text{cm}.$$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19.4cm.$$

$$a \geq \frac{388}{22} = 17.64\text{cm}$$

$$a \geq \frac{388}{25} = 15.52\text{cm}.$$

c. Etages courant

$$h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86m.$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3cm.$$

$$a \geq \frac{286}{22} = 13cm.$$

$$a \geq \frac{286}{25} = 11.44cm.$$

La majorité des voiles dans notre ouvrage sont linéaire, donc on choisira :

$a \geq \frac{h_e}{20} = \max(14.30; 19.4; 26)$. On prend: $a = 25\text{cm}$.

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4fois son épaisseur :

$$L_{min} \geq 4xa = 4x25 = \mathbf{100\ cm}.$$

2.4.Les poteaux :

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales subies par l'édifice aux fondations.

Ils sont pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **Ns = G + Q.**

L'effort **Ns** sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) par la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par(le RPA 99 modifié 2003).

Leurs sections est donnée par :

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression

$$S_{pot} \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$$

Avec

- S_{pot} :section transversale du poteau
- N : Effort normal de compression a l'ELS à la base du poteau.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite admissible de service du béton en compression

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6\times f_c28$: $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6\times25 = 15$ MPA

Selon le (**RPA 99 /version 2003, A.7.4.1)** la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$\mathrm{Min}(b_1, h_1) \geq 25$ cm En zone **I** et **IIa**

$\mathrm{Min}(b_1, h_1) \geq 30$ cm En zone **IIb** et **III**

$\mathrm{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec $\mathbf{h_e}$: hauteur libre des étages

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

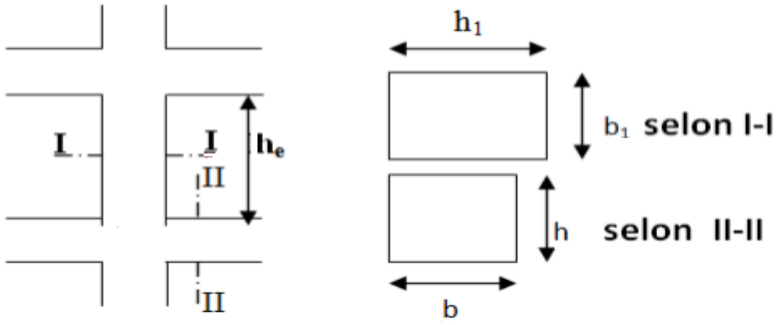


Figure II.4 : Coffrage des poteaux.

2.4.1. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m²); et les surcharges d'exploitation Q (KN/m²); nous allons nous référer **au DTR B.C 2.2 ;**

2.4.1.1 Charges permanentes G :

- **Plancher terrasse :**

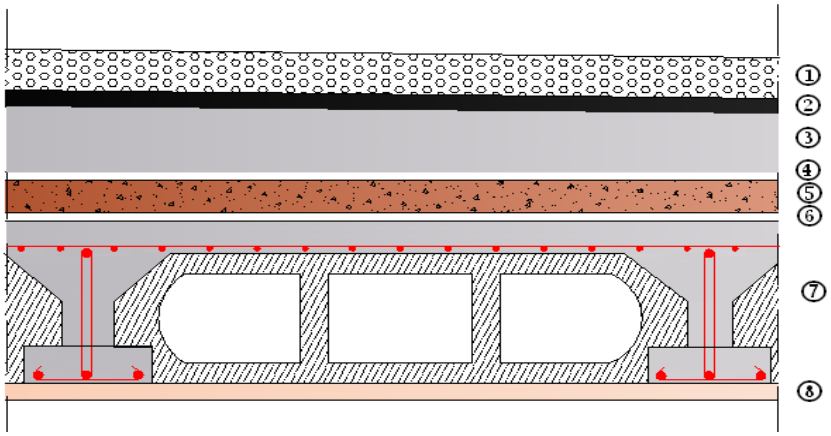


Figure II.5 Coupe vertical du plancher

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
3	Forme de pente en béton	8	25	2,00
4	Feuille de ployage	-	-	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
6	Feuille de polyane	-	-	0.01
7	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
8	Enduit de plâtre	2	1	0,20
		$G_{pt} = 6{,}35\,(KN/m^2)$		

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

- **Dalle pleine (salle machine) :**

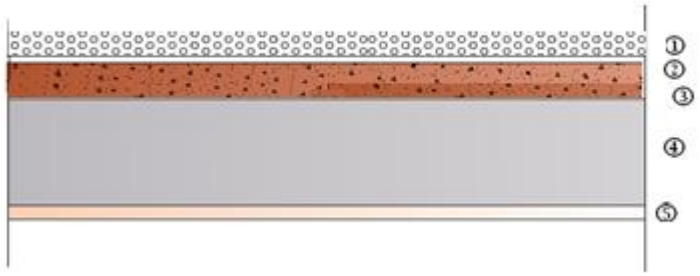


Figure II.6 Coupe vertical de la dalle pleine

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	**Revêtement en carrelage**	**02**	**20**	**0,40**
2	**Mortier de pose**	**03**	**20**	**0,60**
3	**Couche de sable**	**02**	**18**	**0,36**
4	**Dalle pleine en béton armé**	**15**	**25**	**3,75**
5	**Enduit de ciment**	**02**	**20**	**0,4**
		$G = 5.51\,(KN/m^2)$		

Tableau II.3 : charges permanentes des dalles pleines.

➢ **Plancher en corps creux étage courant**

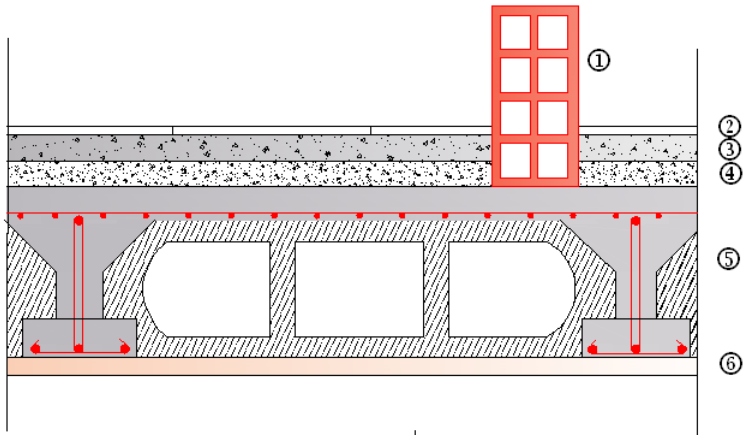


Figure II.7 Coupe vertical du plancher étage courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
□	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
□	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
□	Mortier de pose	3	22	0,66
□	Couche de sable	3	18	0,54
□	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
□	Enduit plâtre	2	10	0,20
		$G_{pc} = 5{,}45\,(KN/m^2)$		

Tableau II.4 : charges permanentes du plancher étage courant.

➢ **Dalle pleine (balcons et paliers cage d'escalier)**

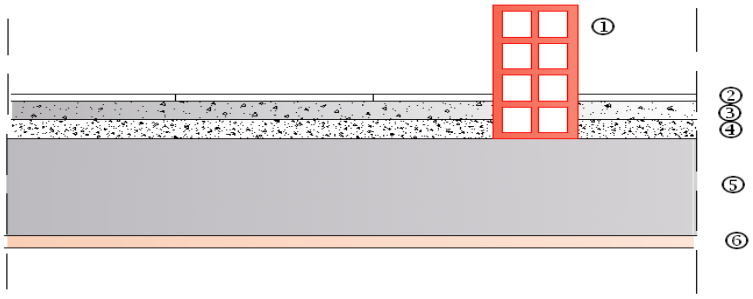


Figure II.8 Dalle pleine (balcons et paliers)

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
		$G = 6{,}35\,(KN/m^2)$		

Tableau II.5 : charges permanentes de la dalle pleine pour escalier et salles machine.

Remarque :

La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de **surface horizontale**

- **Mur extérieur** :

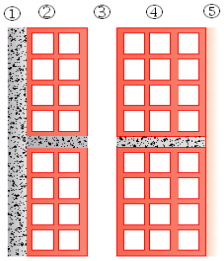


Figure II.9 : Mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
□	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
□	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
□	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1.30
□	Lame d'air	5	-	-
□	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0,20
		$G_{me} = 2.94\,(KN/m^2)$		

Tableau II.6 : charges permanentes mur extérieure.

Mur intérieur :

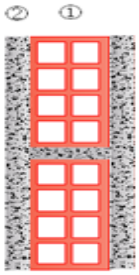


Figure II.10 Mur intérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
□	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
□	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2x2	10	0,40
		$G_{me} = 1.3\,(KN/m^2)$		

Tableau II.7 : charges permanentes mur intérieure.

Remarque

La charge du mur extérieur (G_{me}) est par mètre carré de **surface verticale.**

II.2.4.1.2 surcharge d'exploitation Q :

- Plancher sous sol a usage locaux ……. 2.5 Kn/m^2
- Plancher RDC a usage locaux…… 2.5 Kn/m^2
- Plancher étages courants a usage d'habitation ……... 1.5 Kn/m^2
- Plancher terrasse ……..…... 1 Kn/m^2
- Escalier ……... 2.5 Kn/m^2
- Balcon…… 3.5 Kn/m^2
- Acrotère…… 1 Kn/m^2

2.4.2 Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande porteé d'influence est (**D3)** ou bien **(E3)** comme indiqué dans le plan.

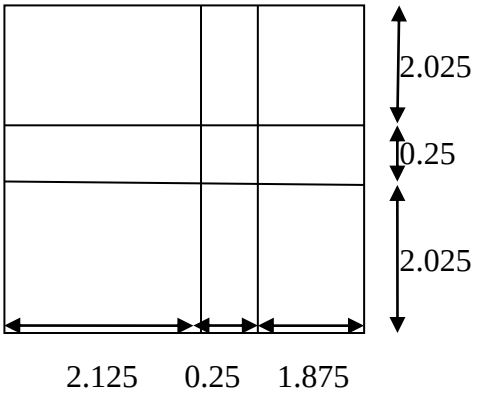


Figure II.11 localisation du poteau le plus sollicité

❖ **La surface d'influence**

✓ Section nette

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1.875\times 2.025)x(2) + (2.125 \times 2.025)x(2) = 16.20m^2.$$

✓ Section brute

$$S_b = 4.25 \times 4.3 = 18.275m^2.$$

2.4.2.2 Calcul des poids propres des éléments :

- **Calcul de poids propre des poutres**

Poutres principales

$\rho = 25\ \text{Kn/m}^3$.

$G_{PP} = (0.3 \times 0.4) \times (2.125 + 1.875) \times 25 = 12$ Kn

Poutres secondaires

$G_{PS} = (0.3 \times 0.35) \times (2.025 + 2.025) \times 25 = 10.63$ Kn

Le poids total : $G_{tot} = G_{PP} + G_{PS}$

$\mathbf{G_{tot} = 12 + 10.63 = 22.63\ Kn}$.

- **Le poids propre des poteaux**

$G_{\text{sous sol}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 5.4 = 8.44$ Kn

$G_{RDC} = 25\times 0.25 \times 0.25 \times 4.08 = 6.375$ Kn

$G_{\text{etage courant}} = 25\times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78$ Kn

- **Calcul de poids propre des plancher**

Plancher terrasse

$G_{ter} = 6.35 \times 16.20 = 102.87\ Kn.$

Plancher d'étage courant

$G_{PC} = 5.45 \times 16.20 = 88.29$Kn.

Plancher RDC et sous sol

$G_{R+S} = 5.45 \times 16.20 = 88.29\ Kn.$

Surcharge d'exploitation

RDC : Q x S = 2.5 x 16.20 = 40.5 Kn

Sous sol : $Q \times S = 2.5 \times 16.20 = 40.5$Kn

Etages courants : Q x S = 1.50 x 16.20 = 24.3 Kn

Terrasse inaccessible : Q_{ter} x S = 1.00 x 16.20 = 16.20 Kn

2.4.2.3 La dégression des charges :

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 d'influences.

D'après le **D.T.R B.C 2.2,** cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de nivaux

n ≥ 5 niveau Où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.

Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable **D.T.R B.C 2.2 Art 6.3**

$$\mathbf{Q} = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right)\sum_{i=1} Q_i$$

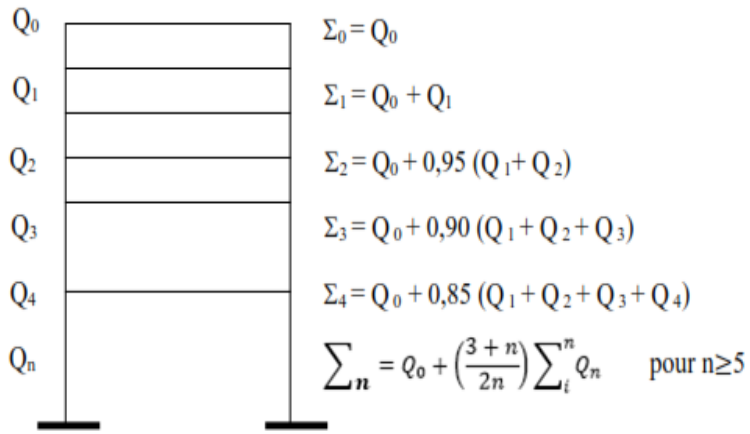


Figure II .12 : Descente de charges.

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

Loi de dégression des surcharges :

Terrasse …..…….Q_0

Niveau 8 ……...$Q_0 + Q_1$

Niveau 7….....$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Niveau 6……... …$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 5…..…..$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau 4…….....$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niveau 3…….....$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niveau 2……..…$Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Niveau 1…….....$Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

RDC……$Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC})$

S/SOL……..$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC} + Q\text{s/sol})$

Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Terrasse = Q_0 = 16.20 kn
Niveau 8 = $Q_0 + Q_1$ = 40.5 kn
Niveau 7 = $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$ = 62.37 kn
Niveau 6 = $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ = 81.81 kn
Niveau 5 = $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ = 98.82 kn
Niveau 4 = $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ = 113.4 kn
Niveau 3 = $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ = 125.55 kn
Niveau 2 = $Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ = 136.97 kn
Niveau 1 = $Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ = 150.34 kn
RDC = $Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC})$ = 173.58 kn
S/SOL = $Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_{RDC} + Q\text{s/sol})$=195.21kn

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumlée}$		Section Trouvée B≥ N/$\overline{\sigma}_{bc}$ (cm²)	Section adoptée (BXH)
Te	102.87	22.63	0.00	125.5	125.5	16.2	16.2	141.7	94.47	**30x30**
8	88.29	22.63	4.78	115.7	241.2	24.3	40.5	281.7	187.8	**30x30**
7	88.29	22.63	4.78	115.7	356.9	24.3	64.8	421.7	281.13	**30x30**
6	88.29	22.63	4.78	115.7	472.6	24.3	89.1	561.7	374.47	**30x30**
5	88.29	22.63	4.78	115.7	588.3	24.3	113.4	701.7	467.8	**35x35**
4	88.29	22.63	4.78	115.7	704.0	24.3	137.7	841.7	561.13	**35x35**
3	88.29	22.63	4.78	115.7	819.7	24.3	162.0	981.7	654.47	**40x40**
2	88.29	22.63	4.78	115.7	935.4	24.3	186.3	1121.7	747.8	**40x40**
1	88.29	22.63	4.78	115.7	1051.1	24.3	210.6	1261.7	841.13	**45x45**
RDC	88.29	22.63	6.38	117.3	1168.4	40.5	251.1	1419.5	946.33	**45x45**
Sous sol	88.29	22.63	8.44	119.36	1287.7	40.5	291.6	1579.3	1052.86	**50x50**

Tableau II.8 : section des poteaux.

Remarque

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux **(RPA/A.7.4.1).**

❖ **Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1)**

Min $(b_1, h_1) \geq 25$ cm en zone I et IIa …….1

Min $(b_1, h_1) \geq {}^{h_e}/_{20}$ ……..2

$1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} < 4$ ……3

-Les sections adoptées :

- (50x50) cm^2 pour le S/SOL.
- (45x45) cm^2 pour le RDC et le 1^{ér} étage.
- (40x40) cm^2 pour le 2^{éme} et le 3^{éme} étages.
- (35x35) cm^2 pour le 4^{éme} et le 5^{éme} étages.
- (30x30) cm^2 pour le 6^{éme} jusqu' au dernier étage.

➢ **Min (b, h) = 30 ≥ 25cm** ……**condition vérifié.**

- **Pour le sous sol :**

Min (b, h)= 50 cm ≥ he /20=540/20=27 cm …….condition vérifiée.

$1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{50}/_{50} = 1 < 4$ ... ...Condition vérifiée.

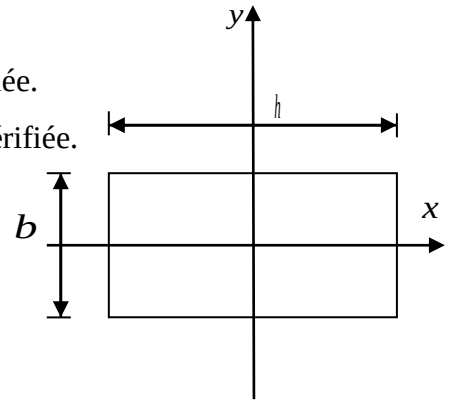
- **Pour le RDC :**

Min (b, h)= 45 cm ≥ he /20=408/20=20.4cm ……condition vérifiée.

$1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{45}/_{45} = 1 < 4$ ... ...Condition vérifiée.

- **Pour l'étage courant :**

Vu qu'on a adopté des sections carrées, donc il suffit de vérifier uniquement le dernier étage dont la section est minimale.



-Min (b, h)= 30 cm ≥ he /20=306/20=15.3cm ……condition vérifiée.

$1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{30}/_{30} = 1 < 4$ ... ...Condition vérifiée.

Conclusion :

Donc les conditions du RPA sont vérifiées.

Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

Avec :

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

λ : L'élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.7\, l_0$)

l_0: Hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe *xx* (axe faible)

$I = (hxb^3/12)$

S_{pot}: Section du poteau.

Finalement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7\, L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7\, L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{\frac{12}{ab}}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

Avec $l_o = he - h_{poutre}$

- Pour le Sous sol (poteau 50x50) : l_o= 5.40 – 0.40= 5.00m $\rightarrow \lambda$= 24.24 <50
- Pour le RDC (poteau 45x45) : l_o= 4.08 – 0.40= 3.68m $\rightarrow \lambda$= 19.83 <50
- Etages 1 (poteau 45x45) : l_o= 3.06 – 0.40=2.66m $\rightarrow \lambda$ = 14.33 <50
- Etages 2 et 3 (poteau 40x40) : l_o= 3.06 – 0.40=2.66m $\rightarrow \lambda$ = 16.12 <50
- Etages 4 et 5 (poteau 35x35) : l_o= 3.06 – 0.40=2.66m $\rightarrow \lambda$ = 18.43 <50
- Etages 6 à 8 (poteau 30x30) : l_o= 3.06 – 0.40=2.66m $\rightarrow \lambda$ = 21.50 <50

❖ **Conclusion :**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

III.1 Calcul des planchers

1. *Introduction :*

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en **Te,** elles sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.
- Le corps creux (16 cm) qui se repose sur les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression en béton armé.

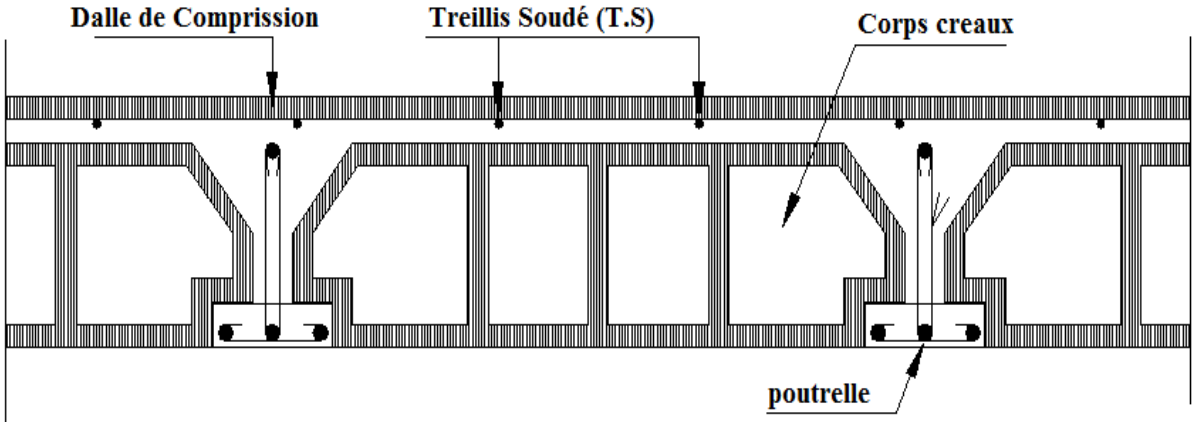


Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

2. *Etude de la dalle de compression :*

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance ($\boldsymbol{TLE\ 520}$; $\emptyset \leq \boldsymbol{6\ mm}$) avec : $\boldsymbol{f_e = 520\ MPa}$ et une épaisseur courante de ***4 cm*** environ.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : **l'Article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99**. :

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

3. *Calcul des armatures :*

a. pour les armatures perpendiculaires (⊥) aux poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4\,X\,l}{f_e}$$

Avec : $\mathbf{50cm \leq l \leq 80cm}$

$\boldsymbol{l = 65\ cm}$: Distance entre axes des poutrelles.

$\boldsymbol{f_e = 520\ MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4\times65}{520} = 0,5\ \frac{cm^2}{ml} \quad \Longrightarrow\ A_{\perp} = 5T5 = 0,98\ cm^2$$

Avec un espacement $\boldsymbol{S_t = 20\ cm}$

b. pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49\ cm^2 \Longrightarrow A_{\parallel} = 5T5 = 0,98\ cm^2$$

Avec un espacement $S_t = 20\ cm$

Conclusion : Nous optons pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE520**) de dimension (5x 5x200x200) mm².

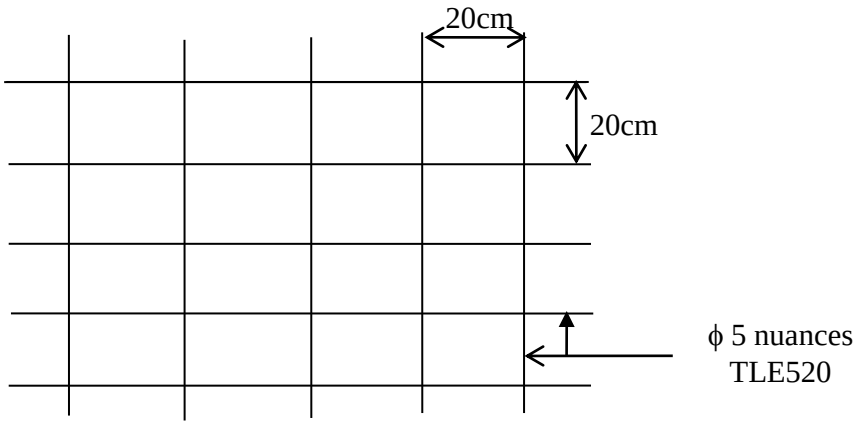


Fig. III.1.2 : Ferraillage de la dalle de compression (Treillis soudé de 20x20cm)

4.1 Dimensionnement de la poutrelle :

$$b_1 \leq min\ (\frac{L}{2}\ ;\ \frac{L_1}{10}\ ;\ \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2})$$

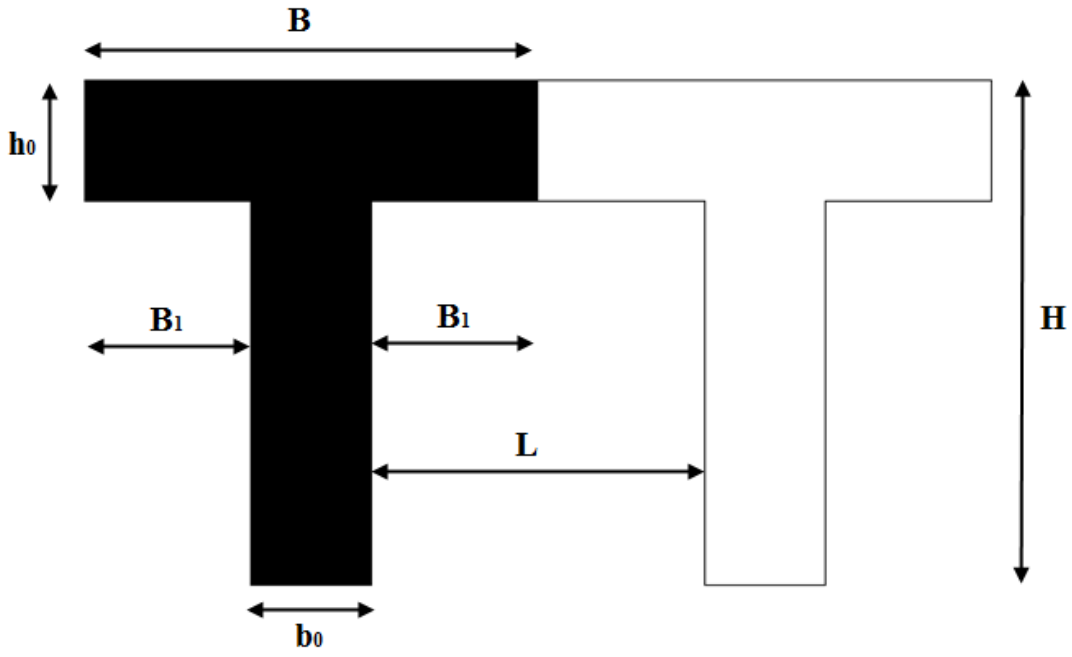


Figure III.1.3 : Coupe vertical d'une poutrelle.

- $\boldsymbol{b_0}$: Largeur de la nervure $\boldsymbol{b_0 = 12\ cm}$.
- $\boldsymbol{b}$: Distance entre axes des poutrelles.
- $\boldsymbol{L}$: La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles$\boldsymbol{L = 65 - 12 = 53\ cm}$ **.**
- $\boldsymbol{L_1}$: Longueur de la plus grande travée $\boldsymbol{l_1 = 4{,}50m}$.
- $\boldsymbol{h_0}$: épaisseur de la dalle de compression $\boldsymbol{h_0 = 4\ cm}$.
- **H** : hauteur totale de plancher **H = 16+4 = 20 cm.**
- **B_1 :** largeur de l'hourdi **B_1=** (b – b0) / 2 = (65 - 12) / 2 = **26.5 cm**.

Il faut que : **$b_1 \leq$ min (L/2, L_1/10, 8xh_0)**

$$\left.\begin{cases} \boldsymbol{b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26{,}5\ cm} \\ \boldsymbol{b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{450}{10} = 45\ cm} \\ \boldsymbol{b_1} \leq 8\text{ho} = 8X4 = \boldsymbol{32\ cm} \end{cases}\right\} \Longrightarrow \text{ } \mathbf{b_1}\text{= min (26,5 ; 45 ; 32)} \Longrightarrow \mathbf{b_1 = 26{,}5\ cm}$$

- **<u>Vérification de la condition :</u>**

$\boldsymbol{b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26{,}5 + 12 = 65\ cm}$ …… **Condition vérifiée.**

4.2 Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles se fera pour une bande de **1m** et sur deux étapes :

<u>1er Etape : Avant coulage de la dalle de compression :</u>

La poutrelle préfabriquée est considérée étant simplement appuyée à ses deux extrémités, sollicitée par un chargement uniformément répartie, travaille en flexion simple. Elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux ainsi que celui de l'ouvrier.

a. <u>Chargement :</u>

Poids propre de la poutrelle …… g = 0,12 x 0,04 x25 = 0,12 KN/ml.
Poids du corps creux…..g' = 0,65x0.95 = 0,62 KN/ml
D'où : G = (g + g')= 0,12 + 0,62 = 0,74 KN/ml
Surcharge due à l'ouvrier….. ……. Q = 1 KN/ml

Charge permanente G=0.74 kn/ml
Charge d'exploitation Q= 1 kn/ml

La hauteur de la poutrelle est de …… …h = 20cm
La hauteur de la dalle de compression... .h_0 = 4 cm
La largeur de la nervure …… b_0 =12 cm
Enrobage …… .c = 2 cm
La hauteur utile …… .d = 20-2=18 cm
La largeur de la dalle de compression …b = 65 cm

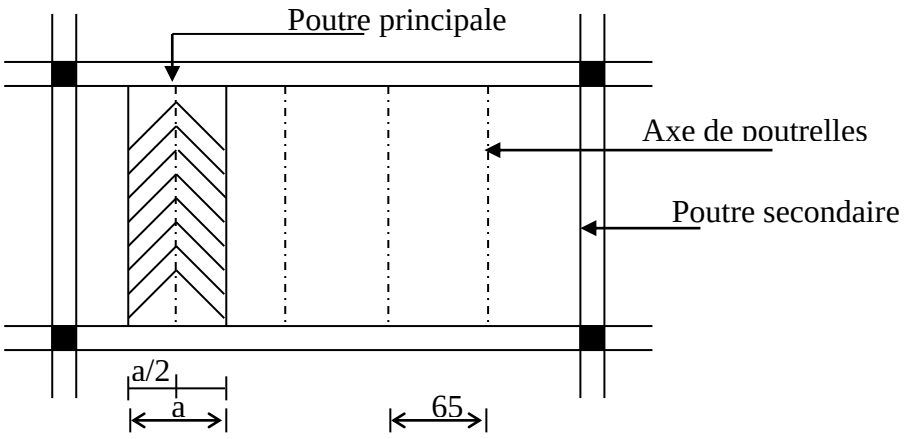


Figure III.1.4 : Surface revenant aux poutrelles

b. Calcul a l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue)

- **Combinaison de charges :**

q_u = 1,35 G +1,5 Q

q_u = 1,35x (0,12 + 0,62) +1,5 ×1 =**2,50 KN/ml**

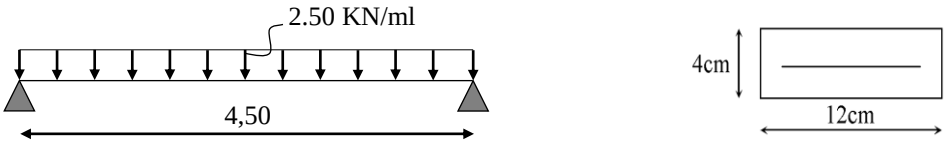


Figure III.1.5: Schéma statique de la travée la plus défavorable.

- **Moment en travée :**

Mt= $\frac{qu \times L^2}{8} = \frac{2,50 \times 4,50^2}{8}$ = **6,33 KN.m**

- **Effort Tranchant :**

$T = \frac{qu \times L}{2} = \frac{2,50 \times 4,50}{2}$ = **5,63 KN**

c. Calcul des armatures :

Soit : -L'enrobage : c = 2 cm

-Hauteur utile : d =h-c = 2 cm

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{6,33x10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 9,28 >>> \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est très réduite ; impossible de placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul, on est obligé de prévoir des étais Intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de Compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

2eme Etape : 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 :

- Poids propre du plancher : G = 5,45 x 0,65 = **3,543 KN/ ml**.
- Surcharge d'exploitation :
  Plancher RDC : Q = 2,5 x 0,65 = **1.625 KN/ ml**.
  Plancher S/Sol : Q = 2,5 x 0,65 = **1.625 KN/ ml**.
  Plancher étage courant : Q=1,5 x 0,65=**0,975 KN/ml.**
  Plancher terrasse : Q=1 x 0,65= **0,65 KN/ml.**

Remarque:

Vu la différence des surcharges entre le S-sol et le RDC (Q=2,5KN/ml) et les étages courants (Q=1,5KN/ML), on effectuera le calcul le plus défavorable → Q=2,5 KN/ml.

Les combinaisons des charges :

- ELU: q_u = 1,35 G + 1,5 Q = **7,22 KN/ml**
- ELS : q_s = G + Q =**5,168 KN/ml**

a. Choix de la méthode de calcul :

➢ **Calcul des moments**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

a.1 Méthode forfaitaire :

❖ **Domaine d'application de la méthode forfaitaire** : **(Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée 99)**.

Elle s'applique aux constructions dont :

H1 : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus a deux fois la charge permanente ou à 5 KN/ml.

$Q \leq \max\{2G ; 5\ KN\}$

$2G = (2x3, 543) = 7.09\ KN/ml$

$Q = 1,625\ KN \leq \max\{7,09 ; 5\} = 7,09\ KN/ml$ ⟶ **Condition vérifiée.**

H2 : Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. ⟶ **Condition vérifiée**

H3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

C.à.d. : $0.80 \leq \frac{l_i}{l_{l+1}} \leq 1.25$

$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4,00}{3,00} = 1,33$; $\frac{L_2}{L_3} = \frac{3,00}{4,00} = 0,75$; $\frac{L_3}{L_4} = \frac{4,00}{4,50} = 0,88$ ⟶ **condition n'est pas vérifiée.**

H_4 : La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable ⟹ **Condition vérifiée**
-On remarque que la 3éme condition (**H_3**) n'est pas vérifiée.
On conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on calcul par la méthode des 3moments

a.2 Méthode des trois moments :

-Rappel sur la méthode des 3 moments :

❖ **Présentation de la méthode :**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastrements aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueur L=0.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

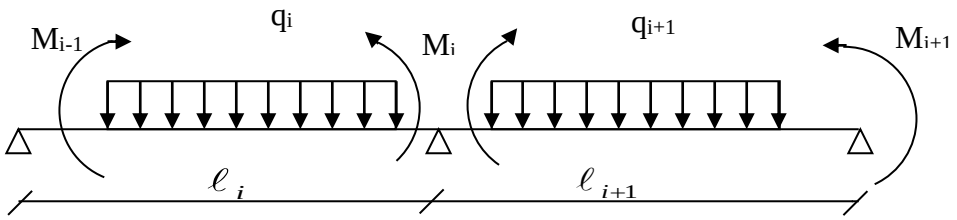


Figure III.1.6: Diagramme des moments

a. Moments aux appuis :

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -6EI\left(\frac{q_i \ell_i^3}{24EI} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{24EI}\right)$$

Avec : M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis (i-1 ; i ; i+1)

b. Moments en travée :

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

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

➢ **Remarque**

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

❖ Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
❖ Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis

c. Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante

$$\mathbf{T(x)} = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q \times L_{i+1}}{2} - \mathrm{q} \times \mathrm{x} + \frac{\mathrm{M_{i+1}} + \mathrm{M_i}}{\mathrm{L_{i+1}}}$$

Pour x=i ⟶ $\mathrm{T(i)} = \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{\mathrm{M_{i+1}} - \mathrm{M_i}}{\mathrm{L_{i+1}}}$

Pour x=i+1 ⟶ $\mathrm{T\ (i+1)} = \frac{-q \times L_{i+1}}{2} + \frac{\mathrm{M_{i+1}} - \mathrm{M_i}}{\mathrm{L_{i+1}}}$

- **Remarque :**

Vu la différence des surcharges entre le S-sol et le RDC (Q=2,5KN/ML) et les étages courants (Q=1,5KN/ML), on effectuera le calcul le plus défavorable.

- **Plancher RDC :**

On aura 1 type de poutrelles à étudier, comme montré dans le

b. Combinaison de charge a l'ELU :

$q_{u\,=}$ (1, 35G+1, 5 Q) x 0, 65 = (1, 35x5, 45+1, 5x2,5) x 0,65 = **7,22 KN**/ml.

a.1 Calcul des poutrelles

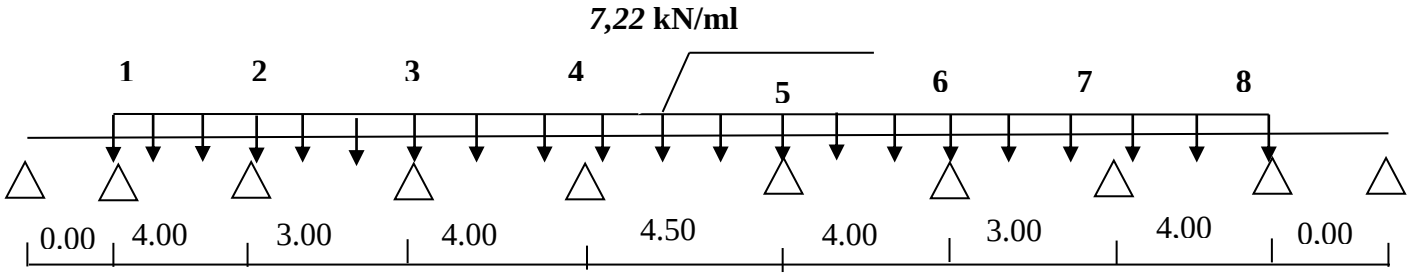


Figure III.1.7 : Diagramme des charges sur les poutrelles

Moments sur appuis:

Pour i=1…….$8M_1+4M_2$ = -115,52
Pour i=2…….$4M_1 + 14M_2 + 3M_3$ = -164,255
Pour i=3…….$3M_2 +14\ M_3 +4\ M_4$ = -164,255
Pour i=4…….$4M_3 +17\ M_4 +4{,}5\ M_5$= - 280,00
Pour i=5…….$4,\ 50M4+17M_5+4M_6$ = - 280,00
Pour i=6…….$4M_5+14M6+3M_7$ = -164,255
Pour i=7…….$3M6+14M_7+4M_8$= -164,255
Pour i=8…….$4M_7+8M_8$ = -115,52

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

M_1 = -10,86 KN.m
M_2 = - 7,165 KN.m
M_3 = - 6,84 KN.m
M_4 = -11,75 KN.m
M_5 = -11,75 KN.m
M_6 = - 6,84 KN.m
M_7 = - 7,165 KN.m
M_8 = -10,86 KN.m

Longueur	travée	X[m]	Mt_{max} [KN.m]	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
4,00	1-2	2,13	5,49	15,36	-13.52
3,00	2-3	1,52	1 ,12	10,94	-10,72
4.00	3-4	1,83	5,25	13,21	-15,67
4,50	4-5	2,25	6,53	16,25	-16,25
4.00	5-6	2,17	5,25	15,67	-13.21
3.00	6-7	1,48	1,12	10,72	-10,94
4.00	7-8	1,87	5,49	13,52	-15,36

Tab III.1.1 : récapitulatif des moments fléchissant en travées.

4. Exemple de calcul :

- **<u>Moment fléchissant</u> :**

Travée (1-2) : L_{1-2}= 4.00 m

$X= \frac{4.00}{2} + \frac{-7,165+10,86}{7,22\times4,00}$ =2,13 m

M_{max}= $7,22\frac{4}{2}(2,13)-\frac{7,22}{2}(2,13)^2$ + (-10,86) $(1-\frac{2,13}{4})$ + (-7,165) $\frac{2,13}{4}$ = 5,49KN.m

- **<u>Effort tranchant</u> :**

Pour x=1 : $T_1^e=7,22\frac{4}{2}+\frac{-7,165+10,86}{4}$ = 15,36 KN

Pour x=2 : $T_2^w=-7.22\frac{4}{2}+\frac{-7,165+10,86}{4}$ = -13.52 KN

Remarque :

L'inconvénient de la méthode des 03 moments est qu'elle surestime les moments aux appuis et diminue ceux en travée ; puisque le béton est un matériau hétérogène, on réduit les moments sur appuis de (1/3) des valeurs trouvées et on augmente ceux des travées de (1/3) des valeurs trouvées.

- **Moments en travées :**

$M_{(1-2)}$ = 5,49 + 1/3 (5,49) = 7,32 KN.m
$M_{(2-3)}$ = 1,12 + 1/3 (1,12) = 1,49 KN.m
$M_{(3-4)}$ = 5,25+ 1/3 (5,25) = 7,00 KN.m
$M_{(4-5)}$ = 6,53+ 1/3 (6,53) = 8,71 KN.m
$M_{(5-6)}$ = 5,25 + 1/3 (5,25) = 7,00 KN.m
$M_{(6-7)}$ = 1,12+ 1/3 (1,12) = 1,49 KN.m
$M_{(7-8)}$ = 5,49+1/3 (5,49) = 7,32 KN.m

- **Moments aux appuis :**

M_1 =−10,86+ 1/3 (10,86) = −7,24 KN.m
M_2 =−7,165+ 1/3 (7,165) = −4,78 KN.m
M_3 =− 6,84+ 1/3 (6,84) = −4,56 KN.m
M_4 =−11,75+ 1/3 (11,75) = −7,83 KN.m
M_5=−11,75+ 1/3 (11,75) = − 7,83 KN.m
M_6 =− 6,84+ 1/3 (6,84) = − 4,56 KN.m
M_7 =− 7,165+ 1/3(7,165) = −4,78 KN.m
M_8 =−10,86+ 1/3(10,86) = −7,24 KN.m

Résultats après réduction et augmentation de (1/3) des moments :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Longueur	travée	X[m]	Mt_{max} [KN.m]	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
4,00	1-2	2,13	7,32	15,06	-13,83
3,00	2-3	1,52	1,49	10,90	-10,76
4.00	3-4	1,83	7,00	13,62	-15,23
4,50	4-5	2,25	8,71	16,25	-16,25
4.00	5-6	2,17	7,00	15,23	-13.62
3.00	6-7	1,48	1,49	10,76	-10,90
4.00	7-8	1,87	7,32	13,83	-15,06

Tab III.1.2 : récapitulatif des moments fléchissant après correction.

a. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU :

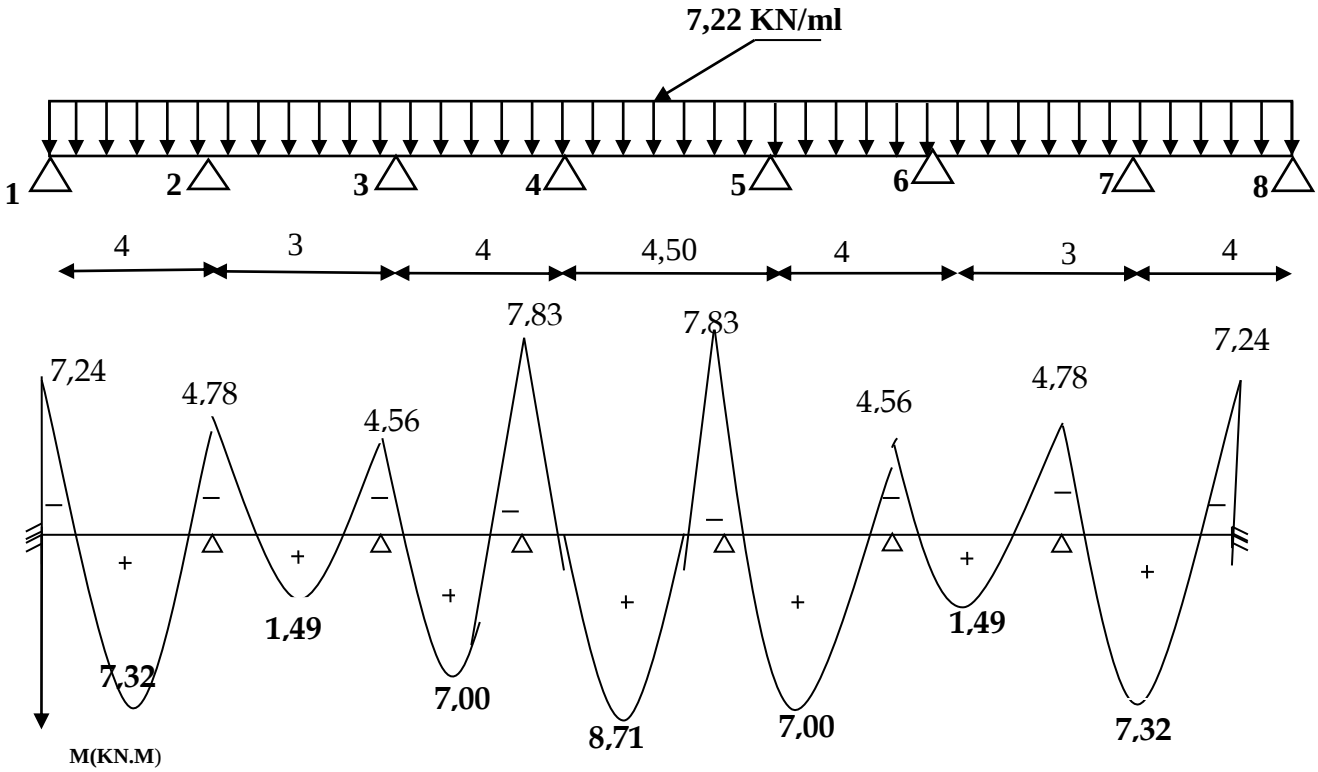


Figure III.1.8 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU (KN.M)

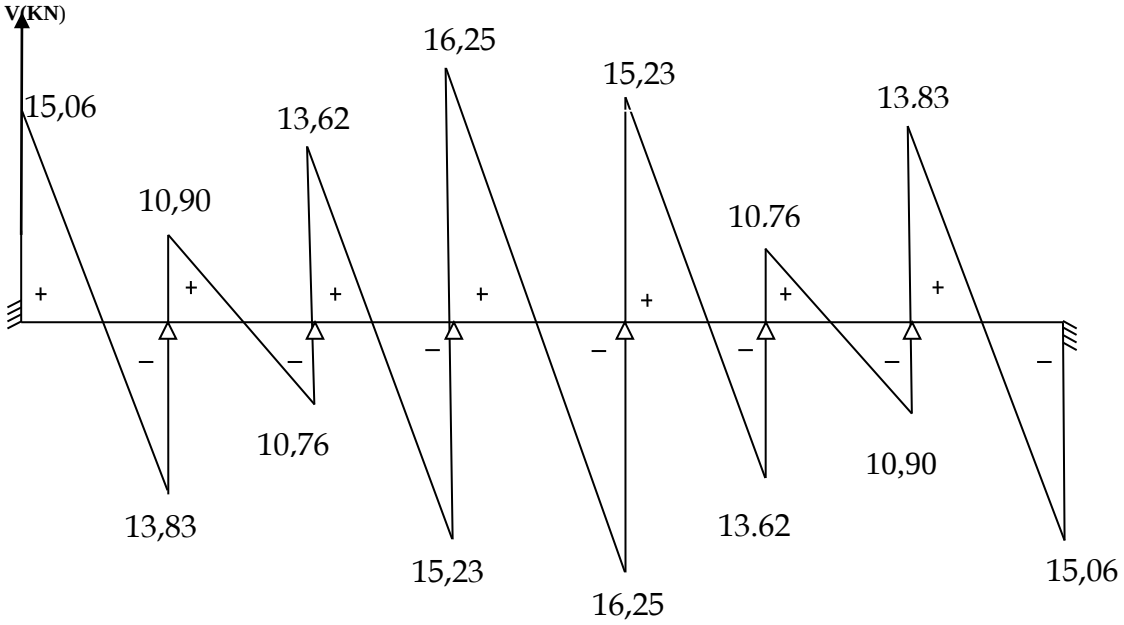


Figure III.1.9. Diagramme des efforts tranchants a l'ELU en (KN)

b. Calcul des armatures à l'ELU :

b.1 Armatures longitudinales :

- **Armatures en travées :**

M_{tmax}= 8,71 KN.m

Le moment équilibré par la dalle de compression :

$M_o = b\, h_o\, \sigma_{bc}\, (d - \frac{h_o}{2})$

$M_o = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3\, (0.18 - \frac{0.04}{2}) = 59.072$ KN.m

$M_t^{max} = 8,71$ KN.m < Mo=59.072 KN.m

$\Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression $\Rightarrow$ La section en Té sera calculée comme une section rectangulaire (b×h=65×20).

$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{8,71\times10^3}{65\times18^2\times14.2} = 0.028 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée.

$\Rightarrow \beta = 0,986$

$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,71\times10^5}{0.986\times18\times348\times100} = 1.41$ cm²

On opte pour une section **A_{adp} = 3HA10 = 2,35 cm²**

- **Aux appuis:**

M_a^{max}= 7,83 KN.m
La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur b_o= 12 [cm] et de hauteur h= 20 [cm].
$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7,83\times10^3}{12\times18^2\times14.2} = 0.142 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée.

$\Rightarrow \beta = 0,923$

$A_t = \frac{M_a^{max}}{bd\sigma_{st}} = \frac{7,83\times10^5}{0.923\times18\times348\times100} = 1.35\ cm^2$
On opte pour une section $\mathbf{A_{adp} = 2HA12 = 2,26\ cm^2}$

b.2. Armatures transversales:

- **Diamètre des barres *(Art 7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :***

Le diamètre des armatures transversales est données par :

$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \emptyset_l^{max}\right)$
Avec $\emptyset_l^{max}$: diamètre max des armatures longitudinales.
$\Rightarrow \emptyset_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2\right) = 0.57$ cm
On prend $\emptyset_t$ = 0.6 cm
Les armatures transversales seront reliées par un étrier de $\emptyset_t$ = 0.6 cm

- **Espacement des armatures :**

$S_{tmin} \leq \min$ (0.9d ; 40 cm).
$S_{tmin} \leq \min$ (16.2 ; 40 cm).
On prend $\mathbf{S_t = 15\ cm}$

c. Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21) :**

- **En travée :**

$A_{min} = 0,23\ b\ d\ (f_{t28} / f_e) = 0,23\times12\times18\times2.1/400 = 0,26\ cm^2$
$A = 2,26\ cm^2 > A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Sur appuis :**

$A_{min} = 0,23 b_o\ df_{t28} / f_e = 0,23\times12\times18\times (2,1/400) = 0,26\ cm^2$
$A = 2,26\ cm^2 > A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'effort tranchant : *(Art51.211 / BAEL91modifié 99)***

En doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_{b=1,5}}; 5MPa\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min(3,33;\ 5) = 3,33$ MPa

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_o d}$

$\mathbf{V_u^{max} = 16,25\ KN}$

$\tau_u = \frac{16,25\times10^3}{120\times180} = 0.752$ MPa $\quad \tau_u \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

a. Sur le béton :

$\frac{0,4\ f_{28}}{\gamma_b}$×0,9 d b_o = 0.4×$\frac{25}{1.5}$ × 0,9 × 180 × 120 = 129,6 KN

Appuis de rive :

V_u^{max}= 15,06 KN < 129,6 KN ⇒ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaires :

V_u^{max}= 16,25 KN < 129,6 KN ⇒ Condition vérifiée

b. Sur l'acier :

On doit vérifier que : A ≥ $\frac{\gamma}{f_e}$ (V_u^{max} + $\frac{M_{max}}{0.9\ d}$)

Appuis de rive :

A=2,26 cm²

$\frac{\gamma}{f_e}$ (V_u^{max} + $\frac{M_{max}}{0,9\ d}$) = $\frac{1,15}{400}$ (15,06 x 10^3 + $\frac{7,83}{0,9\times180}x10^6$) = 1,82 cm²

A= 2,26 cm² > 1,82 cm² ⇒La condition est vérifiée.

Appuis intermédiaires :

A=2,35 cm²

$\frac{\gamma}{f_e}$ (V_u^{max} + $\frac{M_{max}}{0.9\ d}$) = $\frac{1.15}{400}$ (16,25 x 10^3 + $\frac{7,83}{0.9\times180}x10^6$) = 1,86 cm²

A= 2,26 cm² > 1,86 cm² ⇒La condition est vérifiée

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :

IL faut vérifier que

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ = Ψ f_{t28}= 1 ,5 × 2 ,1 = 3,15 MPa

$\sum U_i$ = n π Φ = 2×3,14×12 = 75,36 mm

τ_{se}= $\frac{V_u}{0.9d\sum U_i}$ = $\frac{16,25\times10^3}{0.9\times180\times75,36}$ =1,33 MPa

τ_{se} = 1,33 ≤ $\bar{\tau}_{se}$ → condition vérifiée.

❖ Ancrage des barres aux appuis *(A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99):*

τ_{sU}= 0,6Ψ²f_{t28} = 0,6×1,5²×2,1 =2,835 MPa

ψ_s =1,5 pour HA , Ψ_s : coefficient de scellement

Pour : f_{c28}=25 Mpa et Fe400 →

L_s=$\frac{\Phi fe}{4\bar{\tau}_{se}}$ =$\frac{1,2\times400}{4\times2.835}$ = 42,33 cm

On prend L_s=42,33 cm

Remarque :

La longueur d'ancrage l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal

Donc on substitue à l_s la longueur d'ancrage l_a= 0,4 l_s= 0,4×42,33 =16,93 cm

Soit l_a= 17 cm

d. Calcul à l'ELS :

q_s = G + Q =**5,168 KN/ml**

Pour i=1…….$8M_1$+$4M_2$ = - 82,69

Pour i=2…….$4M_1$ + $14M_2$ + $3M_3$ = -117,572

Pour i=3…….$3M_2 + 14 M_3 + 4 M_4 = -117,572$
Pour i=4…….$4M_3 + 17 M_4 + 4,5 M_5 = - 200,42$
Pour i=5…….$4, 50M_4+17M_5+4M_6 = - 200,42$
Pour i=6…….$4M_5+14M6+3M_7 = -117,572$
Pour i=7…….$3M6+14M_7+4M_8 = -117,572$
Pour i=8…….$4M_7+8M_8 = -82,69$

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

$M_1 = - 7,77$ KN.m
$M_2 = - 5,128$ KN.m
$M_3 = - 4,896$ KN.m
$M_4 = - 8,41$ KN.m
$M_5 = - 8,41$ KN.m
$M_6 = - 4,896$ KN.m
$M_7 = - 5,128$ KN.m
$M_8 = - 7,77$ KN.m

Longueur	travée	X[m]	Mt_{max} [KN.m]	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
4,00	1-2	2,13	3,93	10,99	-09,68
3,00	2-3	1,52	0,80	07,83	-07,67
4.00	3-4	1,83	3,76	09,46	-11,21
4,50	4-5	2,25	4,67	11,63	-11,63
4.00	5-6	2,17	3,76	11,21	-09,46
3.00	6-7	1,48	0,80	07,67	-07,83
4.00	7-8	1,87	3,93	09,68	-10,99

Tab III.1.3 : récapitulatif des moments fléchissant en travées à l'ELS.

Réduction des Moments :

- **Moments en travées :**

$M_{(1-2)} = 3,93 + 1/3 (3,93) = 5,24$ KN.m
$M_{(2-3)} = 0,80 + 1/3 (0,80) = 1,07$ KN.m
$M_{(3-4)} = 3,76+ 1/3 (3,76) = 5,01$ KN.m
$M_{(4-5)} = 4,67+ 1/3 (4,67) = 6,23$ KN.m
$M_{(5-6)} = 3,76 + 1/3 (3,76) = 5,01$ KN.m
$M_{(6-7)} = 0,80+ 1/3 (0,80) = 1,07$ KN.m
$M_{(7-8)} = 3,93+1/3 (3,93) = 5,24$ KN.m

- **Moments aux appuis :**

$M_1 = - 7,77 + 1/3 (7,77) = -5,18$ KN.m
$M_2 = -5,128 + 1/3 (5,128) = -3,42$ KN.m
$M_3 = - 4,896 + 1/3 (4,896) = -3,26$ KN.m
$M_4 = - 8,41 + 1/3 (8,41) = -5,61$ KN.m
$M_5 = - 8,41 + 1/3 (8,41) = -5,61$ KN.m
$M_6 = -4,896 + 1/3 (4,896) = -3,26$ KN.m
$M_7 = -5,128+ 1/3(5,128) = -3,42$ KN.m

$M_8 = -7,77 + 1/3(7,77) = -5,18$ KN.m

Résultats après réduction et augmentation de (1/3) des moments :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Longueur	travée	X[m]	Mt_{max} [KN.m]	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
4,00	1-2	2,13	5,24	10,78	-09,90
3,00	2-3	1,52	1,07	07,81	-07,70
4.00	3-4	1,83	5,01	09,78	-10,92
4,50	4-5	2,25	6,23	11,63	-11,63
4.00	5-6	2,17	5,01	10,92	-09,78
3.00	6-7	1,48	1,07	07,70	-07,81
4.00	7-8	1,87	5,24	09,90	-10,78

Tab III.1.4 : récapitulatif des moments fléchissant après correction à L'ELS.

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants a l'ELS :

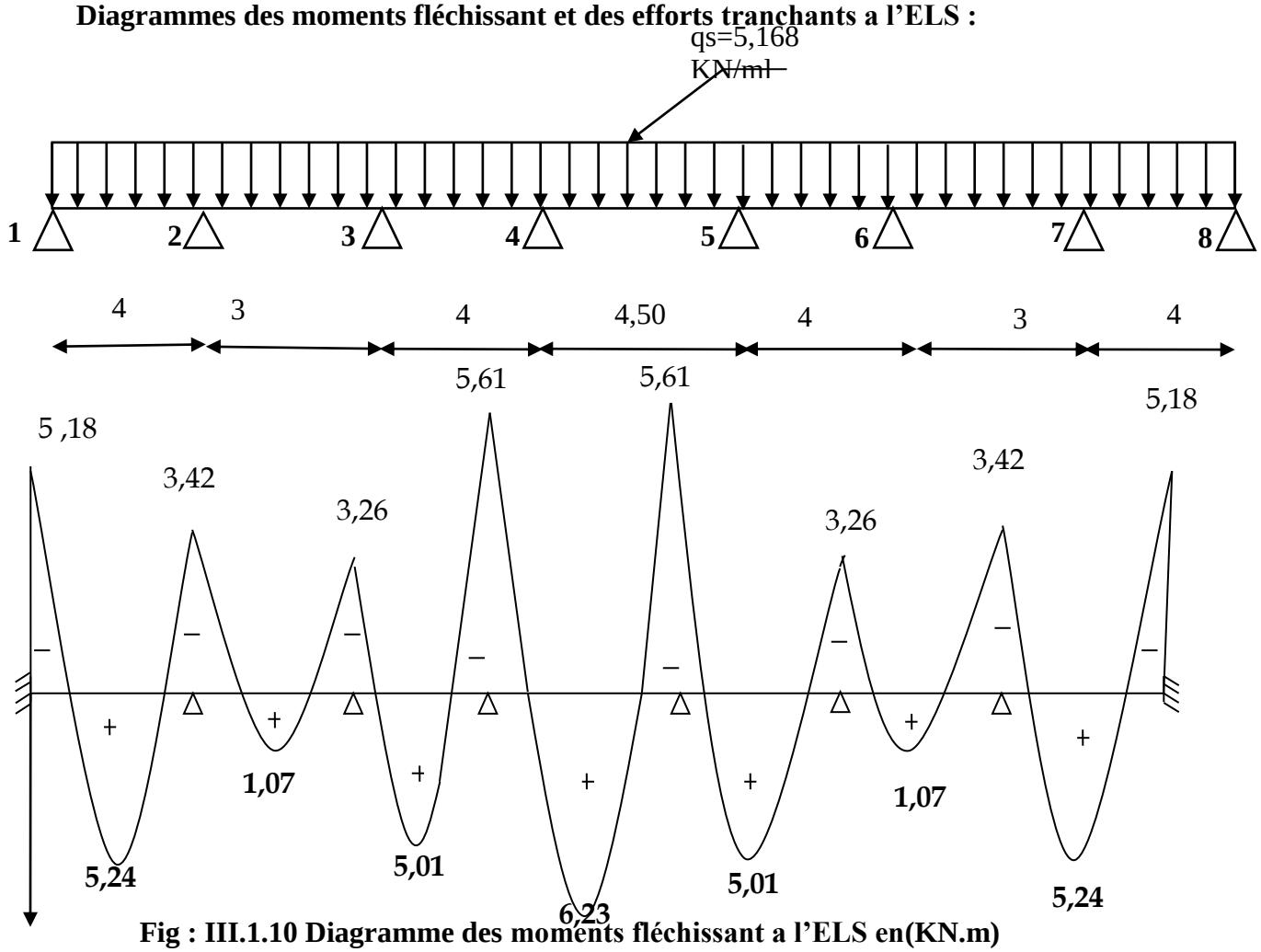


Fig : III.1.10 Diagramme des moments fléchissant a l'ELS en(KN.m)

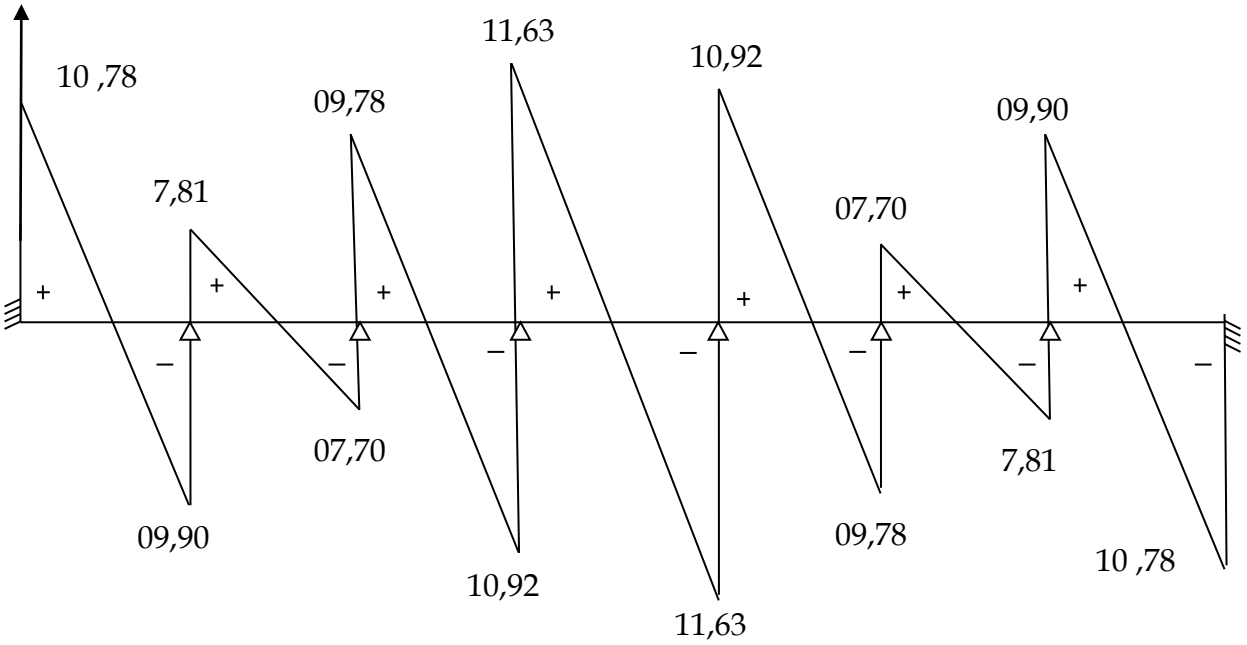


Figure III.1.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [KN]

e. Vérifications à l'ELS :

1. **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99) (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99) :**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2. **Etat limite de résistance du béton à la compression : (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma bc} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = K_1 . \sigma_{st}$ avec $\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_{1d} A_s}$, $K_1 = \frac{\propto}{15(1-\propto)}$

- **Aux appuis :**

$\rho = \frac{100 A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \beta_1 = 0,858 \Rightarrow \propto = 0,426 \Rightarrow K_1 = 0.049$

$M_a = 5,61$ KN.m $\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{5,61 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 2,26 \times 10^2} = 160,73$ MPa

$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma_{st} = 0,049 \times 160,73 = 7,88$ MPa $< \overline{\sigma bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **En travée :**

$\rho = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \Rightarrow \beta_1 = 0.856 \Rightarrow \propto = 0.432 \Rightarrow K = 0.05$

$M = 6,23$ KN.m $\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{6,23 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 172.06$ MPa

$\sigma_{bc} = 172,06 \times 0.05 = 8,60$ MPa $< \overline{\sigma bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

3. Vérification de la flèche :

Soit à vérifier les conditions suivantes :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_o}$

3) $\frac{A_s}{b0\ d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).
M_0 : moment isostatique maximum.
L : portée entre nus d'appuis.
M_t : moment max en travée.
b_0 : largeur de la nervure
d : hauteur utile de la section droite.

1. $\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.063$ …….. Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable

- **Calcul de la flèche :**

$f_v = \frac{M_s L^2}{10 E v I_{fv}} < \overline{f} = \frac{L}{500}$

- **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0)\, h_0 + nA$

$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.26 = 330{,}9 cm^2$

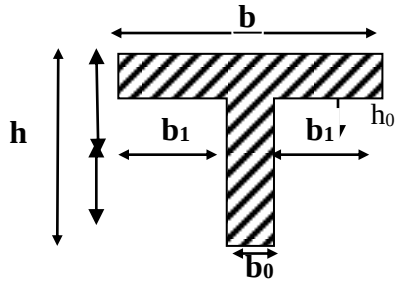


Fig : III.1.12 coupe schématique de la section en Té.

- **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$S/_{xx} = \frac{b_o h^2}{2} + (b-b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15A_t.d$

$s_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2{,}26 \times 18 = 3434{,}2\ cm^2$

$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3434{,}2}{330{,}9} = 10{,}38\ cm$

$V_2 = h - V_1 = 20 - 10{,}38 = 9{,}62$ cm

$I_o = \frac{b_o}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b-b_0)\, h_0 \left(v_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15\, A_t (V_2 - c)^2$

$I_o = \frac{12}{3} \times (10{,}38^3 + 9{,}62^3) + (65-12)\, 4 \times \left(10{,}38 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2{,}26\, (9{,}62-2)^2$

$I_0 = 17657.11\ [cm^4]$

$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2{,}26}{12 \times 18} = 0.010$

$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100\times2,26}{12\times18} = 1,046 \Rightarrow \beta_1 = 0.858$

$\lambda_i = \frac{0.02\, f_{t28}}{\left[2+3\frac{b_0}{b}\right]\rho} = \frac{0.02\times2.1}{\left[2+3\frac{12}{65}\right]0.010} = 1,64$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{6,23\times10^6}{0.858\times180\times2,26\times10^2} = 178.49[MPa]$

$\mu = \frac{1.75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_{s+}\, f_{t28}} = \frac{1.75\times2.1}{4\times0.010\times178,49+2.1} = 0.4$

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ [MPa]

$I_{fv} = \frac{1.1\, I_0}{1+\lambda_V \mu} = \frac{1.1\times17657.11}{1+1,64\times0.4} = 11728,75$ [cm^4]

$f_v = \frac{6,23\times10^6(4,00\times10^3)^2}{10\times10818.86\times11728,75\times10^4} = 7,86\text{mm} < \overline{f} = \frac{4000}{500} = 8$ mm

La flèche est vérifiée

5. Ferraillages des planchers en corps ceux :

Planchers étages courants et RDC et sous sol :

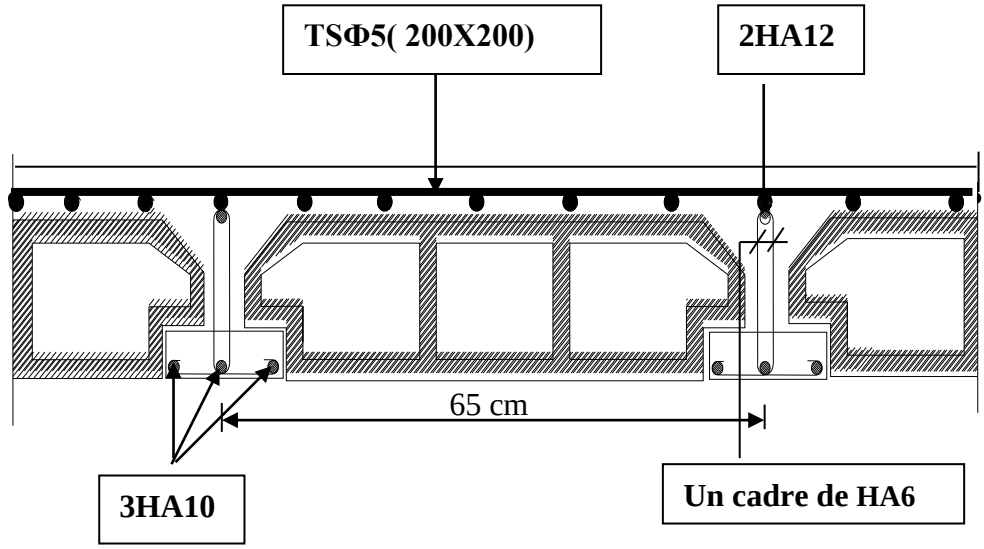


Fig : III.1.13 plan de ferraillage du plancher.

3.2 Calcul de l'acrotère

3.2.1 Introduction

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort **G** dû à son poids propre, et à un effort latéral **Q** dû à la main courante engendrant un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement (Section dangereuse).

Le ferraillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

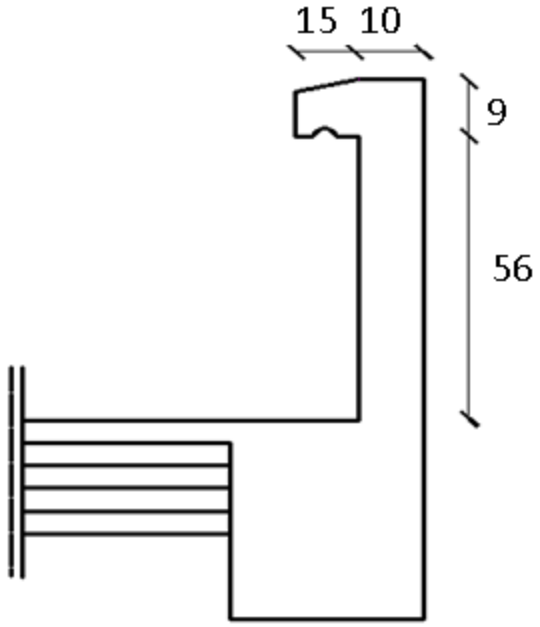


Figure 3.2.1 : Coupe transversal de l'acrotère

3.2.2 <u>Détermination des sollicitations</u>

$$G = \rho \times S$$

G = 1.906 KN/ml

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère

- *Poids propre de l'acrotère :* ***G= 1.906 KN/ml.***
- *Surcharge d'exploitation :* ***Q= 1.00 KN/ml.***
- *Effort normal du au poids propre G :* ***N****= Gx1 =* ***1.906 KN.***
- *Effort tranchant :* ***T****= Qx1 =* ***1.00 KN.***
- *Moment fléchissant max du a la surcharge Q :*

M= Q×H×1= **0.65KNm.**

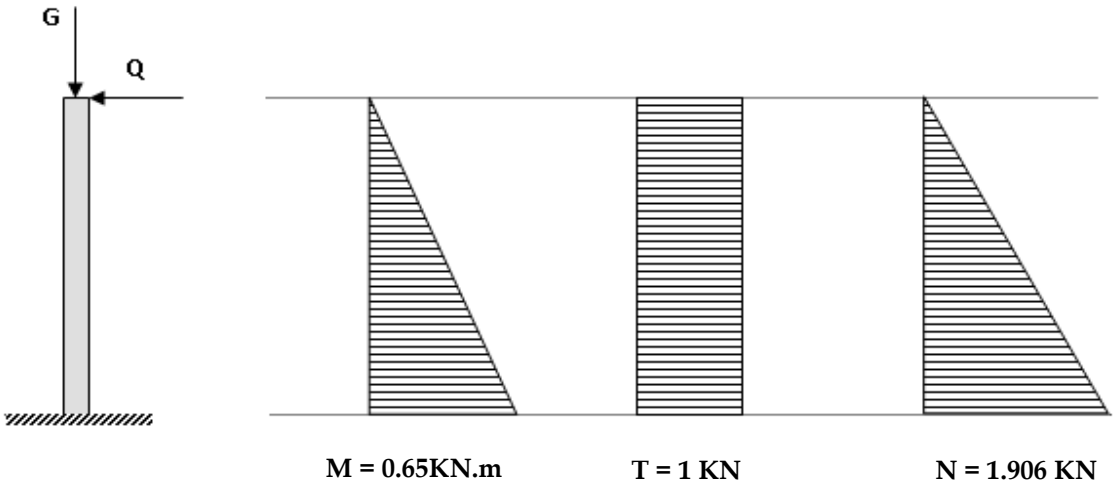


Figure 3.2.2 - Diagramme des efforts internes (M, N, T)

3.2.3 Combinaisons de charges

a- Etat limite ultime

La combinaison de charge à considérer est : **1.35G + 1.5Q**

- **Effort normal de compression**

$N_u = 1{,}35N = 1{,}35 \times 1.906 = 2{,}57KN$

- **Effort tranchant**

$T_u = 1{,}5T = 1{,}5 \times 1 = 1{,}5KN$

- **Moment fléchissant**

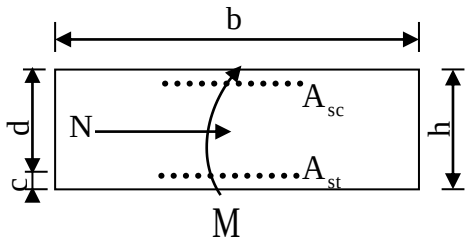
$M_u = 1{,}5M = 1{,}5 \times 0{,}65 = 0{,}975KN.m$

b- Etat limite de service

La combinaison de charge à considérer est : **G + Q**

- **Effort normal de compression**

$N_s = N = 1.906KN$



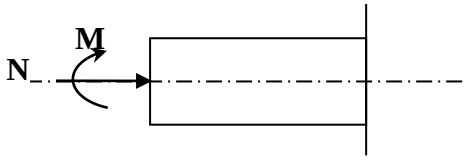
- **Effort tranchant :**

$T_s = T = 1KN$

- **Moment fléchissant :**

$M_s = M = 0,65KN.m$

3.2.4 Ferraillage de l'acrotère



a- Etat limite ultime :

➢ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,975}{2.57} \approx 0,38m \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02\right) = 0,03m$$

Avec:

h : Epaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

d = h – c : Hauteur utile

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.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

▪ **Armatures fictive**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = 2,57 \times (0,38 + 0,05 - 0,02) = 1,054KN.m$$

$$M_f = f_{bu}.b.d^2.\mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{1,054\times10^3}{14,2\times100\times(8)^2} = 0,012 \langle \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st}.d.\beta_f} = \frac{1,054\times10^3}{348\times8\times0,994} \approx 0,38\text{cm}^2$$

- **Armature réelle (flexion composée).**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,38 - \frac{2,57\times10^3}{348\times10^2} = 0,31\text{cm}^2$$

3.2.5 Vérifications

3.2.5.1 Condition de non fragilité

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23.\frac{f_{t28}}{f_e}.\left[\frac{e_u - 0,455.(d)}{e_u - 0,185.(d)}\right].b.d$$

$$A_{min} \geq 0,23\times\frac{2,1}{400}\times\left[\frac{38-0,455\times(8)}{38-0,185\times(8)}\right]\times100\times8 = 0.91\text{cm}^2$$

$A_S \leq A_{min}$ ……**Condition non vérifiée**.

Le ferraillage se fera avec la section minimale.

Soit : **$A_S = A_{min}$ = 5 HA8 =2.51cm²/ml** avec un espacement **S_t = 20cm.**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,62\text{cm}^2$$

Soit : **A_r = 4 HA8 = 2.01cm² /ml** Avec un espacement de **S_t =25cm.**

- **Espacement des barres (Art. A.8.2.4 ,2 BAEL.91 modifier 99) :**

✓ Armatures principales : S_t= 20 cm ≤ min {3h, 33 cm} = 30 cm

✓ Armatures de répartition : S_t=25 cm ≤ min {4h, 45 cm} = 40 cm

Les conditions étant vérifiées, donc le ferraillage à l'ELU est suffisant

3.2.5.2 Contrainte tangentielle : (Art. A.5.2,2 / BAEL91)

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min(0.15 \times \frac{f_{28}}{\gamma_b}; ; ; 4MPA) = 2.5MPA$$

$\tau_u = 0{,}0187\text{Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.5\text{Mpa}$**.....Condition vérifiée**.
Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

3.2.5.3 Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art. A.6.1,3 / BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_S = 1.5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa

$\sum U_i$ **:** somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \sum U_i = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.56 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.165 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0.165$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa**.....Condition vérifiée**.

- *Pas de risque d'entrainement des barres.*

3.2.5.4 Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} \rightarrow l_S = 25.39 \text{ cm.}$$

On adoptera **l_s = 30cm.**

3.2.5.5 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant **préjudiciable.**

- **Effort normal de compression**

$N_s = N = 1.906KN$

- **Effort tranchant**

$T_s = T = 1KN$

- **Moment fléchissant**

$M_s = M = 0{,}65KN.m$

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm $\Rightarrow$ $\eta = 1.6$

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier [BAEL91/A.4.5,33]**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} fe \ , \quad 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right] \text{ Avec : n=1,6}$$

$\overline{\sigma}_s = \min[226{,}67 \ , \quad 201{,}63)] = 201{,}63$ MPa

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 d A_S}$$

$$\rho_1 = \frac{100 x A_s}{bxd} = \frac{100 x 2{,}51}{100 x 8} = 0{,}314 \qquad \alpha = 3(1-\beta) = 3(1\text{-}0.912) = 0{,}264$$

$$\rho_1 = 0{,}314 \rightarrow \beta_1 = 0{,}912 \rightarrow \kappa_1 = 41{,}82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0{,}65 x 10^3}{0{,}912 x 8 x 2{,}51} = 35{,}50 Mpa$$

$\sigma_{st} = 35{,}50Mpa < \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63Mpa$**.....**<u>**Condition vérifiée**</u>.

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton : [BAEL91/A.4.5,2]**

On doit vérifier que : $\sigma b < \overline{\sigma} b$.

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\ f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} x \sigma_{st} = \frac{1}{41{,}82} x 201.63 = 4{,}82Mpa$$

$\sigma_{bc} = 4{,}82Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$**.....**<u>**Condition vérifiée**</u>.

➢ **Calcul de l'excentricité**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0{,}65}{1{,}906} \approx 0{,}34m \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0{,}10}{2} - 0{,}02\right) = 0{,}03m$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **<u>section partiellement comprimée</u>.**
Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

Armatures fictive :

$$M_f = N_s \times \left(e_s + \frac{h}{2} - c \right) = 1{,}906 \times (0{,}34 + 0{,}05 - 0{,}02) = 0{,}705 KN.m$$

$$M_f = f_{bu}.b.d^2.\mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{0{,}705 \times 10^3}{201{,}63 \times 100 \times (8)^2} = 0{,}0005 \langle \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow S.S.A$$

A partir des abaques, on lit les valeurs correspondantes :

$$\mu = 0{,}0005 \rightarrow \beta_1 = 0{,}921 \rightarrow \kappa_1 = 113{,}2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{\kappa_1} = \frac{201{,}63}{113{,}2} \approx 1{,}78 Mpa < 0{,}6\, f_{c28} = 15 Mpa$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st}.d.\beta_f} = \frac{0{,}705 \times 10^3}{201{,}63 \times 8 \times 0{,}921} \approx 0{,}47 cm^2$$

Armatures réelle :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_S}{\sigma_{st}} = 0{,}47 - \frac{0{,}705}{201{,}63.10^{-2}} = 0{,}35 cm^2$$

Soit :

A_S = 5 HA8 =2.51cm²/ml avec un espacement **S_t = 20cm.**

A_r = 4 HA8 = 2.01cm² /ml avec un espacement de **S_t =25cm.**

3.2.5.6 Vérification au séisme : [RPA 99 /Art.6.2.3]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.
L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

$$\boxed{F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P}$$

Avec :

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

CP : facteur de force horizontal (variant entre 0.3 et 0.8).
L'acrotère est un élément en console ⇒ Cp = 0.8

Wp : poids de l'élément considéré (WP = 1.906 KN/ml)

$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.906 = 0.91$ KN/ml < **Q**= 1KN/ml

Fp = 0.914 kn/ml < Q =1KN/ml

La force horizontale est prépondérante par rapport au séisme.

❖ **Conclusion**

L'acrotère sera ferraillé comme suit :

Armatures principales : **5 HA8/ml , avec e= 20cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml , avec e= 25cm.**

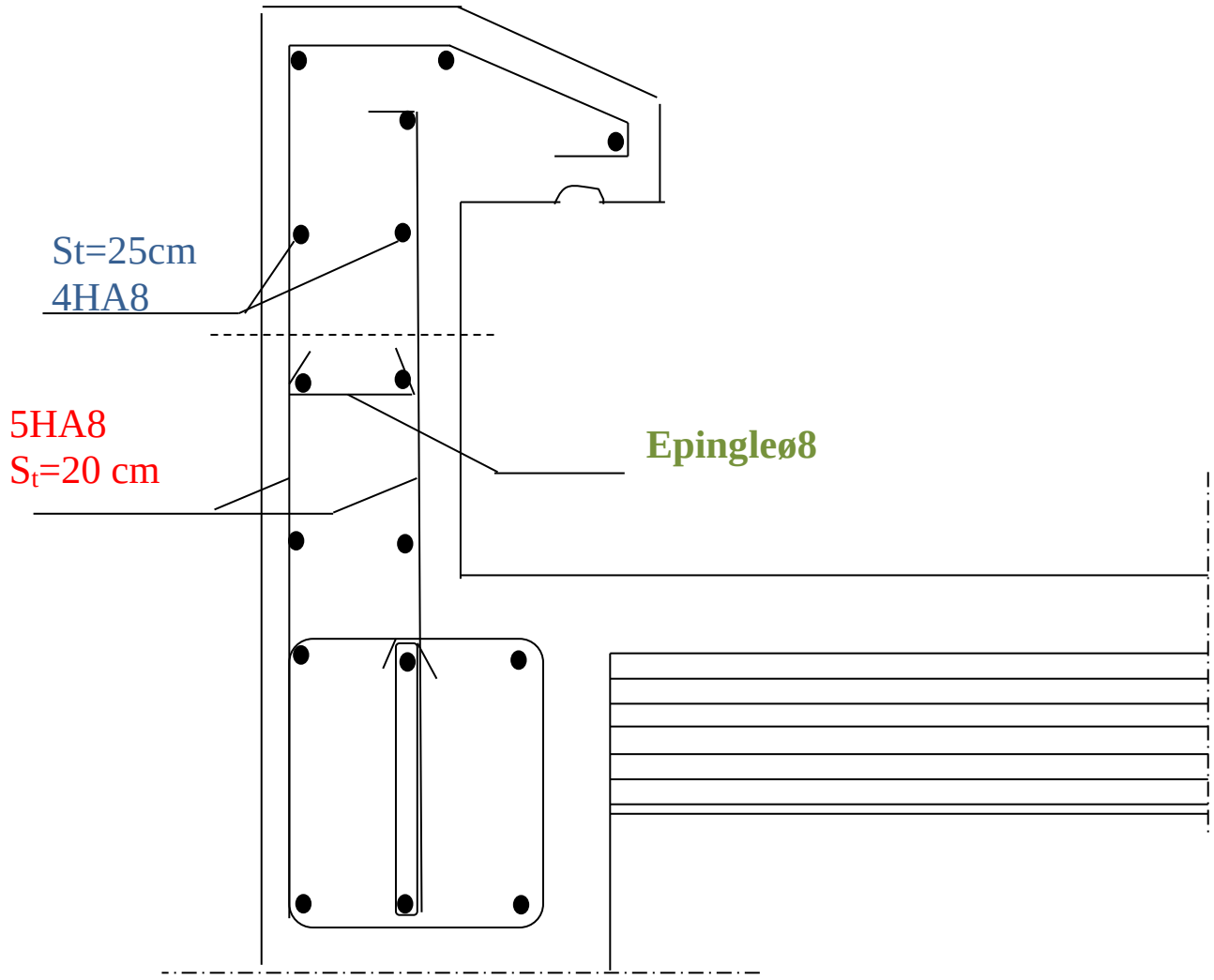
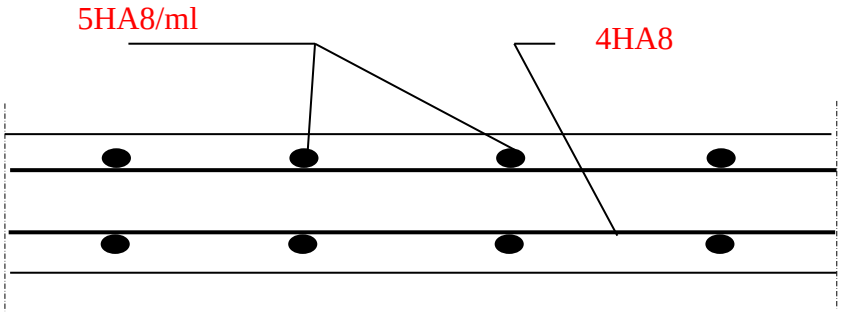


Figure 3.2.3. Schéma de ferraillage de l'acrotère



Coupe transversale

Figure 3.2.4. Coupe horizontale dans l'acrotère.

3. *Calcul des balcons*

1. Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre **<< G >>,** au poids propre du garde corps. Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1m.

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

L : La largeur de balcon

L = 1.30m

$$\frac{L}{10} \geq \frac{130}{10} = 13[cm]$$

Ce qui donne **e = 15 [cm]**

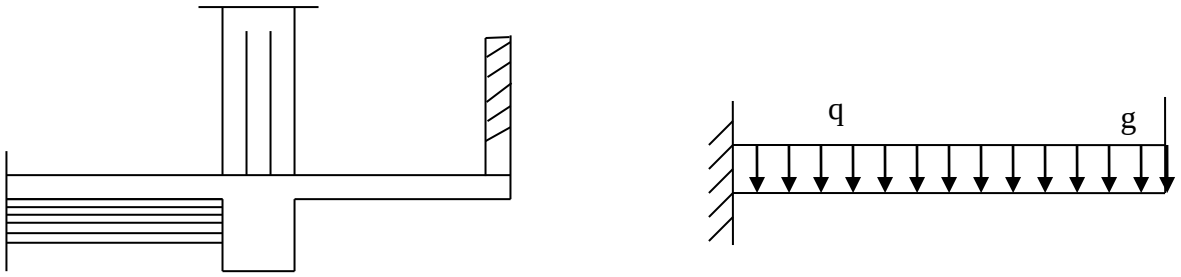


Figure III.3.1: Schéma statique du balcon.

2. Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon

a. Charges permanentes

Charge G due à la dalle en béton arme …… G = 5,51[KN/ml].

b. charge concentrée

Poids propre du garde corps.....g = 1.3 [KN/ml].

Charge due à la main courante ……q = 1[KN/ml]**.**

c. surcharge d'exploitation*:*

Q=3,5 [KN/ml].

➢ **Calcul à l'état limite ultime**

Le balcon travaille en flexion simple.

Combinaison de charges :

✓ **A l'ELU**

- Dalle: q_{u1}=1,35G+1,5Q=1,35x5,51+1,5x3,5=12,69[KN/ml];
- Garde corps: q_{u2}=1,35G_1=1,35x1,3=1.75 [KN/ml].
- Main courante : q_{u3} = 1.5x1 = 1,5 [KN/ml].

✓ **A l'ELS**

- Dalle : q_{s1} = 5.51+3.5=9,01[KN/ml].
- Garde corps q_{s2} = 1,3[KN/ml].
- Main courante q_{s3} = 1[KN/ml].

3. *Ferraillage :*

➢ **Calcul du moment sollicitant :**

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times 1$$

$$Mu = 12{,}69 \times \frac{1{,}30^2}{2} + 1{,}75 \times 1{,}30 + 1{,}5 \times 1$$

Mu = 14,50[Kn.m]

➢ **Armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 fbu} = \frac{14{,}5x10^6}{1000x120^2 x14{,}2} = 0{,}070 < 0{,}392$$

$\Longrightarrow$ section simplement armée

$$\mu_u = 0{,}070 \Rightarrow \beta = 0{,}964$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14{,}50x10^3}{0{,}964x12x348} = 3{,}60[cm^2]$$

Soit **5HA12 = 5,65 cm²** avec un espacement **S_t= 20[cm].**

➢ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}41[cm^2]$$

Soit 4HA10 =3,14[cm²] avec S_t=25[cm]

4. *Vérification à l'ELU :*

A. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0{,}23.\frac{2{,}1}{400}.(100).(12) = 1{,}45cm^2$$

$A_t = 5.65\ [cm]^2 \geq 1.45[cm]^2$

$A_r = 3.14\ [cm]^2 \geq 1.45[cm]^2$

$A = 5{,}65cm^2 > A_{min} = 1{,}45cm^2$ **..... la condition est vérifiée.**

B. Contrainte tangentielle : (Art. A.5.2,2 / BAEL91)

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

V_u =q_{u1} x l + q_{u2} =12.69 x 1, 30+ 1, 75 = 18, 25 [KN].

Vu **=18, 25 KN.**

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{18{,}25\times10^3}{1000\times120}$; Donc : τ_u = **0.15MPa.**

$0{,}07\times\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0{,}07\times\frac{25}{1{,}5}$ = **1,16MPa**

$\tau_u = \frac{V_u}{b\times d} = 0.15 \leq 0.07\times\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

C. L'adhérence des barres: (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9\times d\times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$; **Avec** : Ψ_s=1.5 (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se}$ = 1.5x2.1 = **3.15 MPa.**

Calcul de τ_{se} :

❖ **Dans le sens y-y**

$\sum U_i$ = 3,14x5x12 = 188,4mm

$\tau_{se} = \frac{18{,}25\times10^3}{0{,}9\times120\times188{,}4}$ Donc : τ_{se} **=0,89 MPa.**

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ ……**Pas de risque d'entrainement des barres**

D. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi\times fe}{4\times\tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su}

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6\times(1.5)^2\times2.1 = 2.835$ Mpa.

$L_s = \frac{1{,}2x400}{4x2{,}835}$ = 42,32 cm ; On prend **L_s =45 cm**

Vu que **ls** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Donc : **Lc = 18cm**

E. Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales ⟶ **S_t < min {2h ; 25cm}**

St=20 cm < 25 *cm*

Armatures de répartition ⟶ **S_t < min {2h ; 25cm}**

St=25 =cm 25 *cm*

5. Vérification à l'ELS :

- **Calcul du moment sollicitant :**

$$Ms = q_{S1} \times \frac{l^2}{2} + q_{S2} \times l + q_{S3} \times 1$$

$$Ms = 9{,}01 \times \frac{1{,}30^2}{2} + 1{,}3 \times 1{,}30 + 1 \times 1$$

Ms = 10,3 [Kn.m]

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)**
- **Contrainte dans l'acier** :

On doit donc s'assurer que : $\boxed{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 12} \times 100 = 0.47$$

$\rho_1 = 0.47 \Rightarrow k_1 = 33.08$ et $\beta_1 = 0.896$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.3 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 565} \quad ; \qquad \text{Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{\underline{169.55Mpa}}$$

$\sigma_s = 169.55 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ..... **(Vérifié).**

- **Contrainte dans le béton** :

On doit donc s'assurer que : $\boxed{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15 mpa$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{169.55}{33.08}$ Donc ; $\sigma_{bc} = 5.12$ MPa

$\sigma_{bc} = 5.12 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ……. **condition verifiée**

- **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0{,}12$ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ ……. **condition vérifiée**
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5{,}65}{100x12} = 0{,}0047$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01$ $\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e}$ ……**condition vérifiée**

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0{,}12$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{10{,}04}{10.10{,}04} = 0{,}10$ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$……**condition vérifiée**

Conclusion :

Les balcons seront ferraillés comme suit

- **Armature principales : 5HA12 avec e=20 cm**
- **Armatures secondaire : 4HA10 avec e=25 cm**

4. *Calcul de l'escalier balancé*

1. Introduction :

Ces escaliers sont constitués des marches différentes les unes des autres mais qui possèdent toutes le même giron mesuré sur la ligne de foulée. La représentation sur les dessins est identique à celle des escaliers droits.

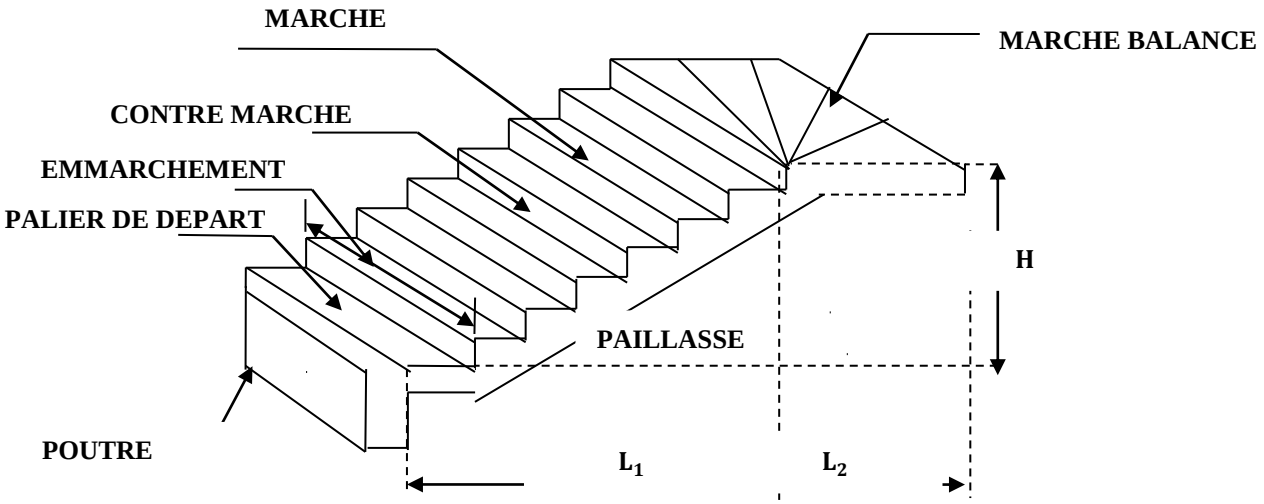


Figure III.4.1 : *principaux termes relatifs à un escalier*

- L_1 : longueur projeté de la volée.
- L_2 : longueur des marches balancées.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place,
L'escalier du S-sol est à deux volées et a des marches balancée, quand aux escaliers des autres niveaux, ils sont à trois volées et deux paliers intermédiaires.

2. *Dimensionnement :*

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé comme précédemment.

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

- on optant pour une hauteur des marches **h=20cm** et un giron **g= 27 cm**.

a. Calcul du nombre de contre marches et de marches

Soit **n** le nombre de contre marches, et **m** le nombre de marches.

H= (540-20) ; h=20cm ; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{520}{20}$ → **n = 26 contre marches.**

→ **m = 25 marches.**

Les 25 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 :** n= 13 contre marches ; **Donc :** m=n-1 = 12marches.
- **Volée 2 :** n= 11 contre marches ; **Donc :** m=n-1 = 10marches.
- **3** marches balancées.

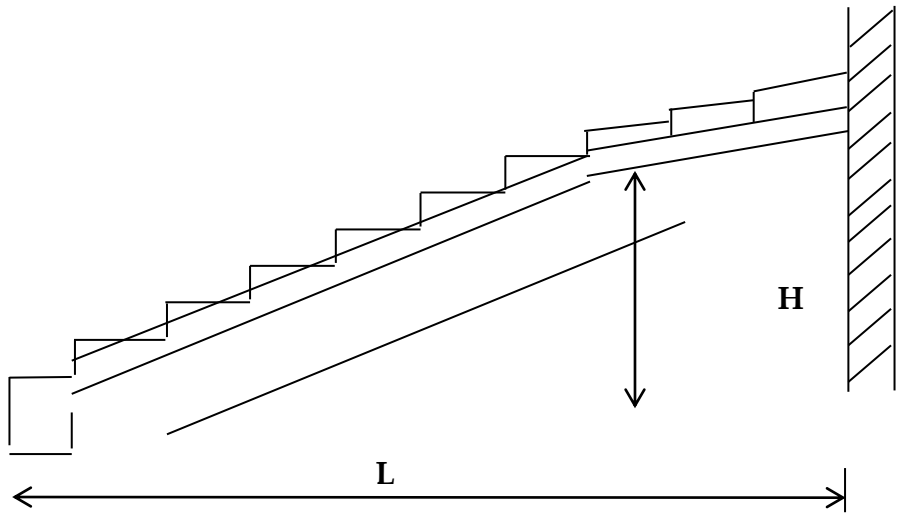


Figure III.4.2. : Coupe verticale sur les escaliers balancées

Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants :

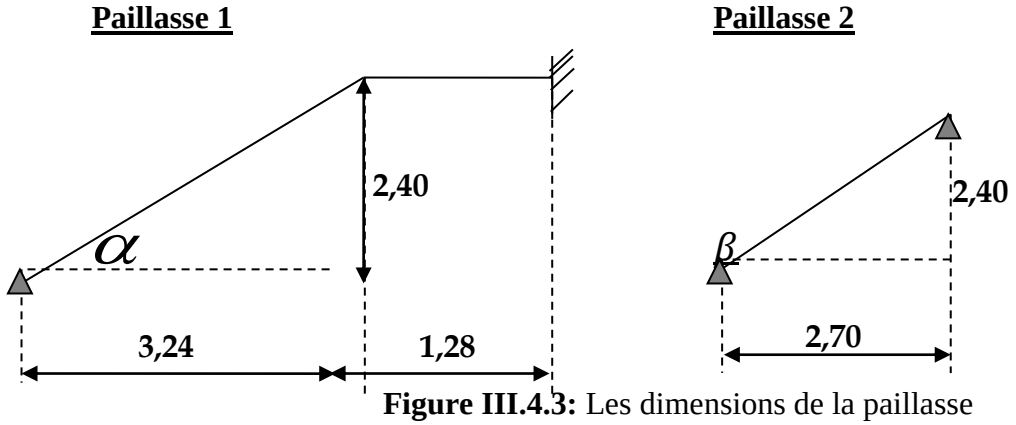


Figure III.4.3: Les dimensions de la paillasse

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\mathbf{L / 30 \leq e_p \leq L / 20}$$

Avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis.

$L = \frac{1}{\cos \alpha} + L_2$.

$tg\ \alpha = \frac{2,40}{3,24} = 0,74 \rightarrow$ Donc α **= 36,53°.**

Donc $L = \frac{3,24}{\cos 36,53} + 1,28 =$ **5,31m.**

$531 / 30 \leq e_p \leq 531 / 20 \rightarrow 17,7 \leq e_p \leq 26,55$

❖ **Conclusion :**

On opte pour une paillasse d'épaisseur **e_p=20cm.**

3. *Détermination des Charges et surcharges :*

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

a. La volée :

- Poids des marches (ρ = 25KN/m^3)…….25x1x0.20 /2 = 2,5 KN /m.
- Poids de la paillasse (ρ = 25KN/m^3)…… $\frac{1}{cos\ 36,53}$ x 0,20x25 = 6,33 KN/m.
- Lit de sable (ρ =18KN/m^3 ; e=0,02)……18x1x0.02 = 0,36 KN/m
- Mortier de pose (ρ =22KN/m^3 ; e=0,02) ……...22x1x0.02= 0 ,44KN/m
- Carreaux Grés Céram (1cm; ρ =20KN/m^3)……...20x0,01 =0,20 KN/m
- Poids du garde corps…….. = 0,20 KN/m
- Enduit de plâtre (2cm; ρ =10KN/m^3) ……10x0.02 =0,20KN/m

G=10,23KN/m

Remarque

La 1ère volée va reprendre la moitié de la charge de la 2eme volée
La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ;
Q = 2,5 kn /m

➢ **Calcul des efforts internes:**

Combinaison de charges à l'ELU

- **Volée** : $q_u^v = 1{,}35x10{,}23 + 1{,}5x2{,}5$ **=17,56KN/m.**

Pour déterminer les efforts dans la volée e, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volées) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

b. Etude de la paillasse 1

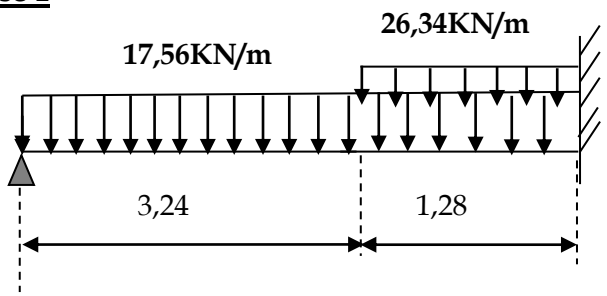
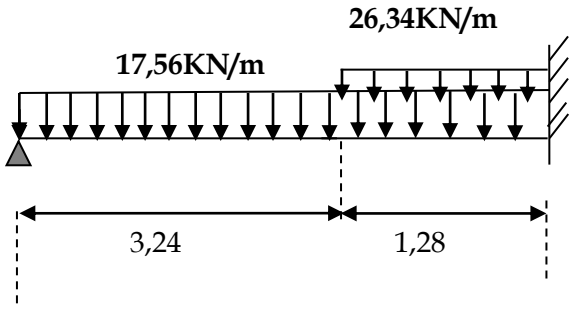


Figure III.4.4: Diagramme des charges de la paillasse 1

Apres les calculs on a obtenus les résultats suivants

c. Diagramme des Efforts internes



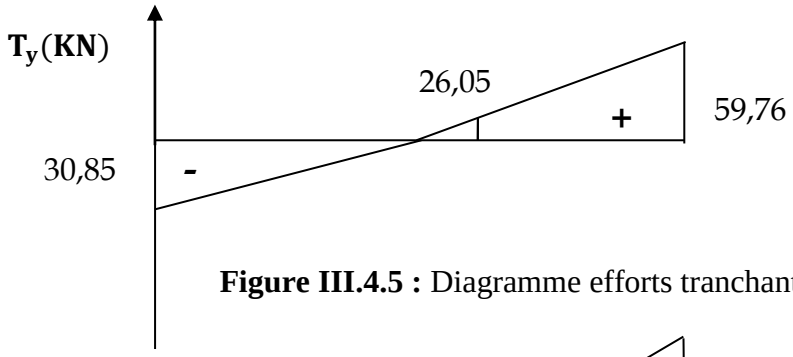


Figure III.4.5 : Diagramme efforts tranchants

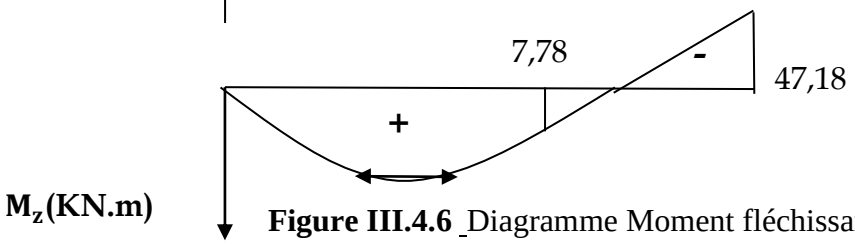


Figure III.4.6 Diagramme Moment fléchissant

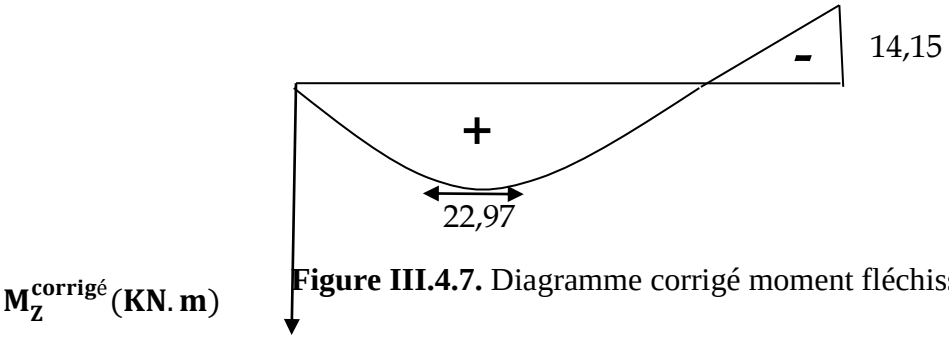


Figure III.4.7. Diagramme corrigé moment fléchissant

d. Etude de paillasse 2 :

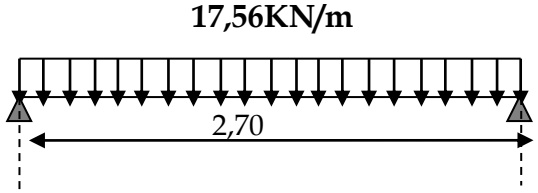


Figure III.4.8: Diagrammes des charges de la paillasse 2

Après calculs on a obtenu se qui suit :

Diagramme des Efforts internes

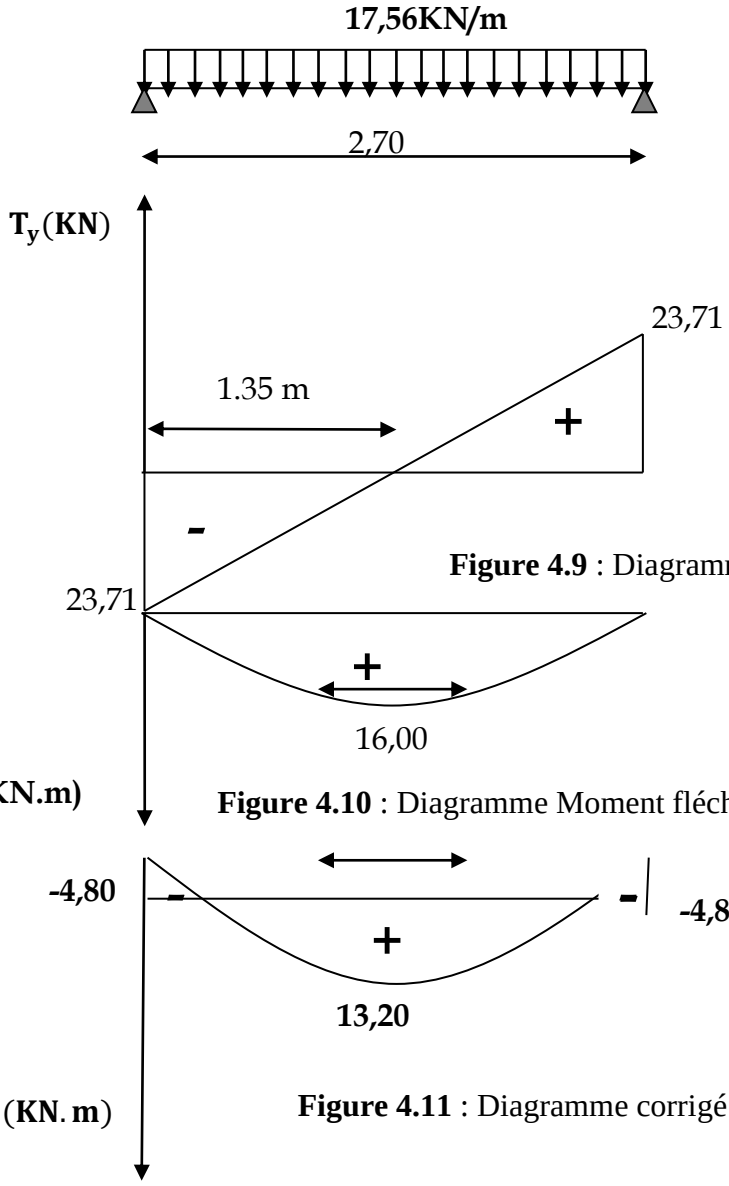


Figure 4.9 : Diagramme efforts tranchants

Figure 4.10 : Diagramme Moment fléchissant

Figure 4.11 : Diagramme corrigé moment fléchissant

4.1. Ferraillage de la paillasse 1 :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e_p=20cm).

a. Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{22,97\times10^{6}}{14,2\times1000\times(180)^2} = 0,05 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,05 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$Ast = \frac{M_t}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{22,97\times10^{6}}{348\times180\times0,974} = 3,76cm^2$$

On opte pour **6T12=6.78 cm²/ml** ; **Soit 1T12 tous les 15cm.**

b. Armatures de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{Ast_{1et3}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1{,}70 cm^2$$

On opte pour **6T10=4.71 cm²/ml** ; **Soit 1T10 tous les 15cm.**

4.2. Ferraillage de paillasse 2 :

a. Armatures longitudinales

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{13{,}20\times10^{6}}{14{,}2\times1000\times(180)^2} = 0{,}03 \leq \mu_u = 0{,}392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0{,}03 \Rightarrow \beta = 0{,}985$$

$$Ast_2 = \frac{M_t}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{13{,}20\times10^{6}}{348\times180\times0{,}985} = 2{,}14 cm^2$$

On opte pour **6T10=4.71 cm²/ml** ; **Soit 1T10 tous les 15cm.**

b. Armatures de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{Ast_2}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 cm^2$$

On opte pour **4T10=3.14 cm²/ml** ; **Soit 1T10 tous les 25cm.**

5. *Vérifications à l'ELU :*

A. Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales ⟶ **S_t < min {3h ; 33cm}**

St=15 cm < 33 *cm*

Armatures de répartition ⟶ **S_t < min {4h ; 45cm}**

St=25 cm< 45 *cm*

B. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

❖ **Paillasses1 :**

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23x100x15x2{,}1}{400} = 1.81 cm^2$$

A_{ad} = 6T12 =6.78 cm^2 > 1.81 cm^2 ……..…√

❖ **Paillasse 2 :** A_{ad} = 6T10 =4.71 cm^2 > 1.81 cm^2 ……..... √ .

C. Contrainte tangentielle (Art A.5.1, 1/ BAEL91) :

On doit vérifier que $$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

❖ **Calcul de** $\overline{\tau_u}$:

Pour les fissurations non préjudiciables **:** $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2x25}{1.5} ; 5\ MPA\right)$

$\overline{\tau_u}$ = **3.33Mpa.**

❖ **Calcul de** τ_u^{max} :

❖ **Paillasses 1**

V_{max}=59,76 KN.

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{59,76\times10^3}{1000\times180}$; Donc : τ_u = **0,332 MPa.**

❖ **Paillasses 2**

V_{max}=23,71 KN.

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{23,71\times10^3}{1000\times180}$; Donc : τ_u = **0,132MPa**

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ……**Les armatures transversales ne sont pas nécessaires** √

D. Entrainement des barres (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9\times d\times \sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$$

Calcul de $\overline{\tau}_{se}$:

$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$; **Avec** : Ψ_s=1.5 (pour les aciers H.A).

$\overline{\tau}_{se}$ = **3.15 Mpa.**

Calcul de τ_{se} :

❖ **Paillasses 1**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = 3.14x6x12 = 226.08mm$

$\tau_{se} = \frac{59,76\times10^3}{0.9\times180\times226.08}$; Donc : τ_{se} **=1,63Mpa.**

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ …… …. **Pas de risque d'entrainement des barres √**

❖ **Paillasse 2**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = 3.14x6x10 = 188.4mm$

$\tau_{se} = \frac{23,71\times10^3}{0.9\times180\times188.4}$; Donc : τ_{se} **=0,78MPa.**

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ …… …. **Pas de risque d'entrainement des barres √**

E. Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su}

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ Mpa.

$L_s = \frac{1,2x400}{4x2,835} = 42.33cm$; On prend **L_s =45 cm.**

- Vu que **l_s** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A **Donc** : **Lc = 18cm**

F. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)

❖ **Paillasses 1**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b\times0,9d} \leq \frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b}$

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b\ \times0,9.d} = \frac{2\times59,76\times10^3}{1000\times0,9\times180} =$ **0,74 MPa.**

$\frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,8x25}{1.5}$ **=13.33 Mpa.**

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8\,fc_{28}}{\gamma_b}$ ..... ……..√

❖ **Paillasses 2 :**

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 23,71 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180}$ **=0,30Mpa.**

$\frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,8x25}{1.5}$ **=13.33 Mpa.**

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8\,fc_{28}}{\gamma_b}$ ..... ……..√

G. Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

❖ **Paillasses 1**

$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{59,76.10^3}{348.100} = 1,71cm^2$; $A_{st\ adopté} = 6.78\ cm^2$

$A_{st\ adopté} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$ ⟶ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes √

❖ **Paillasse 2 :**

$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{23,71.10^3}{348.100} = 0,68cm^2$; $A_{st\ adopté} = 4.71\ cm^2$

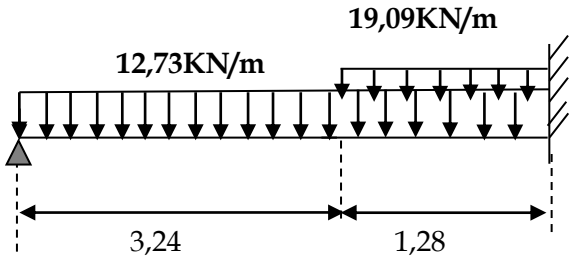
$A_{st\ adopté} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$ ⟶ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes √

6. *Vérification à l'ELS :*

A. Combinaison de charges à l'ELS

Volée : $q_u^v = 10,23 + 2,5 =$ **12, 73KN/m.**

Diagramme des Efforts internes des paillasses 1



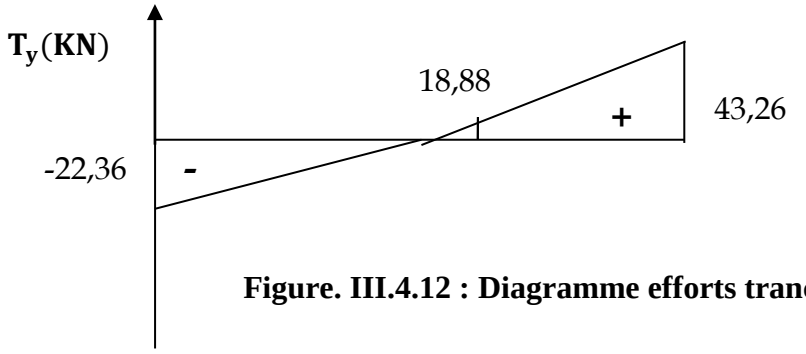


Figure. III.4.12 : Diagramme efforts tranchants à l'ELS

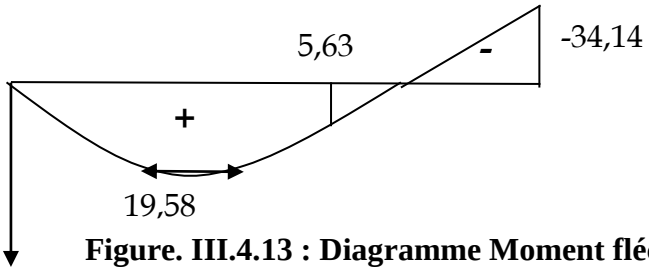


Figure. III.4.13 : Diagramme Moment fléchissant à l'ELS

M_z(KN.m)

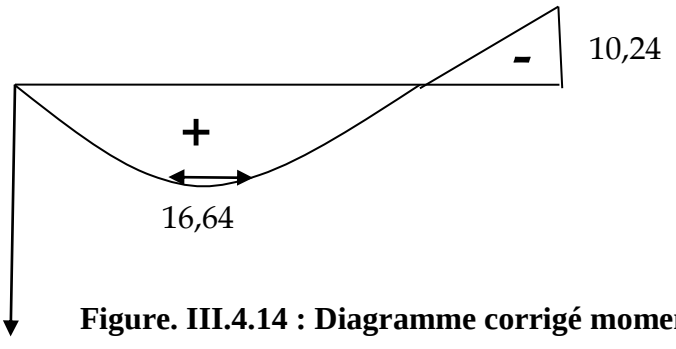
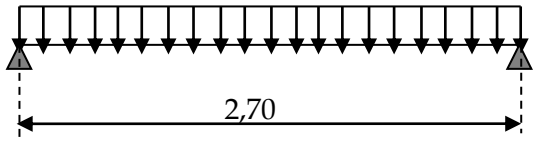


Figure. III.4.14 : Diagramme corrigé moment fléchissant à l'ELS

$M_Z^{corrigé}$ (KN. m)

Diagramme des Efforts internes des paillasses 2

12,73KN/m



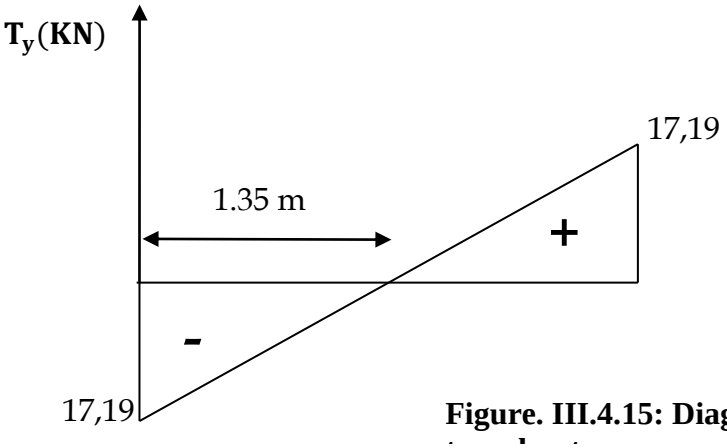


Figure. III.4.15: Diagramme efforts

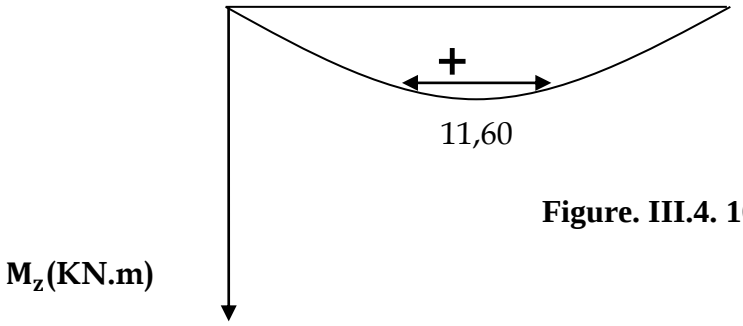


Figure. III.4. 16 : Diagramme Moment fléchissant

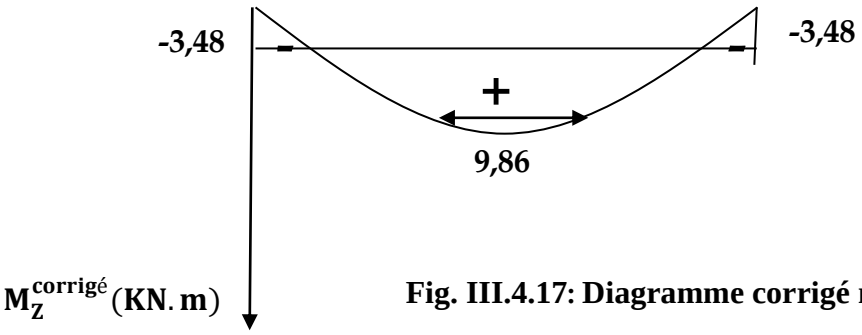


Fig. III.4.17: Diagramme corrigé moment fléchissant

B. Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

C. Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

❖ **Paillasses 1 :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{100 \times 18} \times 100 = 0.376$$

$\rho_1 = 0.376 \Rightarrow k_1 = 37,63$ et $\beta_1 = 0.905$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,64 \times 10^6}{0.905 \times 180 \times 678} \quad ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{150,66Mpa}$$

$\sigma_s = 150,66 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ..... ……..√

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15 mpa$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{150,66}{37,63}$ Donc ; $\sigma_{bc} =$ **4,00 MPa**

$\sigma_{bc} = 4,00 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ..... ……..√

❖ **Paillasse 2 :**

- **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.71}{100 \times 18} \times 100 = 0,260$$

$\rho_1 = 0.260 \Rightarrow k_1 = 46,73$ et $\beta_1 = 0.919$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9,86 \times 10^6}{0.919 \times 180 \times 471} \quad ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{126,55\ MPa}$$

$\sigma_s = 126,55 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ..... ……..√

- **Contrainte dans le béton** :

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{126,55}{46,73}$; Donc : $\sigma_{bc} =$ **2,71MPa**

$\sigma_{bc} = 2,71 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ..... ……..√

D. Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{452} = 0.045.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

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

❖ **Paillasse 1**

On doit vérifier que

$$f = \frac{M_t.l^2}{10.E_V.I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4520}{500} = 9{,}04\,mm$

Avec

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé =10819Mpa (voir chapitre1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_V :Coefficients.

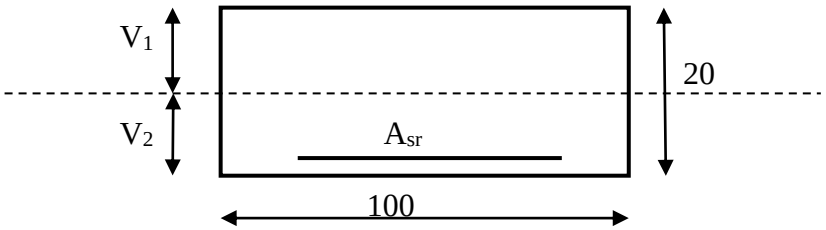


Figure III.4.18 : Vérification des flèches dans la paillasse

❖ **Aire de la section homogénéisée:**

$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$

$B_0 = 100x20 + 15 \times 6.78$

$B_0 = 2101.7\ cm^2$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$S/_{xx} = \frac{b\ h^2}{2} + 15A.d$

$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 18 = 21830{,}6\ cm^3$

$S/_{xx}$ =**21830,6cm^3**

❖ **Position du centre de gravité :**

$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{21830,6}{2101,7} = 10,39cm$; Donc : **V_1=10,39 cm**

$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,39 = 9,61cm$; Donc : **V_2=9,61 cm**

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3)\frac{b}{3} + 15A_{st}(V_2 - c)^2 = (10,39^3 + 9,61^3)\frac{100}{3} + 15x6.78(9,61 - 2)^2$$

I_0 = **72860,52 cm⁴**

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0,0038$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0038 \times ((2+3))} = 5,53$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

λ_v =**2.212**

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75x2.1}{4x0.0038x15\,0.66 + 2.1} = 0,16$$

μ = **0.16**

❖ **Calcul de l'inertie fictive** *If*

$$If_v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 72860,52}{1 + 2.212x0,16} = 59195.94cm^4$$

If_v =**59195.94 cm⁴**

❖ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{16,64 \times (4520)^2 x10}{10819 \times 59195.94} = 5,31mm$$

$f = 5,31mm \prec \bar{f} = 9,04mm$ ……..**Flèche admissible.√**

f =**5.31 mm**

❖ **Paillasse 2**

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t.l^2}{10.E_V.I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{2700}{500} = 5,4\,mm$

❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$

$B_0 = 100x20 + 15 \times 4.71$

B_0 = 2070, 65 cm²

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/_{xx} = \frac{b\ h^2}{2} + 15A.d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.71 \times 18 = 21271{,}7\ cm^3$$

$S/_{xx}$ =**21271,7cm³**

❖ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{21271{,}7}{2070{,}65} = 10{,}27cm \quad ; \quad \text{Donc : } \mathbf{V_1 = 10{,}27\ cm}$$

$V_2 = h - V_1 = 20 - 10{,}27 = 9{,}73\,cm$; Donc : **V_2=9,73 cm**

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G** *:*

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3\right)\frac{b}{3} + 15A_{st}\left(V_2 - c\right)^2 = \left(10{,}27^3 + 9{,}73^3\right)\frac{100}{3} + 15x4.71\left(9{,}73 - 2\right)^2$$

I_0 = **71034 cm⁴**

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{4{,}71}{100 \times 18} = 0{,}0026$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}0026 \times ((2+3))} = 8{,}08$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

λ_v =**3.232**

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75\ x2.1}{4\ x0.0026x12\ 6.55\ + 2.1} = 0{,}075$$

μ **= 0.075**

❖ **Calcul de l'inertie fictive** *If*

$$If_v = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1{,}1 \times 71034}{1 + 3.232x0{,}075} = 62892.31cm^4$$

If_v =**62892.31 cm⁴**

❖ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{9{,}89 \times (2700)^2 x10}{10819 \times 62892.31} = 1{,}06mm$$

f **=1.06 mm**

$f = 1.06mm \prec \bar{f} = 5{,}4mm$ ……..**Flèche admissible.√**

5. Calcul des escaliers (Etage courant)

1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

2. Terminologie et Définitions :

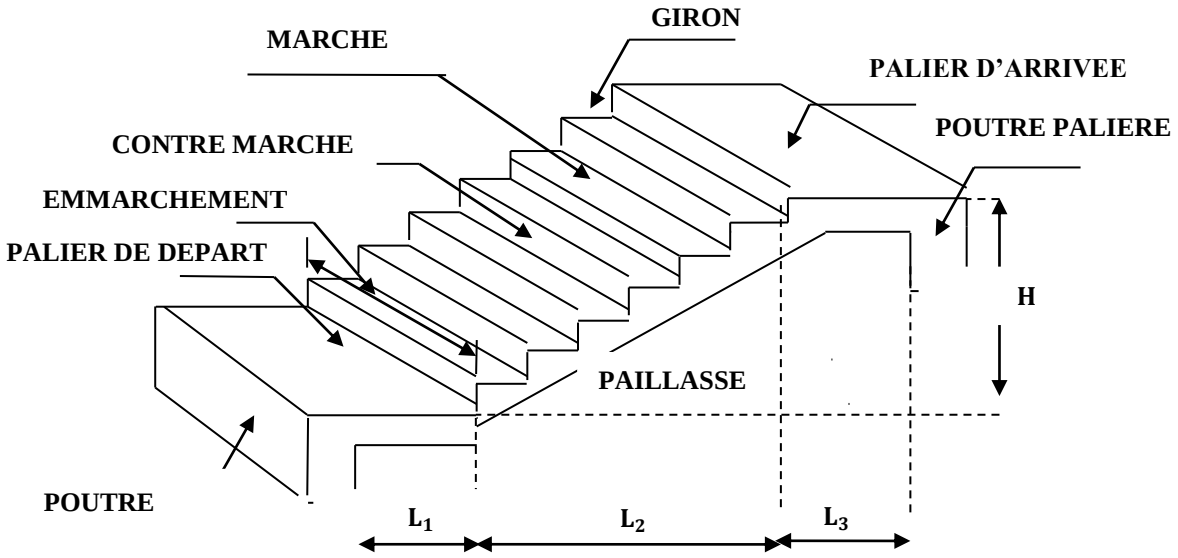


Figure III .5.1 : schéma des escaliers

- **g** : giron (largeur des marches)
- **h** : Hauteur des marches
- **E** *:* Emmarchement
- **H** : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
La contre marche : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 14 à 18cm.
Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
Un palier : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
L'emmarchement (E) : représente la largeur de la marche.
La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65m de collet, si E ≥ 1 m.**La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de trois volées et deux paliers intermédiaires.

Nous calculerons l'escalier à trois volées pour leur adopter un ferraillage approprié.

3. Type 1 : Escalier à trois volées (RDC et étage courant).

Pour l'étage courant :

Notre escalier est constitué de trois volées, donc le calcul se fera pour la volée la plus défavorable.

A. Dimensionnement :

❖ **Calcul du nombre de contre marches et de marches** :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

59cm ≤ g + 2h ≤ 66cm

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14\ cm \leq \boldsymbol{h} \leq 17\ cm$

Avec

h : Hauteur de la contre marche.

G : giron.

On Adopte : $h = 17cm$

Remarque : on opte le même nombre de marches et de contremarches pour les trois volées

- Le nombre de contre marches *n*

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \qquad \Rightarrow n-1 = 6-1 = 5$$

n : nombre des contre marches.

n-1 : nombre des marches.

H : hauteur de la volée = $\frac{3.06}{3}$ = 1.02m

❖ **calcul du giron g :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{135}{5} = 27cm$$

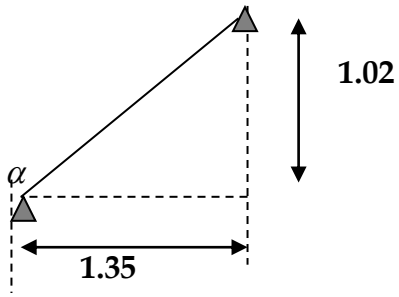


fig III.5.2 schema statique

❖ **Vérification de la loi de BLANDEL**

Il faut vérifier que :

$59 \leq g + 2h \leq 66$

$27 + 2.(17) = 61cm$ **La condition est vérifiée**

Alors

$h = 17cm$

$g = 27cm$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **h=17cm** et un giron **g= 27 cm.**

- Les 15 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 et 3 :** n= 6 contre marches ; **Donc** m=n-1 = 5marches.
- **Volée 2 :** n= 6 contre marches ; **Donc** m=n-1 = 5marches.

Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants

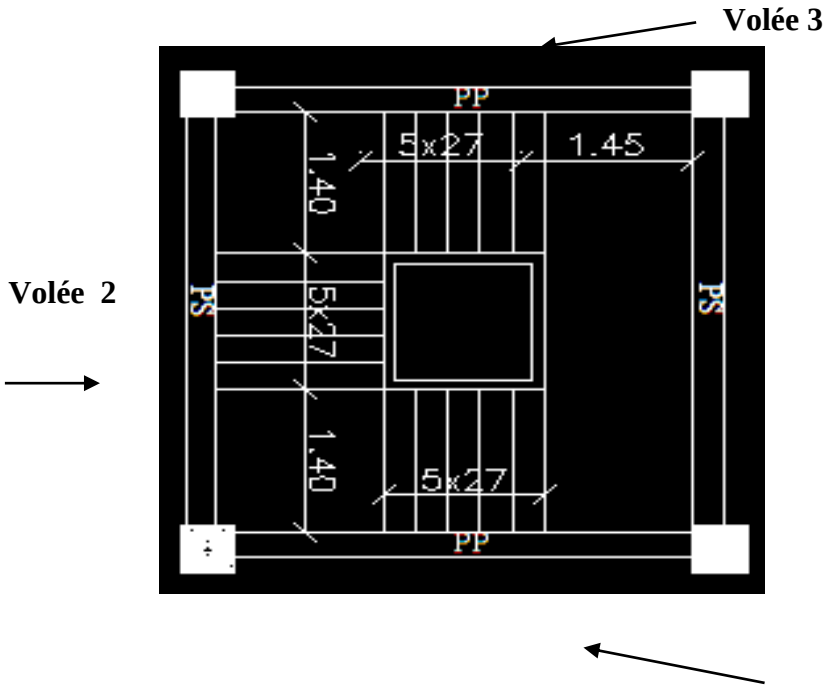


fig III.5.3 vue en plan de l'escalier.

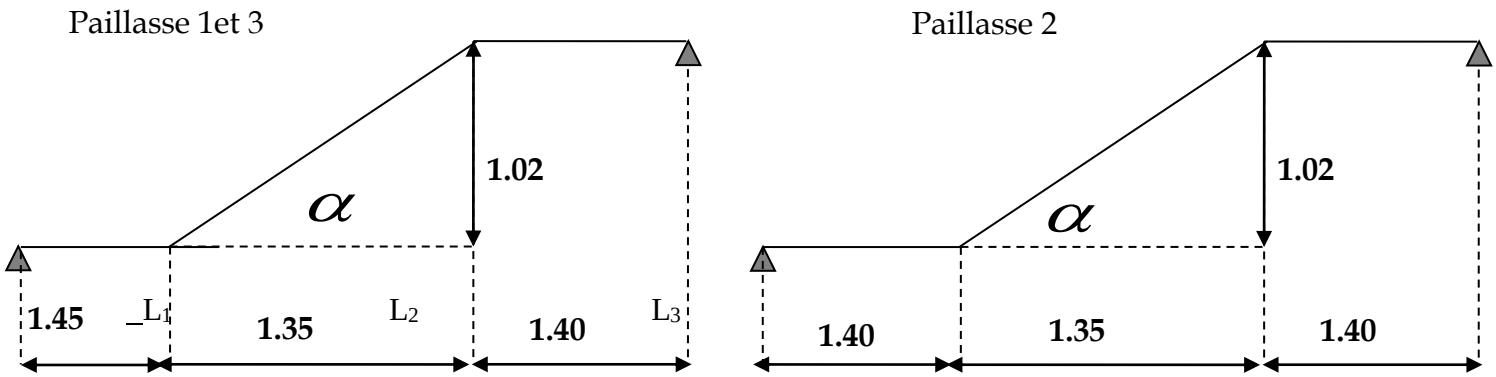


Figure III.5.4 : coupe transversale sur les escaliers

❖ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse**

Prenant compte des recommandations du **BAEL91..... [2]**

La paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\mathbf{L / 30 \leq e_p \leq L / 20}$$

Avec

L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$\mathbf{L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3}$$

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{1.02}{1.35} = 0,75 \Rightarrow \alpha = 37,07^0$$

Donc

$$L = 1{,}45 + \frac{1{,}35}{\cos 37{,}07} + 1{,}40 = \mathbf{4{,}53\ m.}$$

$$453/30 \le e_p \le 453/20 \rightarrow 15{,}1 \le e_p \le 22{,}65$$

$\mathbf{L_1}$: La longueur de palier de départ

$\mathbf{L_2}$: La longueur de la paillasse projetée

$\mathbf{L_3}$: La longueur de palier d'arrivé

- **Conclusion**

On opte pour une paillasse d'épaisseur $\mathbf{e_p=20cm.}$

Remarque

Etant donné que, on a les même distances et le même nombre de marches pour les trois volée on calcul une seul fois la paillasse et on adopte le même ferraillage**.**

B. Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

- **La volée :**

Eléments	Poids propre [KN/m.l]
Poids propre de la paillasse ($\rho = 25KN/m^3$)	$\frac{25 \times 0.20}{\cos \alpha} = 5.88$
Poids propre des marches (e=17 cm) ($\rho = 25KN/m^3$)	$\frac{25 \times 0{,}20}{2} = 2{,}5$
Carrelage (1cm; $\rho = 20KN/m^3$) Mortier de pose ($\rho = 22KN/m^3$; e=0,02)	$20 \times 0{,}01 = 0{,}20$ $22 \times 0{,}02 = 0{,}44$
lit de sable ($\rho = 18KN/m^3$; e=0,02)	$18 \times 0{,}02 = 0{,}36$
Enduit de ciment (2cm; $\rho = 10KN/m^3$)	$10 \times 0{,}02 = 0{,}2$
Poids propre du garde corps	0,20
	G = 9.78

TAB III.5.1 chargement de la volée.

- ***Le palier***

Eléments	Poids propre [KN/m.l]
Palier	25x0.20x1=5
Carrelage (1cm)	20x0.01=0.2
Mortier de pose	22x0.02=0.44
Lit de sable	18x0.02=0.36
Enduit de ciment (1.5)	10x0.02=0.2
	Gp=6.2

TAB III.5.2. Chargement du palier.

- La surcharge d'exploitation est donné par le DTR.(B.C.22)et elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 2,5 kn / m**.

i. Calcul des efforts internes :

✓ **Combinaison de charges à l'ELU :**

- **Volée** : $q_u^v = 1.35x9.78 + 1.5x2.5 =$**16.95KN/m.**
- **Palier :** $q_u^p = 1.35x6.2 + 1.5x2.5 =$**12.12 KN/m.**

➢ Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

C. Etude des paillasses

➢ **Pour les volées 1 et 3**

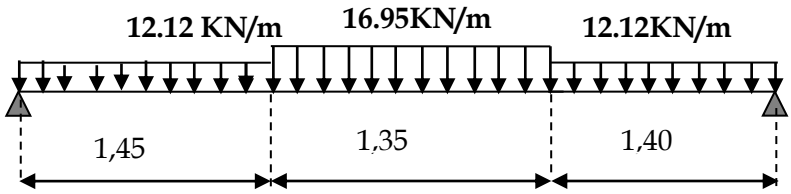


Figure III.5.5: Diagramme de chargement de la paillasse

✓ **Calcul des réactions d'appuis** :

$R_A + R_B = 12.12x1.45+16.95x1.35+12.12x1.40 = 57.42$ KN

$R_A + R_B = 57.42$ KN.

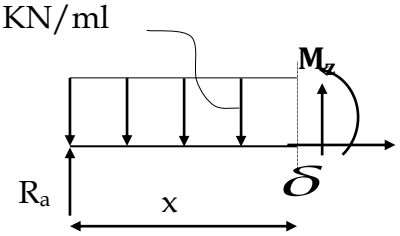
$\sum M/_A = 0 \rightarrow \frac{12.12x1,45^2}{2} + 16.95x1.35x02.125+12.12x1.40x3.5=4,2\ R_B$

Donc: $R_A = 28.67$ KN

$R_B = 28.75$ KN.

✓ **Calcul des efforts internes**

- **1er tronçon :** $0 \le x \le 1,45$m



- $\sum M/_\delta = 0$

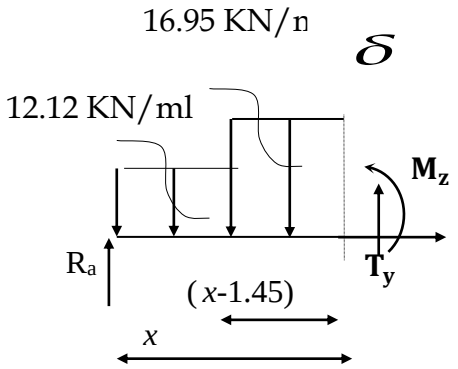
- $M_z + 12.12\frac{x^2}{2} - 28.67\,x = 0$

$$M_z = -\frac{12.12 * x^2}{2} + 28.67x$$

- Pour x=0→$\boldsymbol{M_z = 0}$
- Pour x=1,45→$\boldsymbol{M_z = 28.83\ KN.m}$

$\sum F/_{YY} = 0 \rightarrow T_y + 12.12x - 28.67 = 0$

- $T_y = -12.12x + 28.67$
- Pour x=0→$\boldsymbol{T_y = +28.67\ KN}$.
- Pour x=1,45→$\boldsymbol{T_y = 11.10\ KN}$
- **2eme tronçon** **1.45 ≤ x ≤ 2.8 m**



$\sum M/_{\delta} = 0$

$$M_z + (12.12*1.45)\left(x - \frac{1.45}{2}\right) + 16.95(x - 1.45)\left(\frac{x-1.45}{2}\right) - 28.67x$$

- $M_z = 28.67x - 17.574(x - 0.725) - 8.475(x - 1.45)^2$
- Pour x=1.45→$\boldsymbol{M_z = 28.83\ KN.m}$
- Pour x=2.80→$\boldsymbol{M_z = 28.36\ KN.m}$

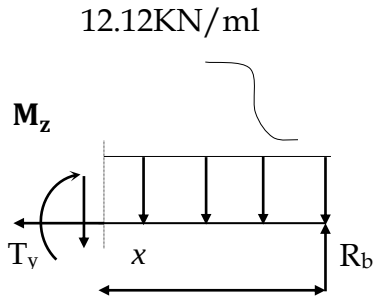
$\sum F/_{YY} = 0 \rightarrow T_y + (12.12x1.45) + 16.95(x-1.45) - 28.67 = 0$

- $T_y = -16.95x + 35.67$

Pour x= 1.45 → $\boldsymbol{T_y = 11.10KN}$

Pour x= 2.8 → $\boldsymbol{T_y = -11.79KN}$

- **3eme tronçon :** **0 ≤ x ≤ 1.40m**



$\sum M/_{\delta} = 0$

$$M_z + 12.12\frac{x^2}{2} - 28.75\,x = 0$$

$$M_z = -\frac{12.12 * x^2}{2} + 28.75x \rightarrow M_z = -6.06x^2 + 28.75x$$

- Pour x=0→$\boldsymbol{M_z = 0}$
- Pour x=1.40→$\boldsymbol{M_z = 28.36\ KN.m}$

Figure III.5.6: **Les diagrammes des efforts internes à l'ELU**

$\sum F/_{YY} = 0 \rightarrow T_y - 12.12x + 28.75 = 0$

$T_y = 12.12x - 28.75$

Pour x=0 →$\mathbf{T_y = -28.75KN}$

Pour x=1.40→$\mathbf{T_y = -11.79\ KN}$

- Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0 \rightarrow T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$
- M_z Atteint la valeur max à $\frac{dM}{dX} = 0 \rightarrow x = \frac{28.83}{12.12} = 2.37$ m
- Dans la 2éme travée à x=2.37, on obtient $\boldsymbol{M_z^{max}}$**=31.87 KN.m**

Remarque : Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on Multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivant

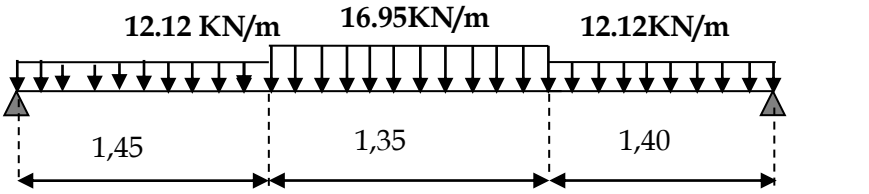
- **Aux appuis :**

$M_{a1} = -0,3.\ M_z^{max} = -0,3x31.87 = -9.56$ Kn.m

- **En travée :**

$M_{t1} = 0,85.\ M_z^{max} = 0,85x31.87 = 27.08$ Kn.m

✓ **Diagramme des Efforts internes sur les paillasses**



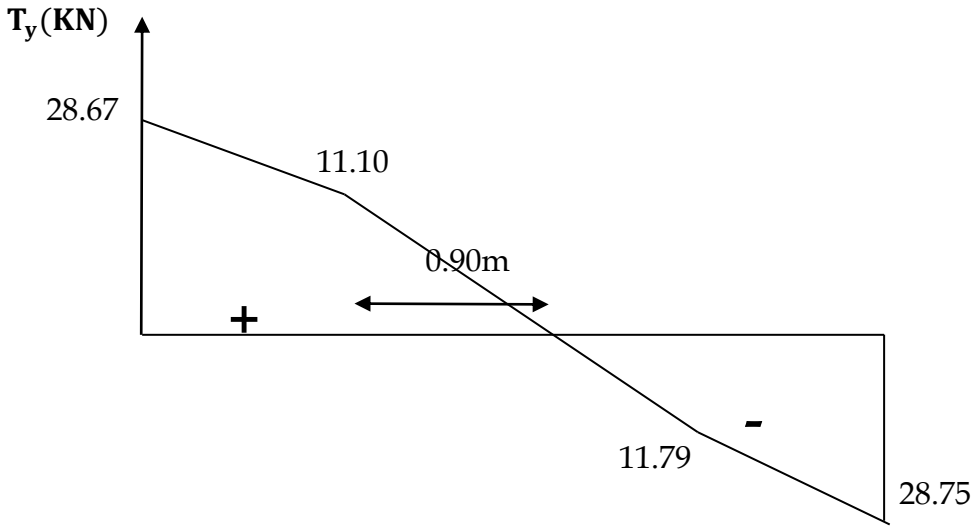


Figure III.5.7 Diagramme efforts tranchants

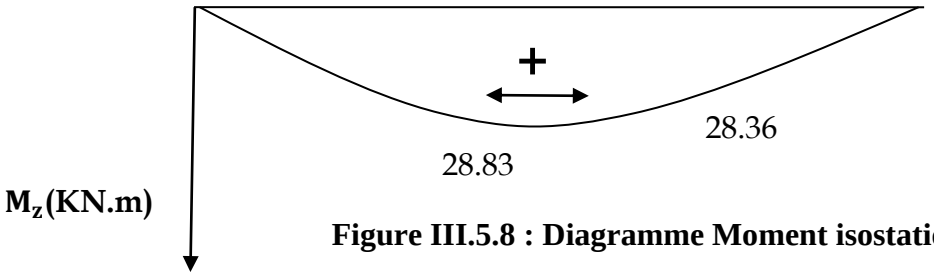


Figure III.5.8 : Diagramme Moment isostatique

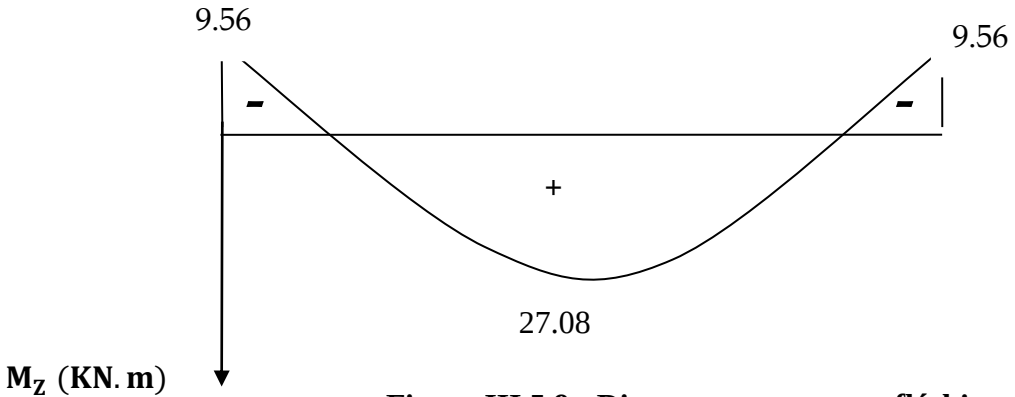


Figure III.5.9 : Diagramme moment fléchissant

D. Ferraillage des paillasses :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e_p=20cm). En utilisant les moments et les efforts trouvés précédemment.

1. En travée :

A. Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{27.08\times10^{6}}{14{,}2\times1000\times(180)^2} = 0{,}058 \leq \mu_u = 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0{,}058 \Rightarrow \beta = 0{,}970$$

$$Ast = \frac{M_t}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{27.08\times10^{6}}{348\times180\times0{,}970} = 4{,}45\text{cm}^2$$

On opte pour **6HA12=6.78 cm²/ml** ; **Soit 1HA12 tous les 15cm.**

B. Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{Ast_{1et3}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1{,}70\text{cm}^2$$

On opte pour **4HA10=3.14 cm²/ml Soit 1HA10 tous les 25cm.**

2. Aux appuis :

A. Armature longitudinales :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{9.56\times10^{6}}{14{,}2\times1000\times(180)^2} = 0{,}020 \leq \mu_u = 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0{,}020 \Rightarrow \beta = 0{,}990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{9.56\times10^{6}}{348\times180\times0{,}990} = 1.54\text{cm}^2$$

On opte pour **4HA10=3.14 cm²/ml** ; **Soit 1HA10 tous les 25cm.**

B. armature de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{Ast}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2$$

Soit **4HA8=2.01 cm²/ml Soit 1HA8 tous les 25cm.**

E. Vérification a l'ELU :

1. Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales ⟶ S_t < min {3h ; 33cm}

En travée St=15 cm < 33 *cm* ... ... √ vérifié.

Aux appuis St=25 cm < 33 *cm* ... ... √ vérifié.

Armatures de répartition ⟶ S_t < min {4h ; 45cm}

En travée St=25 cm< 45 *cm* ... ... √ verifiè.

Aux appuis St=25 cm< 45 *cm* ... ... √ verifiè.

2. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x100x15x2,1}{400} = 1.81cm^2$$

- En travée A_{st} = 6.78 cm² ≥ A_{min} = 1.81 cm² ……Condition vérifiée.
- Aux appuis A_a = 3.14 cm² ≥ A_{min} = 1.81 cm²……. Condition vérifiée.

3. Contrainte tangentielle: (Art A.5.1, 1/ BAEL91) :

On doit vérifier que : $$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

Calcul de $\overline{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables **:**

$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2x25}{1.5} ; 5 \text{ MPA}\right) \rightarrow \overline{\tau}_u$ **= 3.33Mpa.**

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Calcul de τ_u^{max} :

V_{max}=28.75 KN.

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{28.75\times10^3}{1000\times180}$; Donc : τ_u = **0.159 MPa.**

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ …**Les armatures transversales ne sont pas nécessaires √(verifiée).**

4. Entrainement des barres (condition d'adhérence) : (Art. A.6.13 / BAEL91) :

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$$

Calcul de $\overline{\tau}_{se}$:

$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}$; **Avec** : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$\overline{\tau}_{se}$ = 1.5x2.1 = **3.15 MPa.**

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i$ = 3.14x6x12 = 226.08 mm

$\tau_{se} = \frac{28.75 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08}$; Donc : τ_{se} **=0.78MPa.**

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ …. …. **Pas de risque d'entrainement des barres. (Vérifié).**

5. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su}

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa.

$L_s = \frac{1,2x400}{4x2,835}$ = 42.33cm ; On prend **L_s =45 cm.**

- Vu que **l_s** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers HA.

Donc : **Lc = 18cm**

6. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis sur le béton : (Art A.5.1, 313 /BAEL91) :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9.d} = \frac{2 \times 28.75 \times 10^3}{1000 \times 0{,}9 \times 180} = \mathbf{0.35\ MPa.}$$

$$\frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8x25}{1.5} = \mathbf{13.33\ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8\,fc_{28}}{\gamma_b} \quad \text{..... (vérifié).}$$

7. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis sur les armatures longitudinales inferieures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$A_a \geq [\frac{1.15}{fe}(V_u^{max} + \frac{Ma}{0.9d})]$ avec Ma = -9.56KN.m

$A_a \geq [\frac{1{,}15 \times 10}{400}(28.75 - \frac{9.56 \times 10^2}{0{,}9 \times 18})] = -0.87\ cm^2 < 3.14cm^2$ ⟹ **Condition vérifiée**.

Avec : A_a **= 3.14 cm²**

F. Calcul à l'ELS

A) Combinaison de charges à l'ELS

Volée : $q_u^v = 9.78 + 2.5 = \mathbf{12.28\ KN/m.}$

Palier : $q_u^p = 6.20 + 2.5 = \mathbf{8.7}$ **KN/m.**

B) Calcul des réactions d'appuis

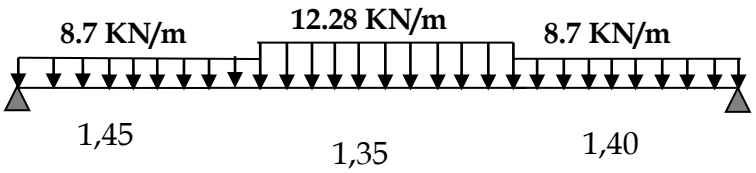


Figure III.5.10 Diagramme du chargement à l'ELS

$R_A + R_B = (8.7x1.45+12.28x1.35+8.7x1.40) = 41.37$ kn

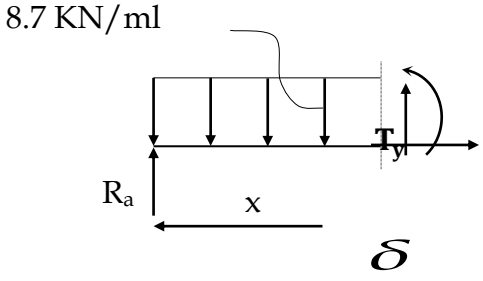
$R_A + R_B = 41.37$ KN.

$\sum M/_A = 0 \rightarrow \frac{8.7x1{,}45^2}{2} + 12.28x1.35x02.125 + 8.7x1.40x3.5 = 4{,}2\ R_B$

Donc: $R_A = 20.65$ KN

$R_B = 20.72$ KN.

- **1er tronçon :** $\mathbf{0 \leq x \leq 1{,}45m}$
  - $\sum M/_\delta = 0$
  - $M_z + 8.7\frac{x^2}{2} - 20.65\,x = 0$

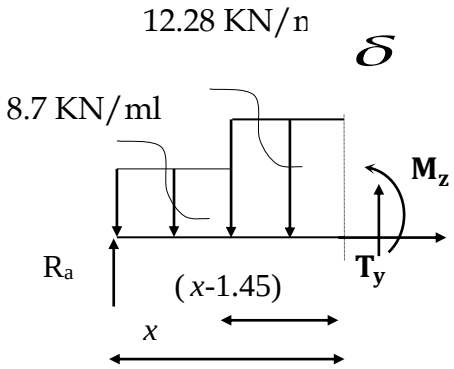


- $M_z = -\frac{8.7 * x^2}{2} + 20.65x$

- Pour x=0→$\boldsymbol{M_z = 0}$
- Pour x=1,45→$\boldsymbol{M_z = 20.8\ KN.m}$

$\sum F/_{YY} = 0 \rightarrow T_y + 8.7x - 20.65 = 0$

- $T_y = -8.7x + 20.65$
- Pour x=0→$\boldsymbol{T_y = 20.65\ KN}$.
- Pour x=1,45→$\boldsymbol{T_y = 8.04\ KN}$



- **2eme tronçon** **1.45 ≤ x ≤ 2.8 m**

$\sum M/_{\delta} = 0$

$M_z + (8.7*1.45)\left(x - \frac{1.45}{2}\right) + 12.28(x - 1.45)\left(\frac{x-1.45}{2}\right) - 20.65\,x$

$M_z = 20.65x - 12.62(x - 0.725) - 6.14(x - 1.45)^2$

- Pour x=1.45→$\boldsymbol{M_z = 20.8\ KN.m}$
- Pour x=2.80→$\boldsymbol{M_z = 20.40\ KN.m}$

$\sum F/_{YY} = 0 \rightarrow T_y + (8.7x1.45) + 12.28(x\text{-}1.45) - 20.65 = 0$

- $T_y = -12.28x + 25.84$

Pour $x = 1.45 \rightarrow \boldsymbol{T_y = 8.04\ KN}$

Pour $x = 2.8 \rightarrow \boldsymbol{T_y = -8.54\ KN}$

- **3eme tronçon :** **0 ≤ x ≤ 1.40m**

$\sum M/_{\delta} = 0$

$M_z + 8.7\frac{x^2}{2} - 20.72\,\boldsymbol{x} = 0$

$M_z = -\frac{8.7 * x^2}{2} + 20.72x \rightarrow M_z = -4.35x^2 + 20.72x$

- Pour x=0→$\boldsymbol{M_z = 0}$
- Pour x=1.40→$\boldsymbol{M_z = 20.40\ KN.m}$

$\sum F/_{YY} = 0 \rightarrow T_y - 8.7x + 20.72 = 0$

$T_y = 8.7x - 20.72$

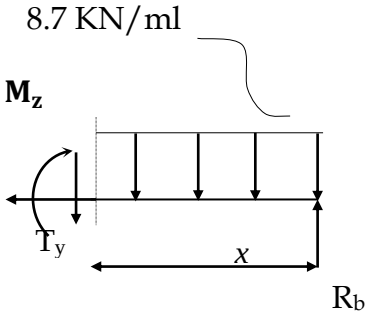


Figure III.5.11: Les diagrammes des efforts internes à l'ELS

Pour x=0 →$\boldsymbol{T_y = -20.72\ KN}$

Pour x=1.40→$\boldsymbol{T_y = -8.54\ KN}$

- Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0 \rightarrow T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$
- M_z Atteint la valeur max à $\frac{dM}{dX} = 0 \rightarrow x = \frac{20.72}{8.7} = 2.37$ m
- Dans la 2éme travée à x=2.35, on obtient $\boldsymbol{M_z^{max}}$**=22.98 KN.m**

- **Aux appuis :**

$M_{a1} = -0,3.\ M_z^{max} = -0,3x22.98 = -6.90$ Kn.m

- **En travée :**

$M_{t1} = 0,85.\ M_z^{max} = 0,85x22.98 = 19.53$ Kn.m

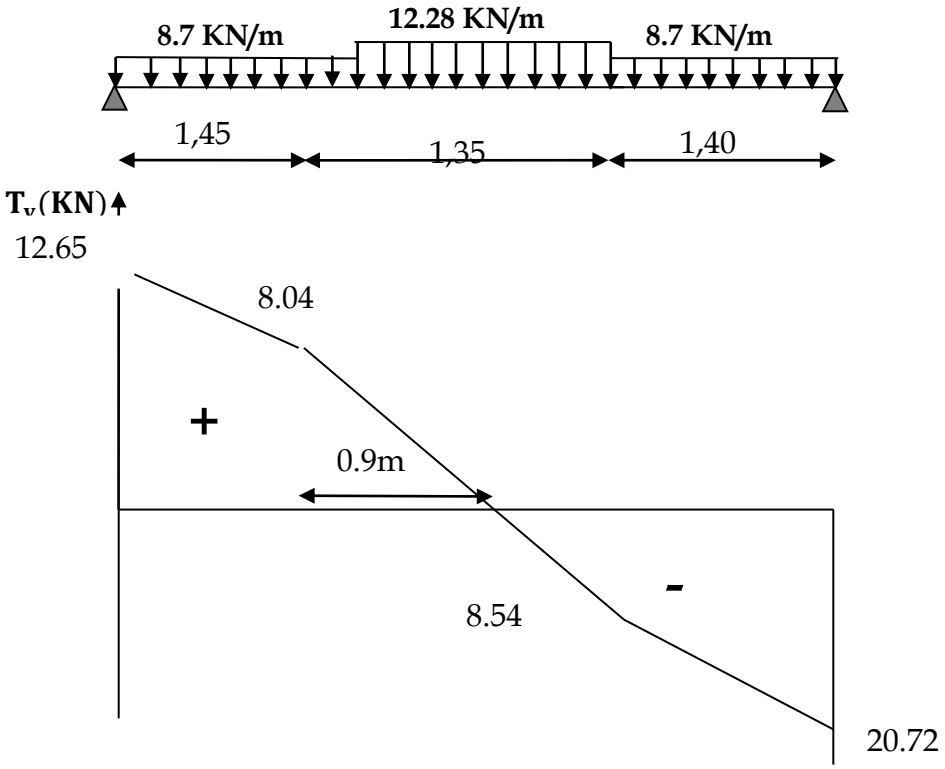


Figure III.5.12: Diagramme efforts tranchants

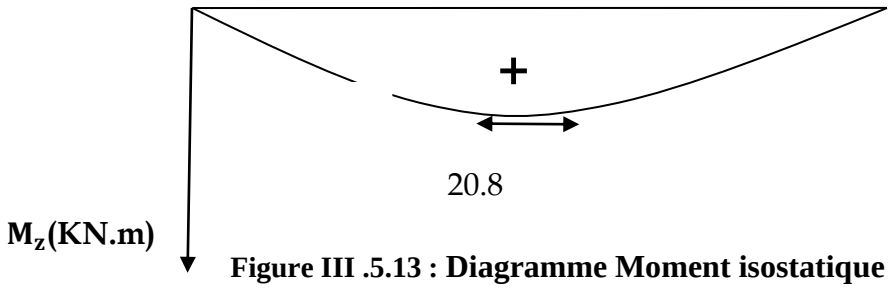
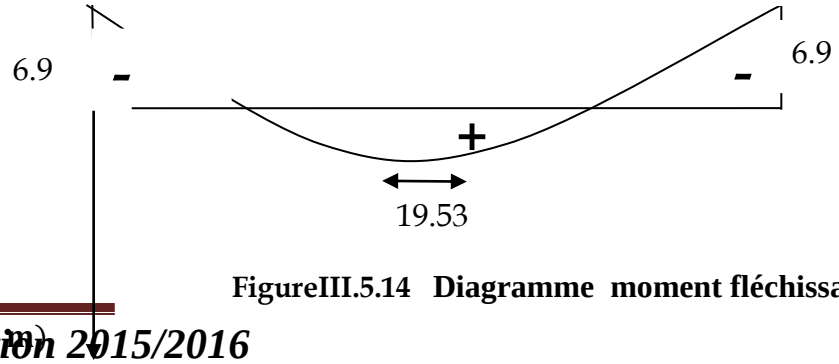


Figure III .5.13 : Diagramme Moment isostatique



FigureIII.5.14 Diagramme moment fléchissant

G. Vérifications à l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifié vis-à-vis des ouvertures des fissures.

2. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

- **en travée :**

a. Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{100 \times 18} \times 100 = 0.377$$

$$\rho_1 = 0.377 \Rightarrow k_1 = 37.63 \text{et} \quad \beta_1 = 0.905$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{19.53 \times 10^6}{0.905 \times 180 \times 678} \quad ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\mathbf{176.82MPa}}$$

$$\overline{\sigma} = \frac{fe}{\gamma} = \frac{400}{\gamma 1.15} = 348$$

$\sigma_s = 176.82 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ……**Condition vérifiée**

b. Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15 mpa$$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{176.82}{37.63}$ Donc ; $\sigma_{bc} = \underline{\mathbf{4.7MPa}}$

$\sigma_{bc} = 4.7 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ …… **Condition vérifiée**

- **sur appuis:**

a. Contrainte dans l'acier $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 18} \times 100 = 0.174$$

$$\rho_1 = 0.174 \Rightarrow k_1 = 58.53 \text{et} \quad \beta_1 = 0.932$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.90 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 314} \quad ;$$

$\sigma_{st} = \mathbf{130.98MPa}$

$\sigma_s = 130.98 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ …… **Condition vérifiée**

b. Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15 mpa$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{130.98}{58.53}$ Donc ; $\sigma_{bc} =$ **2.23Mpa**

$\sigma_{bc} = 2.23 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ..... **Condition vérifiée**

3. Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625. \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$

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

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t.l^2}{10.E_V.I_{fv}} \leq \overline{f}$$

La flèche admissible est : $\overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8{,}4\ mm$

Avec

$\overline{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé =10819Mpa (voir chapitre1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG. μ, λ_V : Coefficients.

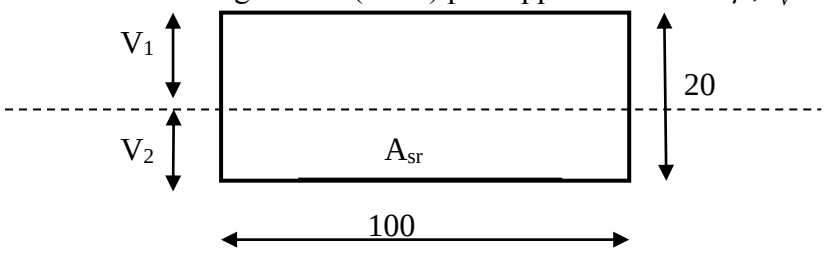


Figure III.5.15 : Coupe longitudinal dans la paillasse

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$

$B_0 = 100x20 + 15 \times 6.78$

B_0 = 2101.7 cm²

- ✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/_{xx} = \frac{b\,h^2}{2} + 15A.d$$

$$S/_{xx} = \frac{100\times 20^2}{2} + 15\times 6.78\times 18 = 21830.6\,cm^3$$

$S/_{xx}$ =**21830.6 cm³**

- ✓ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{21830.6}{2101.7} = 10.39cm \quad ; \text{Donc : } \mathbf{V_1=10.39\ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.39 = 9.61\,cm \quad ; \text{ Donc : } \mathbf{V_2=9.61\ cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3\right)\frac{b}{3} + 15A_{st}\left(V_2 - c\right)^2 = \left(10.39^3 + 9.61^3\right)\frac{100}{3} + 15x6.78\left(9.61 - 2\right)^2$$

I_0 = **72860.45 cm⁴**

- ✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.78}{100\times 18} = 0{,}0038$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05f_{t28}}{\rho(2+\frac{3b_0}{b})} = \frac{0{,}05\times 2{,}1}{0{,}0038\times((2+3))} = 5.53$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

λ_v =2.210

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75x2.1}{4x0.0038x17\,6.82 + 2.1} = 0.767$$

μ = **0.232**

- ✓ **Calcul de l'inertie fictive** If **:**

$$If_v = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_v\mu} = \frac{1{,}1\times 72860.45}{1+2.210x0.232} = 53077.15cm^4$$

If_v =**53077.15 cm⁴**

- ✓ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{19.53\times(4200)^2x10}{10819\times 53077.15} = 5.99\,mm$$

f **=5.99 mm.**

$f = 5.99mm \prec \bar{f} = 8{,}4mm$ ……..**Flèche admissible.√ (Vérifié).**

Conclusion : les armatures choisie a l ELU sont suffisantes, La flèche est importante car nous avons une longueur assez grande de la paillasse

- **Aux appuis :**

❖ Armatures principale **: 4HA10** espacement **= 25 cm**

❖ Armatures de répartition **: 4HA8** espacement **= 25 cm**

- **En travée :**

❖ Armatures principale **: 6HA12** espacement **= 15 cm**

❖ Armatures de répartition **: 4HA10** espacement **= 25 cm**

TAB III.5.3: **récapitulatif de ferraillage des escaliers à l'ELU.**

4. Volée 2 (intermédiaire): (H= 1,02 m)

On prend la hauteur des contre marches h = 17 cm

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$

Le nombre de marches m = n – 1 = 5 marches.

On prend le giron g = 27 cm

a. Vérification de la loi de Blondel :

59 cm ≤ g + 2 h≤ 66 cm

59 cm ≤ 27 + 2 x 17 = 61 cm ≤ 66 cm vérifiée.

b. Dimensionnement de la paillasse :

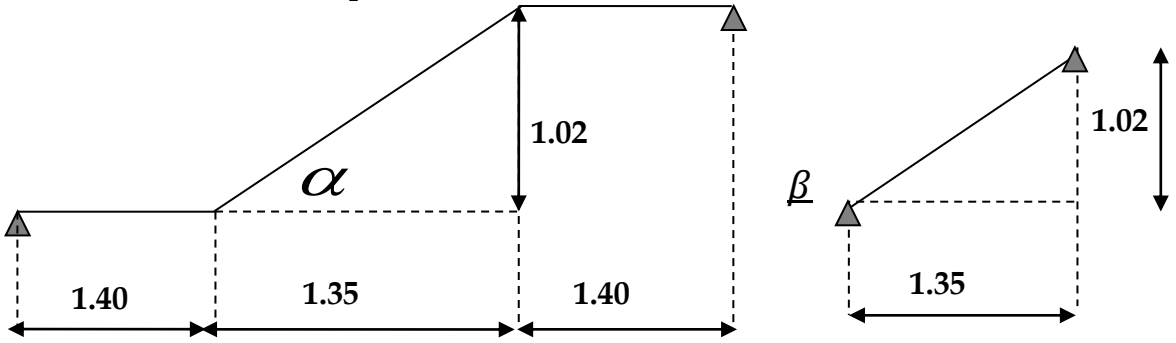


Figure III.5.16: **schéma statique de la paillasse 2 à l'ELU.**

$\frac{L'}{30} \le e_p \le \frac{L'}{20}$

Angle d'inclinaison :

$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{135} = 0{,}75 \Rightarrow \alpha = 37{,}07^0$

$$\cos\alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{135}{\cos 37{,}07^0} = 175cm$$

L= 1,40+ $\frac{1,35}{\cos 37,07}$ +1,40= **4,49 m (**volée 2**)** $\leq$ **L**= 1,45+ $\frac{1,35}{\cos 37,07}$ +1,40= **4,53 m** (volées 1 et 3).
La volée 2 est moins sollicitée que les volées 1 et 3 donc on prend le même dimensionnement et on généralise leur ferraillage pour cette volée.

c. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre, la réaction des escaliers et le poids de mur de dessus.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastrée dans les poteaux.sa portée max est de 4.15 m.

c.1. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :
- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

- **Hauteur de la poutre**

L=415 cm

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27{,}67cm \leq h \leq 41{,}50cm \quad ;$$

On opte pour : **h = 35cm**

- **Largeur :**

$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t$ ⟹ 14cm ≤ b ≤ 24.5cm

Selon le **RPA 99 Version 2003,** b ≥ 20 cm et $\frac{h_t}{b} \leq 4$

Nous optons pour : $\boldsymbol{b = 25\ cm}$

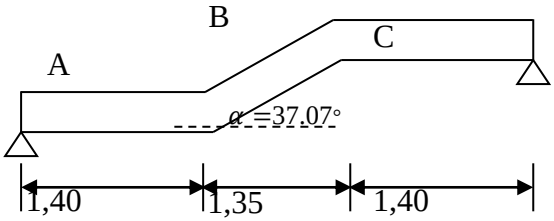
- **Vérification des conditions sur RPA :**

h =35 cm > 30 cm
b= 25 cm > 20 cm ⟹ Toutes les conditions sont Vérifiées.
h/b = 1.4 ≤ 4

Poutre palière ⇨ (25x35) cm²

d. Détermination des Charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2{,}40 KN/M^2$).



✓ **Poids propre de la poutre :**

- Parties A et C : 0,25x0, 35x25=2,187KN/Ml.
- Partie B : 0,25x0, 35x25x $\frac{1}{cos37.07}$ =2,74KN/Ml.

✓ **Chargement dû aux réactions du palier :**

- Parties A et C : 28.75 KN/Ml.
- Partie B : 0

✓ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

- Partie A: 2,94x1, 64 =4,82KN/Ml.
- Partie C : 2,94x0, 62 =1,82 KN/Ml.
- Parties B: On aura un chargement trapézoïdale

Point **1**: 4,82KN/Ml ; Point **2**: 1,82KN/Ml.

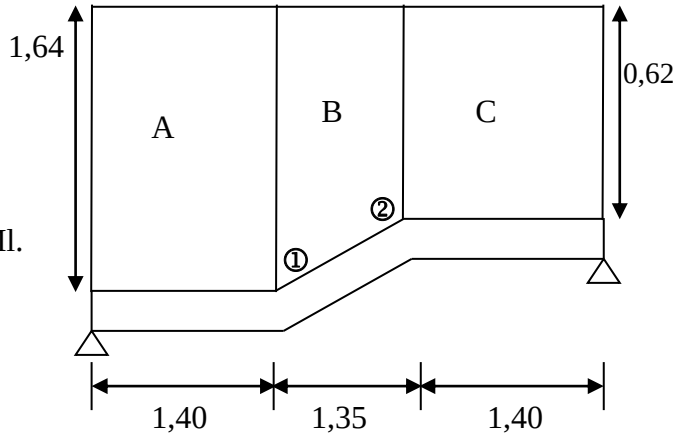


Figure.III 5.17: Répartition des Chagres

e. Calcul des efforts internes :

1. Combinaison de charges à l'ELU :

- **Partie A** :$q_u = 1{,}35(2{,}187 + 4{,}82) + 28{,}75 = 38{,}21$ KN/Ml.
- **Partie C** :$q_u = 1{,}35(2{,}187 + 1{,}82) + 28{,}75 = 34{,}16$KN/Ml
- **Partie B**: Point 1 : $q_u = 1{,}35(2{,}74 + 4{,}82) + 0 = 10{,}20$ KN/Ml.
  Point 2: $q_u = 1{,}35(2{,}74 + 1{,}82) + 0 = 6{,}15$ KN/Ml.

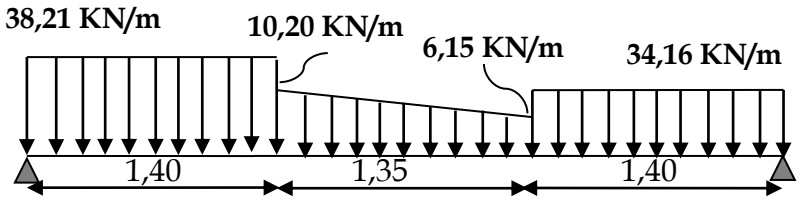


Figure 5.18 : Diagramme des charges est surcharge

f. Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 38{,}21x1{,}40+6{,}15x1{,}35+ \frac{10{,}20-6{,}15}{2} x1{,}35+34{,}16x1{,}40$

$R_A + R_B = 112{,}35$ KN.

$\sum M/_A = 0$

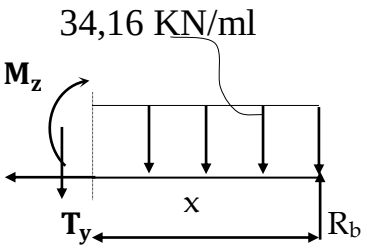
$38{,}21x1{,}40x0{,}7+6{,}15x1{,}35x2{,}075+(\frac{10{,}20-6{,}15}{2})x1{,}35x1{,}85+34{,}16x1{,}40x3{,}45= R_B \times 4{,}15$

R_A = 58.20 KN et R_B = 54,15 KN.

- **1er tronçon :** **$0 \le x \le 1{,}40m$**

$\sum M/_{\delta} = 0$

M_z=-17,08 x^2 +54,15 x



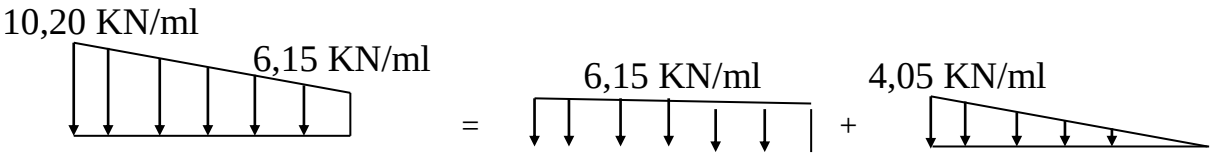
- **Pour x=0→$M_z = 0$**
- **Pour x=1,40→$M_z = 42,33\ KN.m$**

T_y= - $\frac{d(M_z)}{dx}$= 34,16x-54,15

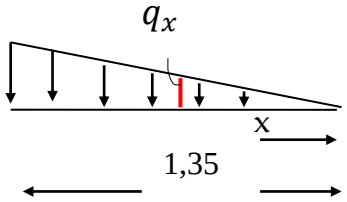
- **Pour x=0→$T_y = -54,15\ KN$.**
- **Pour x=1,40→$T_y = -6,33\ KN$**

- **2eme tronçon :** **$0 \le x \le 1{,}35$**

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci dessous



Détermination de la charge q en fonction de x



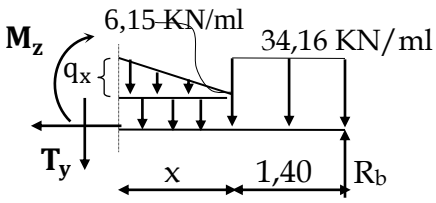
A partir des triangles semblables nous avons :

x/q_x= 1,35/4,05 ; $\mathbf{q_x}$ = x /0,33 = **3x**

$\sum M/_{\delta} = 0$

M_z=54,15(x+1,40) -34,16.1,40(x+ $\frac{1,40}{2}$) - 6,15 $\frac{x^2}{2}$ -$\frac{(3x)x}{2}\frac{x}{3}$

M_z=-0,5x^3-3,075x^2 +6,33x+42.33



- **Pour x=0→$M_z = 42,33KN.m$**
- **Pour x=1,35→$M_z = 44,05KN.m$**

T_y= -$\frac{d(M_z)}{dx}$= 1,5x^2+6,15x-6,33

Figure.III 5.19 : Diagrammes des efforts internes

- **Pour x=0→$T_y = -6,33KN$**
- **Pour x=1,35→$T_y = 4,70KN$**
- M_z Atteint la valeur max à $\frac{dM}{dX}$ = 0→ $\frac{d(M_z)}{dx}$= -1,5x^2-6,15x+6,33=0 → x = 0,85 m

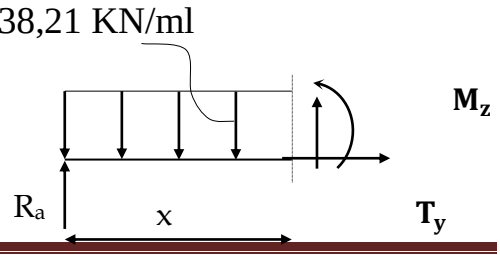
M_z Atteint la valeur max à x=0,85 m

En injectant x= 0,85 dansM_z, on obtient **M_z^{max}=45,18 KN.m**

- **3eme tronçon** **$0 \le x \le 1{,}40m$**

$\sum M/_{\delta} = 0$

M_z=-19,105x^2 +58,20x



- **Pour x=0→$M_z = 0$**

- **Pour x=1,40→$M_z = 44,03\ KN.m$**

  $T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -38,21x + 58,20$

- **Pour x=0→$T_y = 58,20KN$.**
- **Pour x=1,40→$T_y = 4,70\ KN$**

Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis

$M_a = -0,3.\ M_z^{max} = -0,3x45,18 = -13.55$ Kn.m

-En travée

$M_t = 0,85.\ M_z^{max} = 0,85x45,18 = 38.40$ Kn.m

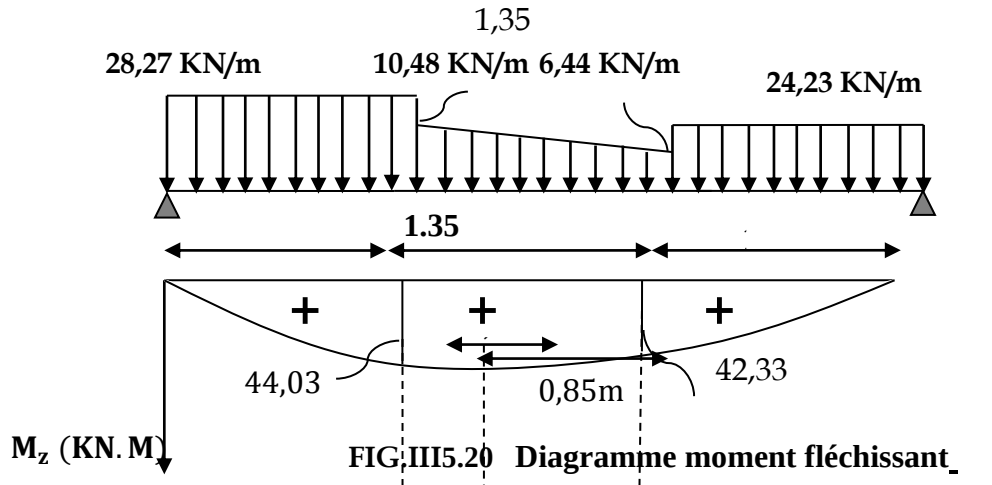


FIG.III5.20 Diagramme moment fléchissant

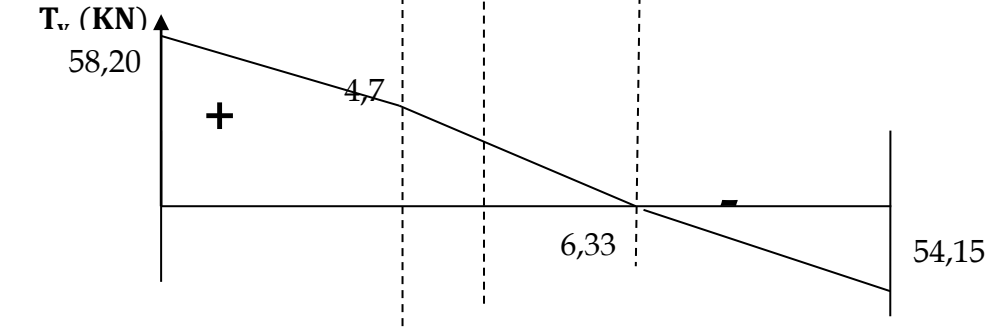


FIG.III 5.21 Diagramme efforts tranchants

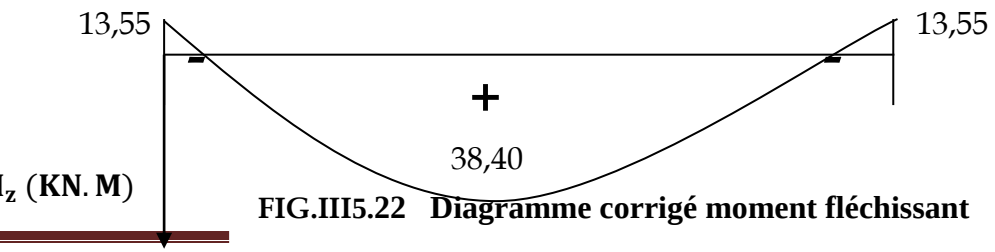


FIG.III5.22 Diagramme corrigé moment fléchissant

1. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

d = 32 cm ; H = 35 cm ; C = C′ = 3 cm ; b = 25 cm

Le ferraillage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- **Ma $_{max}$ = 13,55 KN.m**
- **Mt $_{max}$ = 38,40 Kn.m**

- **En travée**

Le moment max en travée est : **Mt $_{max}$ = 38,40 Kn.m**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38{,}40 \times 10^5}{25 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.106 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \ SSA$$

$$\mu = 0.106 \ \Rightarrow \ \beta = 0.944$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{38{,}40 \times 10^5}{0.944 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow \ A_{st} = 3{,}65 cm^2$$

Soit : **3 HA14 = 4,62 cm².**

- **Aux appuis**

Le moment max aux appuis est : **Ma $_{max}$ = 11,57 Kn.m**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13{,}55 x 10^5}{25 \times 32^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0{,}0\,37 \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13{,}55 \times 10^5}{0{,}982 \times 32 \times 348 x 100} \Rightarrow A_{st} = 1{,}24 cm^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm².**

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

A_s Total =3HA12+3HA14= **8.01 cm²** >0.005xbxh=**4.375 cm² …….Condition vérifiée**

2. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée**

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23 x 25 x 32 \ x 2{,}1}{400} = 0{,}97 cm^2$$

$A_{ad} = 4.62cm^2 > 0,97\ cm^2$ …… **Condition vérifiée**

- **Aux appuis**

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x25x32\ x2,1}{400} = 0,97cm^2$$

$A_{ad} = 3.39cm^2 > 1,12\ cm^2$ …… **Condition vérifiée**

b. Contrainte tangentielle: (Art. A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

✓ **Calcul de** $\overline{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{(0,2\frac{fc_{28}}{\gamma_B}\ ;\ 5MPa)\right\}$$ Donc : $\overline{\tau}_u$ **= 3.33MPa.**

✓ **Calcul de** τ_u :

V_{max}=58,20 KN.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{58,20\times10^3}{250\times320}$$; Donc : τ_u **= 0,73 MPa.**

$$\tau_u < \overline{\tau}_u$$ …… **CV**

c. Entrainement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)…. [2]

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9\times d\times \sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$$

✓ **Calcul de** $\overline{\tau}_{se}$:

$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$; **Avec** : Ψ_s=1.5 (pour les aciers H.A).

$\overline{\tau}_{se}$ = **3.15 MPa.**

✓ **Calcul de** $\overline{\tau}_{se}$:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = 3x3,14x12 = 113.1mm$

$$\tau_{se} = \frac{58,20\times10^3}{0,9\times320\times113,1}$$ Donc : τ_{se} **=1,78 MPa.**

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ …… ……..√. **(Vérifié).**

d. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

✓ **Calcul de τ_{su} :**

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ Mpa.

$L_s^1 = \frac{1,2x400}{4x2,835} = 42.32cm$; On prend L_s^1 **=45 cm.**

$L_s^2 = \frac{1,4x400}{4x2,835} = 49.38cm$; On prend L_s^2**=50cm.**

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est □□ **=0.4** □□ **=20cm**

Soit un crochet de **20 cm**

e. ***Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art 5.1.1.312 / BAEL91,)***

❖ **Appuis de rive :**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{58,20.10^3}{348.100} = 1,67\ cm^2$; $A_{st\ adopté} = 4.62\ cm^2$

$A_{st\ adopt} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$……Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

f. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b}$$

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 58,20 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 320} =$ **1,62Mpa.**

$\frac{0,8\,fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,8x25}{1.5} =$ **13.33Mpa.**

$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b}$ ……..√.**(Vérifié).**

3. Calcul des armatures transversales

a. Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left\{\left(\frac{350}{35}, 12, \frac{250}{10}\right)\right\} \Rightarrow \text{soit : } \underline{\varphi_t = 8\text{mm.}}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $\mathbf{A_t = 2.01\ cm^2}$

b. Espacement max des armatures transversales : Art A.5.1, 22 / BAEL91

$$S_{t\,max} \leq \min(0,9\ x\ d\ ; 40cm)$$

$S_t \leq$ min(28,8 ; 40cm)=**28,8cm**

c. Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003)

- **Zone nodale :**

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12x1,2\right\}\right)$ = min (8,75cm ; 14,4cm)=**8,75 cm**

On opte pour $\mathbf{St_{max}}$ **= 8 cm.**

- **Zone courante :**

$St \leq \frac{h}{2} = 17,5cm.$

Soit : $S_{t\,max} \leq$ min (28,8cm ; 17,5cm)=17,5cm

On opte pour $\mathbf{St_{max}}$**=15cm**

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

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

A_{min} =0.003x15x25 = 1,125 cm².

$A_{adopté} > A_{min\ du\ RPA}$ ……..…√.**(Vérifié).**

- **Pourcentage minimum des armatures transversales**: **(Art 5.1,22 / BAEL91)**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_{adopté} > \frac{0.4 b\ st}{f_e}}$$

$$A_{min} = \frac{0,4x25x15}{400} = 0,375cm^2$$

$A_{adopté} > A_{min\ du\ BAEL}$ ……..…… … … … …. √. (Vérifié).

d. Vérification à l'ELS :

✓ **Combinaison de charges à l'ELS**

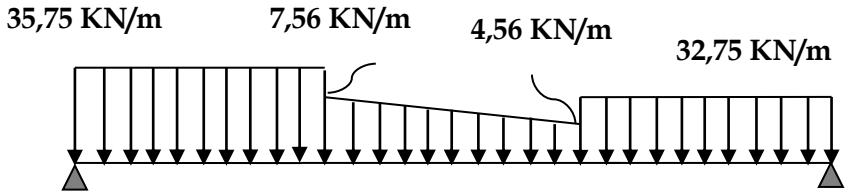
Partie A :$q_u = (2,187 + 4,82) + 28,75 =$ 35,75KN/Ml.

Partie C : :$q_u = (2,187 + 1,82) + 28,75$ =32,75 KN/Ml

Partie B: Point 1 : $q_u = (2,74 + 4,82) + 0$ =7,56 KN/Ml.

Point 2: $q_u = (2,74 + 1,82) + 0$ = 4,56 KN/Ml.

e. Diagramme des moments à l'ELS :



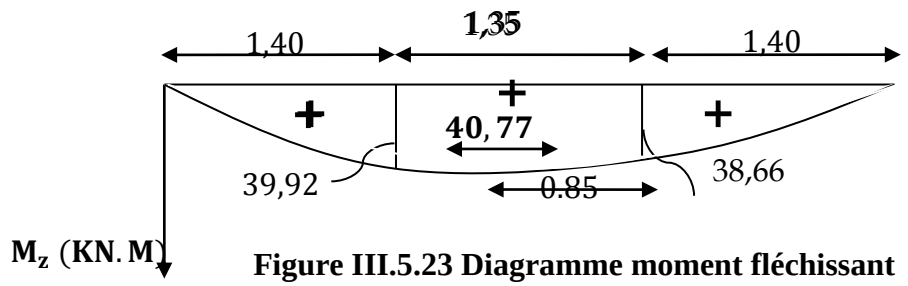
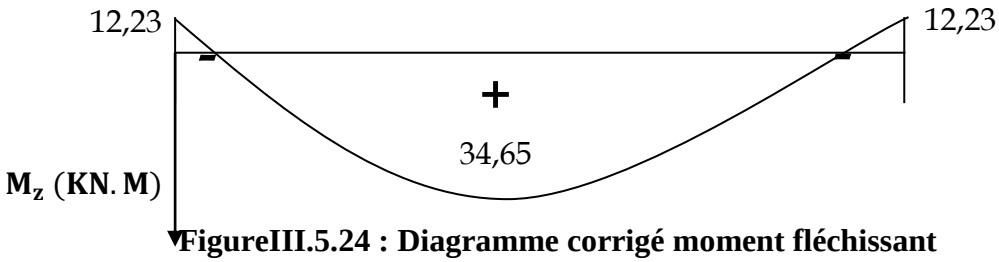


Figure III.5.23 Diagramme moment fléchissant



FigureIII.5.24 : Diagramme corrigé moment fléchissant

f. Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

g. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

✓ **En travée**

a. **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que : $\boxed{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{25 \times 32} \times 100 = 0{,}577$$

$\rho_1 = 0{,}577 \Rightarrow k_1 = 29{,}25$ et $\beta_1 = 0{,}887$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{34{,}65 \times 10^6}{0{,}887 \times 320 \times 462} \text{ ; Donc } \sigma_{st} = \mathbf{264{,}23\ MPa}$$

$\sigma_s = 264{,}23 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ……√.**(Vérifié).**

b. **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\boxed{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15MPA$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \text{ ; Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{264{,}23}{29{,}25} \text{ Donc } \sigma_{bc} = \mathbf{9{,}03\ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 9{,}03 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ……√.**(Vérifié).**

✓ **Aux appuis**

a. **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 32} \times 100 = 0{,}423$$

$\rho_1 = 0{,}423 \Rightarrow k_1 = 35{,}50$ et $\beta_1 = 0{,}901$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12{,}23 \times 10^6}{0{,}901 \times 320 \times 339} \text{ ; Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{\underline{125{,}12}\ Mpa}$$

$\sigma_s = 125{,}12 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ……√. **(Vérifié).**

b. **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \text{ ; Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{125{,}12}{35{,}50} \text{ ; Donc : } \sigma_{bc} = \mathbf{\underline{3{,}52}\ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3{,}52 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ……√. **(Vérifié).**

h. **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\boxed{\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{415} = 0.084$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L}} > \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ldots\ldots \boldsymbol{CV}$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{25x32} = 0.005$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{\mathbf{A_s}}{\mathbf{b.d}} < \frac{\mathbf{4.2}}{\mathbf{f_e}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{CV}$$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{8x34,65}{10x35,75\ x4,15^2} = 0.045$
- $\frac{h}{L} = \frac{35}{415} = 0.084$

$$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L}} > \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{10.M_0}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \ldots\ldots\ldots \boldsymbol{CV}$$

❖ **Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche :**

✓ **Conclusion** : le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

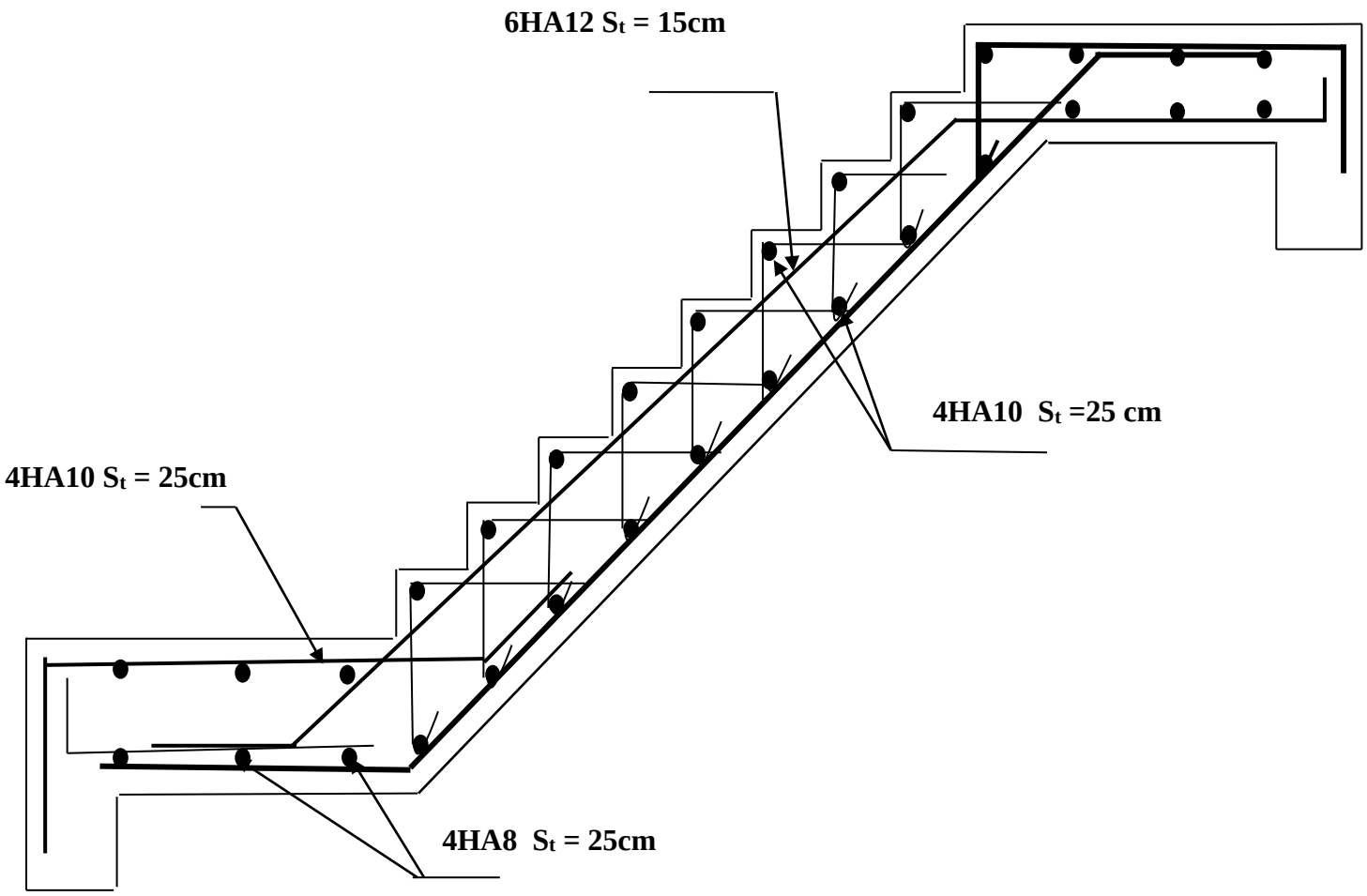
Armatures longitudinales

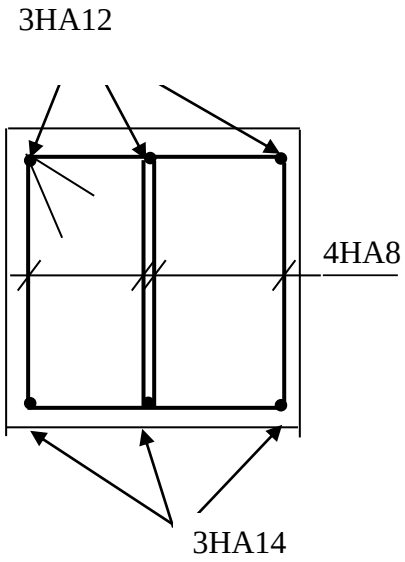
- **3HA14 filantes pour le lit inférieur.**
- **3HA 12 filantes pour le lit supérieur.**

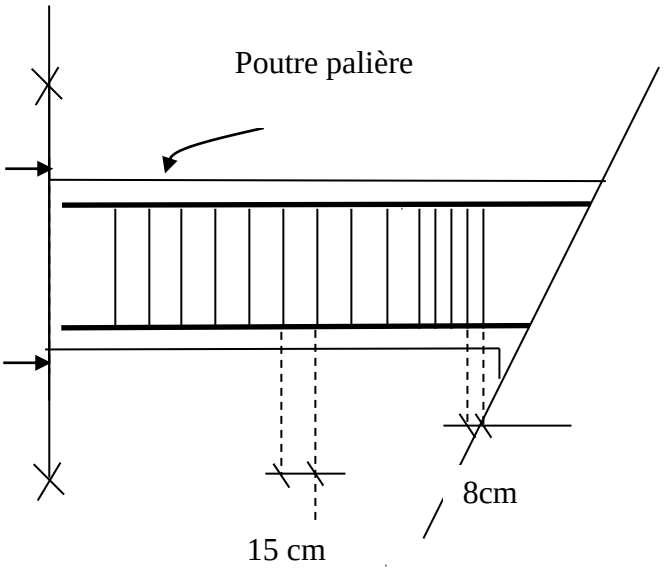
Armatures transversales

- **1cadre et 1 étrier en** $\boldsymbol{HA8}$

Figure III.5.25 Schéma statique du ferraillage des escaliers et de la poutre palière







III.6 Calcul des escaliers du RDC

1. Terminologie et Définitions

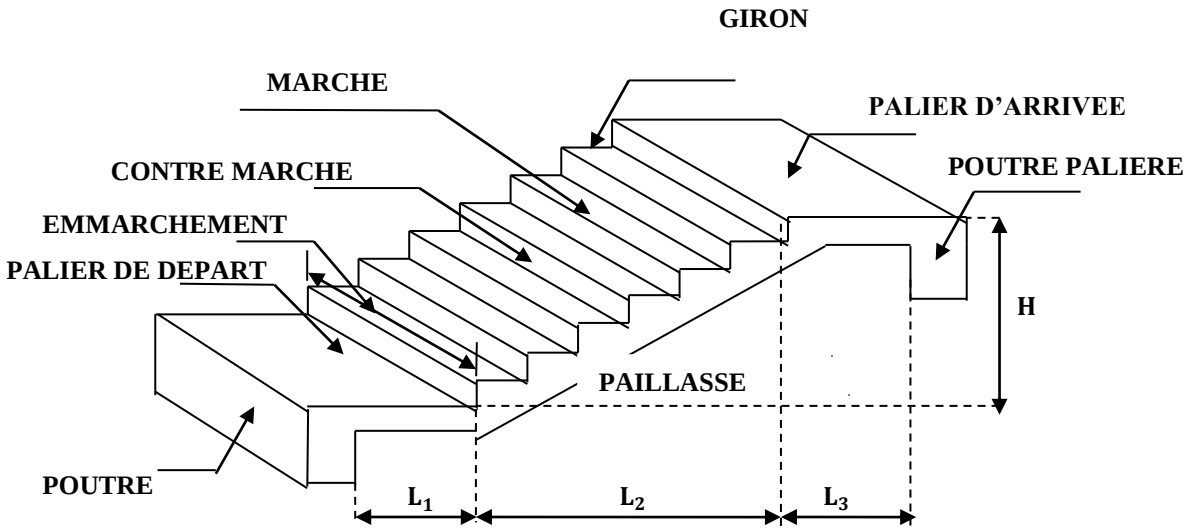


Figure III.6.1 : schéma des escaliers

g : giron (largeur des marches)
h : Hauteur des marches
E : Emmarchement
H : hauteur de la volée
e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
L1 : longueur du palier de départ
L2 : longueur projeté de la volée.
L3 : longueur du palier d'arrivée.

2. Type 1 : Escalier à trois volées (RDC et étage courant).

Pour Le RDC :

Notre escalier est constitué de trois volées, donc le calcul se fera pour la volée la plus défavorable.

a. Dimensionnement :

a.1 Calcul du nombre de contre marches et de marches :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

59cm ≤ g + 2h ≤ 66cm

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14\ cm \leq \boldsymbol{h} \leq 17\ cm$

Avec

h : Hauteur de la contre marche.

G : giron.

⇒On Adopte **:** $\boldsymbol{h} = 17\ cm$

Remarque :

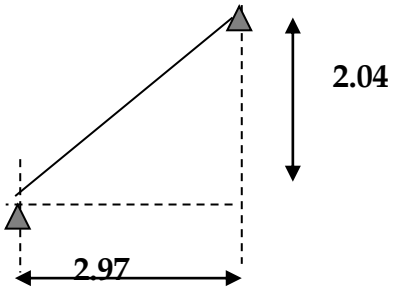
le nombre de marches et de contremarches sera différent entre les volées**.**

- **Volée 1(H= 2.04)**

- Le nombre de contre marches *n*

$$n=\frac{H}{h}=\frac{204}{17}=12 \qquad \Rightarrow n-1=12-1=11$$

n : nombre des contre marches.
n-1 : nombre des marches.



- **Volées 2 et 3(H= 1.02)**

  - Le nombre de contre marches *n*

$$n=\frac{H}{h}=\frac{102}{17}=6 \qquad \Rightarrow n-1=6-1=5$$

n : nombre des contre marches.

n-1 : nombre des marches.

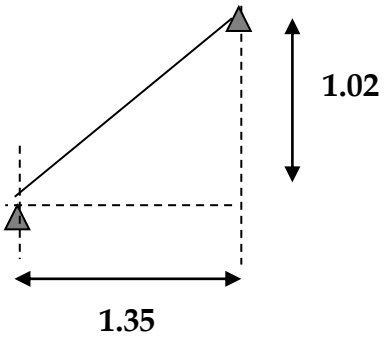


Fig. III.6.2 schéma statique.

Calcul du giron g :

$$g=\frac{L}{n-1}=\frac{135}{5}=27cm$$

Vérification de la loi de BLANDEL

Il faut vérifier que :

$$59\le g+2h\le 66$$

$27+2.(17)=61cm$ **La condition est vérifiée**

Alors

$h=17cm$

$g=27cm$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **h=17cm** et un giron **g= 27 cm.**

- Les 21 marches seront réparties de la manière suivante :
  - **Volée 1 :** n= 12 contre marches ; **Donc** m=n-1 = 11marches.
  - **Volée 2 et 3 :** n= 6 contre marches ; **Donc** m=n-1 = 5marches.

Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants

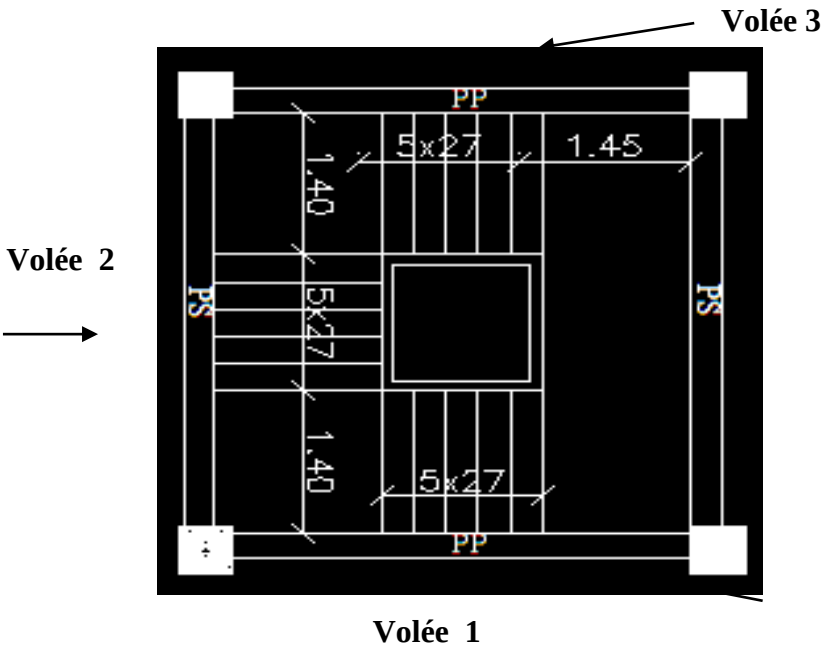


Fig. III.6.3 vue en plan.

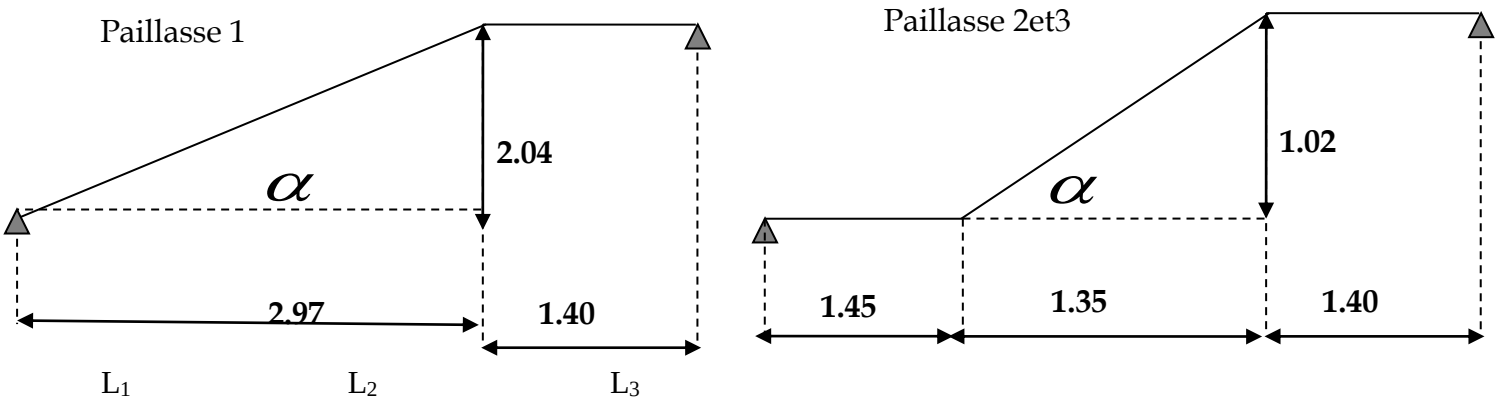


Figure III.6.4 : coupe transversale sur les escaliers

a.2 Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

- **Volées 2 et 3 :**

Prenant compte des recommandations du **BAEL91..... [2]**
La paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\mathbf{L / 30 \leq e_p \leq L / 20}$$

Avec :
L : longueur totale entre nus d'appuis.

$\mathbf{L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3}$

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{1.02}{1.35} = 0,75 \Rightarrow \alpha = 37,07^0$$

Donc

$L = 1,45 + \frac{1,35}{\cos 37,07} + 1,40 =$ **4,53 m.**

$453 / 30 \leq e_p \leq 453 / 20 \rightarrow 15,1 \leq e_p \leq 22,65$

$\mathbf{L_1}$: La longueur de palier de départ
$\mathbf{L_2}$: La longueur de la paillasse projetée
$\mathbf{L_3}$: La longueur de palier d'arrivé

- **Volée 1 :**

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{2.04}{2.97} = 0,69 \Rightarrow \alpha = 34,48^0$$

Donc

$L = 1,40 + \frac{2.97}{\cos 34,48} =$ **5,00 m.**

$400 / 30 \leq e_p \leq 500 / 20 \rightarrow 16,66 \leq e_p \leq 25.00$

- **Conclusion**

On opte pour une paillasse d'épaisseur **e_p=20cm** pour les trois volées.

Remarque

Etant donné que, on a les mêmes distances et le même nombre de marches pour les volées **2** et **3.** Aussi bien que ce dernier a été calculé déjà dans les escaliers de l'étage courant pour les mêmes dimensions. Donc il ya lieu de calculer la volée **1** uniquement ensuite on opte le ferraillage pour le cas le plus défavorable entre la volée 1 et les volées 2,3.

b. Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

A) La volée

Eléments	Poids propre [KN/m.l]
Poids propre de la paillasse ($\rho = 25KN/m^3$)	$\frac{25 \times 0.20}{\cos \alpha} = 5.88$
Poids propre des marches (e=17 cm) ($\rho = 25KN/m^3$)	$\frac{25 \times 0,20}{2} = 2,5$
Carrelage (1cm; ρ=20KN/m^3) Mortier de pose (ρ=22KN/m^3 ; e=0,02)	$20 \times 0,01 = 0,20$ $22 \times 0,02 = 0,44$
lit de sable (ρ =18KN/m^3 ; e=0,02)	$18 \times 0,02 = 0,36$

Enduit de ciment (2cm; ρ =10KN/m^3)	$10\times0,02=0,2$
Poids propre du garde corps	0,20
	G = 9.78

TAB III.6.1 chargement de la volée.

B) Le palier

Eléments	Poids propre [KN/m.l]
- **Palier** - **Carrelage (1cm)** - **Mortier de pose** - **Lit de sable** - **Enduit de ciment (1.5)**	25x0.20x1=5 20x0.01=0.2 22x0.02=0.44 18x0.02=0.36 10x0.02=0.2
	Gp=6.2

TAB III.6.1 chargement du palier.

- La surcharge d'exploitation est donné par le DTR.(B.C.22)et elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 2,5 kn / m**.

c. Calcul des efforts internes

- **Combinaison de charges à l'ELU :**

- **Volée** : $q_u^v = 1.35x9.78 + 1.5x2.5$ **=16.95KN/m.**
- **Palier :** $q_u^p = 1.35x6.2 + 1.5x2.5$ **=12.12 KN/m.**

➢ Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

B. Etude des paillasses :

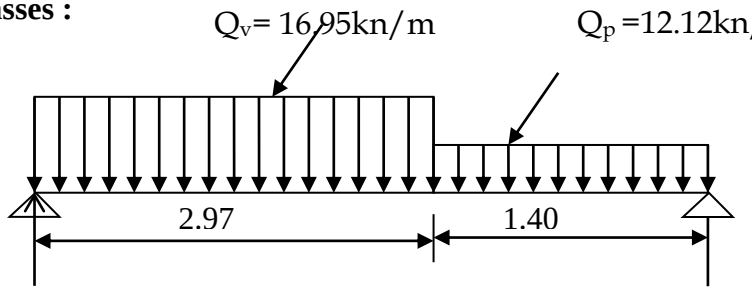


Figure III .6.5 : Diagramme de chargement de la paillasse.

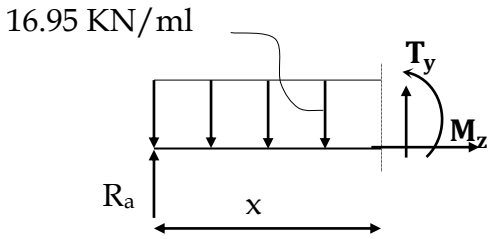
B-1) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 16.95x2.97+12.12x1.40 = 67.30$ kn
$R_A + R_B = 67.30$ KN.

$\sum M/_A = 0 \rightarrow \frac{16.95x2.97^2}{2} + 12.12x1.40x3.67 = 4{,}37\ R_B$

Donc: $R_A = 35.95$ KN
$R_B = 31.36$ KN.

B-2) Calcul des efforts internes :



- **1er tronçon :** $0 \le x \le 2{,}97$m

$\sum M/_\delta = 0$

$M_z + 16.95\frac{x^2}{2} - 35.95\ \mathbf{x} = 0$

$M_z = -\frac{16.95 * x^2}{2} + 35.95x$

- Pour x=0→$\boldsymbol{M_z = 0}$
- Pour x=2,97→$\boldsymbol{M_z = 32.01\ KN.m}$

$\sum F/_{YY} = 0 \rightarrow T_y + 16.95x - 35.95 = 0$

  - $T_y = -16.95x + 35.95$

- Pour x=0→$\boldsymbol{T_y = +35.95\ KN}$.
- Pour x=2,97→$\boldsymbol{T_y = -14.39\ KN}$

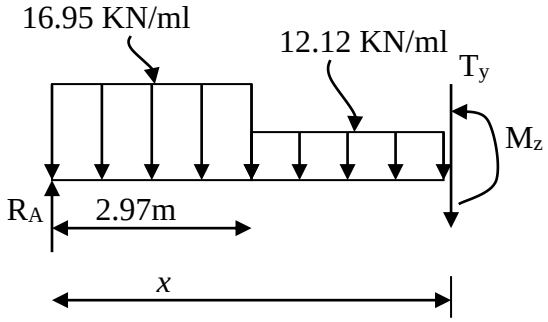


Figure III.6.6: Les diagrammes des efforts internes

- **2eme tronçon** $2.97 \le x \le 4.37$ m

$\sum M/_\delta = 0$

$M_z + (16.95*2.97)\left(x - \frac{2.97}{2}\right) + 12.12(x - 2.97)\left(\frac{x-2.97}{2}\right) - 35.95x$

- $M_z = 35.95x - 50.34(x - 1.485) - 6.06(x - 2.97)^2$
- Pour x=2.97→$\boldsymbol{M_z = 32.01\ KN.m}$
- Pour x=4.37→$\boldsymbol{M_z = 0}$

$\sum F/_{YY} = 0 \rightarrow T_y + (16.95x2.97) + 12.12(x\text{-}2.97) - 35.95 = 0$

- T_y = -12.12*x*+21.60

Pour *x*= 2.97 → $\boldsymbol{T_y = -14.39\ KN}$

Pour *x*= 4.37 → $\boldsymbol{T_y = -31.36\ KN}$

- Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0 \rightarrow T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$
- M_z Atteint la valeur max à $\frac{dM}{dX} = 0 \rightarrow x = \frac{35.95}{16.95} =$ 2.12 m
- Dans la 1ere travée à x=2.12, on obtient $\boldsymbol{M_z^{max}}$**=39.87 KN.m**

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on Multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivant.

- **Aux appuis :**

  M_{a1} = -0,3. M_z^{max} = -0,3x39.87 = -11.96 Kn.m

- **En travée :**

  M_{t1} = 0,85. M_z^{max} = 0,85x39.87 = 33.89 Kn.m

B-3) Diagramme des Efforts internes sur les paillasses

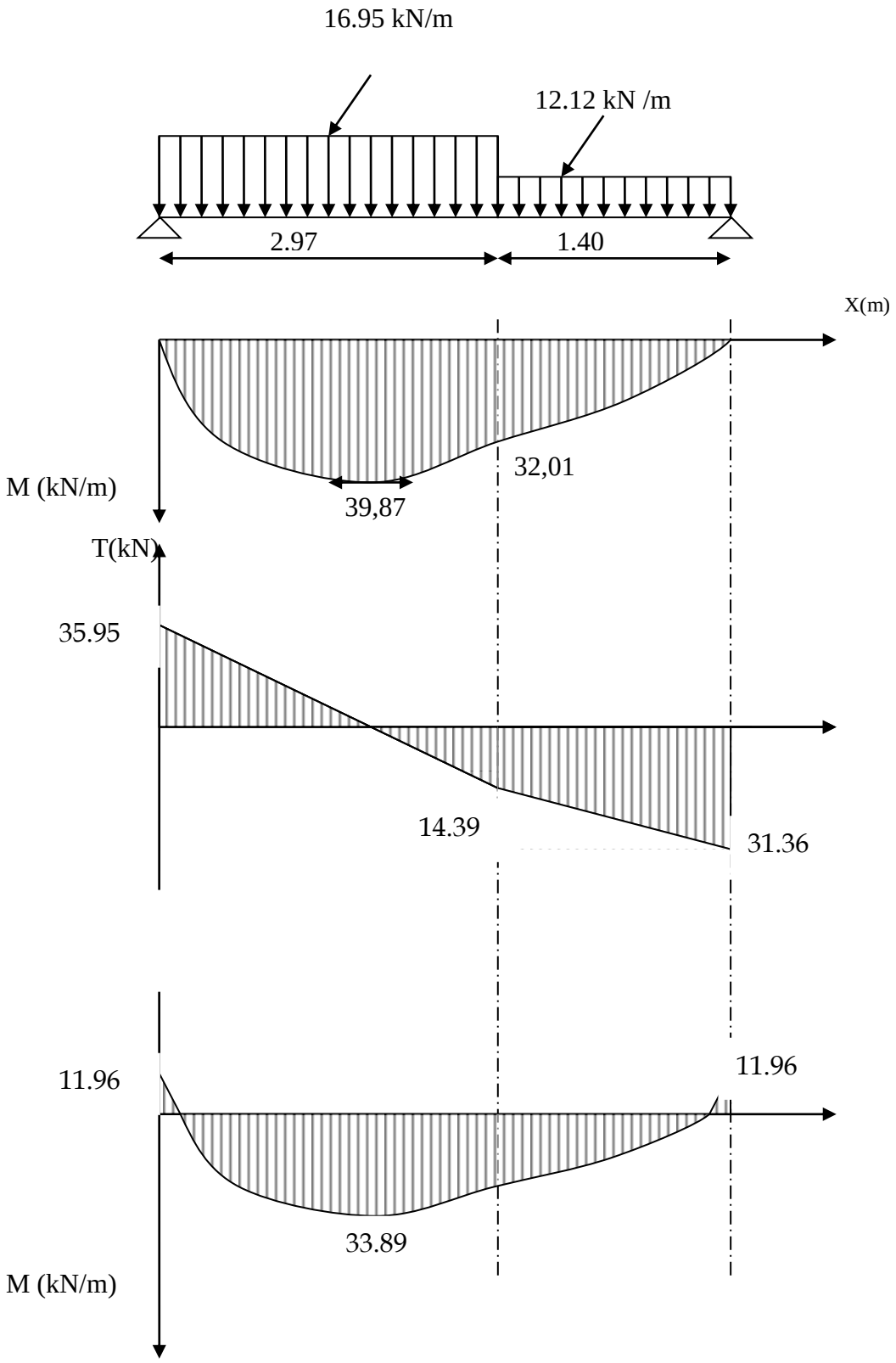


Figure III.6.7: **Les diagrammes des efforts internes**

C. Ferraillage des paillasses :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e_p=20cm). En utilisant les moments et les efforts trouvés précédemment.

En travée :

- **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{33.89\times10^{6}}{14{,}2\times1000\times(180)^2} = 0{,}074 \leq \mu_u = 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0{,}074 \Rightarrow \beta = 0{,}962$$

$$Ast = \frac{M_t}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{33.89\times10^{6}}{348\times180\times0{,}962} = 5{,}62\text{cm}^2$$

On opte pour **6HA12=6.78 cm²/ml** ; **Soit 1HA12 tous les 15cm.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{Ast_{1\,et3}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1{,}70\text{cm}^2$$

On opte pour **4HA10=3.14 cm²/ml Soit 1HA10 tous les 25cm.**

Aux appuis :

- **Armature longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{11.96\times10^{6}}{14{,}2\times1000\times(180)^2} = 0{,}026 \leq \mu_u = 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0{,}026 \Rightarrow \beta = 0{,}987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st}.d.\beta} = \frac{11.96\times10^{6}}{348\times180\times0{,}987} = 1.93\text{cm}^2$$

On opte pour **4HA10=3.14 cm²/ml** ; **Soit 1HA10 tous les 25cm.**

- **armature de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{Ast}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2$$

Soit **4HA8=2.01 cm²/ml Soit 1HA8 tous les 25cm.**

D. Vérification a l'ELU :

1. Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales ⟶ S_t < min {3h ; 33cm}

En travée St=15 cm < 33 *cm* ... ... √ vérifié.

Aux appuis St=25 cm < 33 *cm* ... ... √ vérifié.

Armatures de répartition ⟶ S_t < min {4h ; 45cm}

En travée St=25 cm< 45 *cm* ... ... √ verifiè.

Aux appuis St=25 cm< 45 *cm* ... ... √ verifiè.

2. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x100x15x2,1}{400} = 1.81cm^2$$

- En travée $A_{st} = 6.78\ cm^2 \geq A_{min} = 1.81\ cm^2$ ……..CV
- Aux appuis $A_a = 3.14\ cm^2 \geq A_{min} = 1.81\ cm^2$ ……..CV

3. Contrainte tangentielle: (Art A.5.1, 1/ BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

Calcul de $\overline{\tau_u}$:

Pour les fissurations non préjudiciables **:**

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2x25}{1.5}\ ; 5\ MPA\right) \rightarrow \overline{\tau}_u$ **= 3.33Mpa.**

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Calcul de τ_u^{max} :

V_{max} =35.95 KN.

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{35.95\times10^3}{1000\times180}$; Donc : τ_u = **0.199 MPa.**

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ …**Les armatures transversales ne sont pas nécessaires √(verifie).**

4. Entrainement des barres (condition d'adhérence) : (Art. A.6.13 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9\times d\times \sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$$

Calcul de $\overline{\tau}_{se}$:

$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s.\overline{\tau}_{fe}$: ; **Avec** : Ψ_s =1.5 (pour les aciers H.A).

$\overline{\tau}_{se}$ = 1.5x2.1 = **3.15 MPa.**

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = 3.14x6x12 = 226.08\,mm$

$\tau_{se} = \dfrac{35.95\times10^3}{0.9\times180\times226.08}$ Donc : τ_{se} **=0.98Mpa.**

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$ …. …. **Pas de risque d'entrainement des barres…..CV**

5. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su}

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6\times(1.5)^2\times2.1 = 2.835$ Mpa.

$L_s = \dfrac{1,2x400}{4x2,835} = 42.33cm$; On prend **L_s =45 cm.**

- Vu que **l_s** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers HA.

Donc : **Lc = 18cm**

6. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis sur le béton : (Art A.5.1, 313 /BAEL91)

On doit vérifier : $$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b\times0,9d} \le \frac{0,8fc_{28}}{\gamma_b}$$

$\sigma_{bc} = \dfrac{2V_u}{b\times0,9.d} = \dfrac{2\times35.95\times10^3}{1000\times0,9\times180} =$ **0.44 Mpa.**

$\dfrac{0,8fc_{28}}{\gamma_b} = \dfrac{0,8x25}{1.5} =$ **13.33 Mpa.**

$\sigma_{bc} = \dfrac{2V_u}{b_0\times0,9d} = 0.44 \le \dfrac{0,8\,fc_{28}}{\gamma_b} = 13.33$ ……√ **(vérifié).**

7. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis sur les armatures longitudinales inferieures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$A_a \geq [\frac{1.15}{fe}(V_u^{max} + \frac{Ma}{0.9d})]$ avec Ma = -11.96 KN.m

$A_a \geq [\frac{1{,}15\times10}{400}(35.95-\frac{11.96\times10^2}{0{,}9\times18})] = -1.088\ cm^2 < 3.14cm^2$ ⟹ **Condition vérifiée**.

Avec : A_a **= 3.14 cm²** $\geq$ **-1.088 cm²**

E. Calcul à l'ELS :

1. Combinaison de charges à l'ELS

Volée : $q_u^v = 9.78 + 2.5 =$ **12. 28 KN/m.**

Palier : $q_u^p = 6.20 + 2.5 =$ **8. 7 KN/m.**

2. Calcul des réactions d'appuis

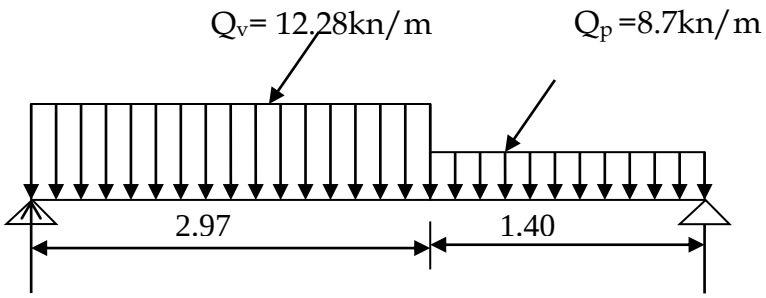


Fig. III.6.8 chargement de la paillasse à l'ELS.

$R_A + R_B = (12.28x2.97+8.7x1.40) = 48.65$ kn

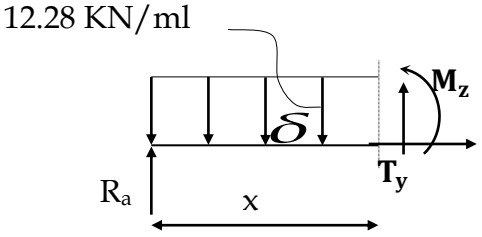
$R_A + R_B = 48.65$ KN.

$\sum M/_A = 0 \rightarrow \frac{12.28x2.97^2}{2} + 8.7x1.40x3.67 = 4{,}37\ R_B$

Donc: $R_A = 26.03$ KN
$R_B = 22.62$ KN.

- **1er tronçon : $0 \leq x \leq 2{,}97m$**
  - $\sum M/_\delta = 0$
  - $M_z + 12.28\frac{x^2}{2} - 26.03\,x = 0$

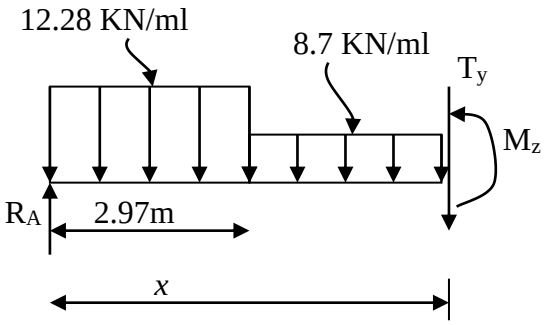
$M_z = -\frac{12.28 * x^2}{2} + 26.03x$



- Pour x=0→$\boldsymbol{M_z = 0}$
- Pour x=2,97→$\boldsymbol{M_z = 23.15\ KN.m}$

$\sum F/_{YY} = 0 \rightarrow T_y + 12.28x - 26.03 = 0$

- $T_y = -12.28x + 26.03$



- Pour x=0→$\boldsymbol{T_y = 26.03\ KN}$.
- Pour x=2,97→$\boldsymbol{T_y = -10.44\ KN}$

2eme tronçon ***$2.97 \leq x \leq 4.37$ m*** **Fig. III.6.9 diagramme des efforts internes l'ELS.**

$\sum M/_{\delta} = 0$

$M_z + (12.28*2.97)\left(x - \frac{2.97}{2}\right) + 8.7(x - 2.97)\left(\frac{x-2.97}{2}\right) - 26.03\,x$

- $M_z = 26.03x - 36.47(x - 1.485) - 4.35(x - 2.97)^2$

- Pour x=2.97→$\boldsymbol{M_z = 23.15\ KN.m}$
- Pour x=4.37→$\boldsymbol{M_z = 0}$

$\sum F/_{YY} = 0 \rightarrow T_y + (12.28x2.97) + 8.7(x-2.97) - 26.03 = 0$

- $T_y = -8.7x+15.40$

Pour x= 2.97 → $\boldsymbol{T_y = -10.44\ KN}$

Pour x= 4.37 → $\boldsymbol{T_y = -22.62\ KN}$

- moment M_z est maximal pour $T_y = 0 \rightarrow T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$
- M_z Atteint la valeur max à $\frac{dM}{dX} = 0 \rightarrow x = \frac{26.03}{12.28} = 2.12$ m
- Dans la 1ere travée à x=2.12, on obtient $\boldsymbol{M_z^{max}}$**=28.88 KN.**

Aux appuis :

$M_{a1} = -0,3.\ M_z^{max} = -0,3x28.88 = -8.66$ Kn.m

En travée :

$M_{t1} = 0,85.\ M_z^{max} = 0,85x28.88 = 24.55$ Kn.m

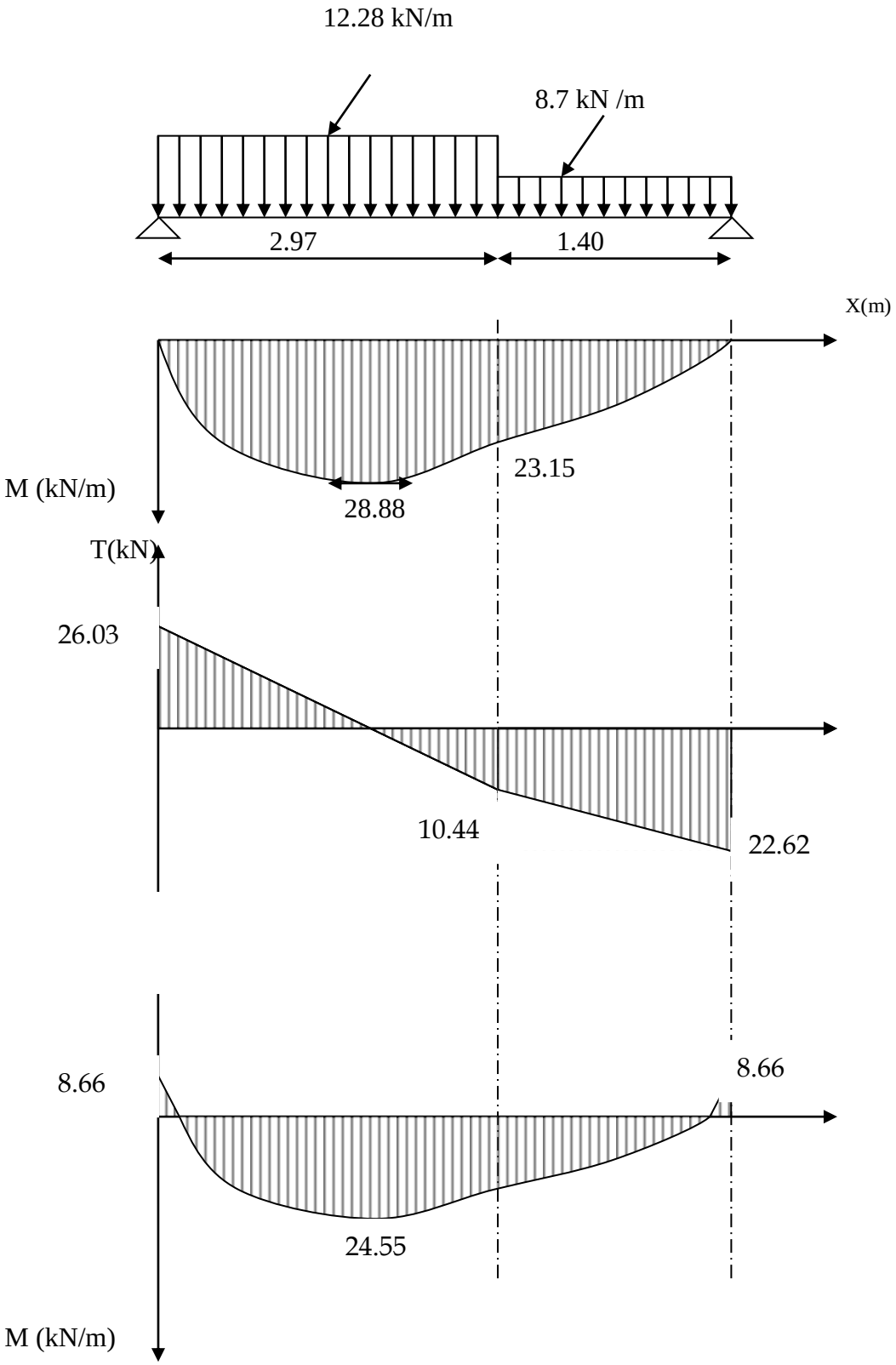


Figure III.6.10: **Les diagrammes des efforts internes à l'ELS.**

F. vérification a l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifié vis-à-vis des ouvertures des fissures.

2. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

En travée :

- **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

- **Contrainte dans le béton** :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15 mpa$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{222.28}{37.63}$ Donc ; σ_{bc} = **5.90 Mpa**

$\sigma_{bc} = 5.90 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ..... √ **(verifiè).**

Sur appuis:

- **Contrainte dans l'acier** $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 18} \times 100 = 0.174$

$\rho_1 = 0.174 \Rightarrow k_1 = 58.53 \text{et} \quad \beta_1 = 0.932$

$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.66 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 314}$;

σ_{st} = **164.39 MPa**

$\sigma_s = 164.39 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ..... √ **(verifiè).**

- **Contrainte dans le béton** :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15 mpa$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{164.39}{58.53}$ Donc ; σ_{bc} = **2.80Mpa**

$\sigma_{bc} = 2.80 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ..... √ **(verifiè).**

3. Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.045$
- $\frac{1}{16} = 0.0625. \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$

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

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t.l^2}{10.E_V.I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4370}{500} = 8{,}74\ mm$

Avec

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé =10819Mpa (voir chapitre1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG. μ, λ_V : Coefficients.

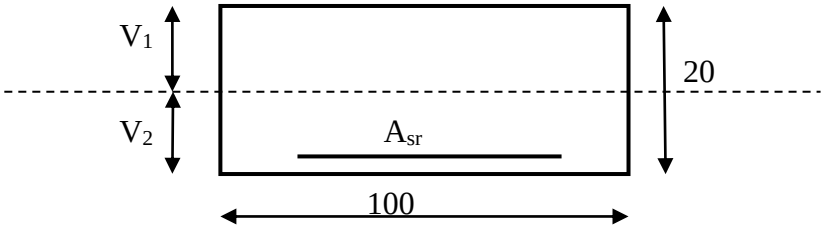


Figure III.6.11 : Coupe longitudinal dans la paillasse

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$

$B_0 = 100x20 + 15 \times 6.78$

$B_0 = 2101.7\ cm^2$

✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S/_{xx} = \frac{b\ h^2}{2} + 15A.d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 18 = 21830.6\ cm^3$$

$S/_{xx}$ =**21830.6 cm³**

✓ **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{21830.6}{2101.7} = 10.39cm \quad ; \text{Donc : } \mathbf{V_1=10.39\ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.39 = 9.61\,cm \quad ; \text{ Donc : } \mathbf{V_2=9.61\ cm}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3\right)\frac{b}{3} + 15A_{st}\left(V_2 - c\right)^2 = \left(10.39^3 + 9.61^3\right)\frac{100}{3} + 15x6.78\left(9.61 - 2\right)^2$$

$I_0 =$ **72860.45 cm⁴**

✓ **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0{,}0038$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{0{,}0038 \times ((2+3))} = 5.53$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$\lambda_v = 2.210$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75 x 2.1}{4 x 0.0038 x 1\ 7\ 6.82 + 2.1} = 0.232$$

$\mu =$ **0.232**

✓ **<u>Calcul de l'inertie fictive</u>** ***If*** **<u>:</u>**

$$If_v = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1{,}1 \times 72860.45}{1 + 2.210 x 0.232} = 53077.15 cm^4$$

$If_v =$ **<u>53077.15 cm⁴</u>**

✓ **<u>Calcul de flèche :</u>**

$$f = \frac{24.55 \times (4370)^2 x 10}{10819 \times 53077.15} = 8.16\,mm$$

f **=8.16 mm.**

$f = 8.16mm \prec \bar{f} = 8{,}74mm$ ……..**Flèche admissible.√ (Vérifié).**

Conclusion : les armatures choisie a l ELU sont suffisantes, La flèche est importante car nous avons une longueur assez grande de la paillasse

- **Aux appuis :**

❖ Armatures principale **: 4HA10** espacement **= 25 cm**

❖ Armatures de répartition **: 4HA8** espacement **= 25 cm**

- **En travée :**

❖ Armatures principale **: 6HA12** espacement **= 15 cm**

❖ Armatures de répartition **: 4HA10** espacement **= 25 cm**

TAB. III.6.3.récapitulatif sur le ferraillage des escaliers RDC.

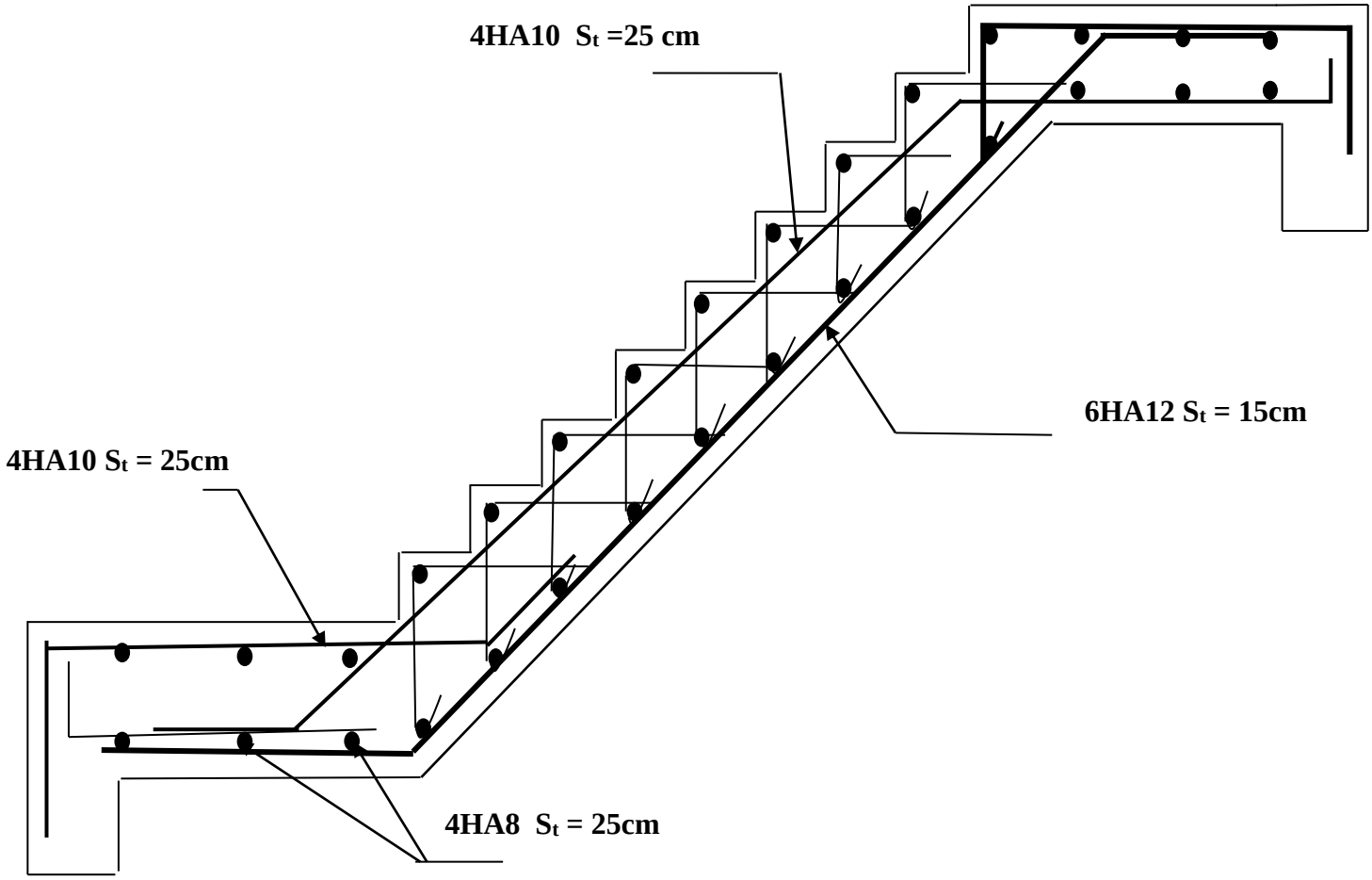


Figure III.6.12 Schéma statique du ferraillage des escaliers RDC.

III.7. Etude de la poutre de chaînage

1. Introduction :

La poutre de chainage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures. Dans notre structure on l'utilise dans les portes à faux et les terrasses en corps creux. Donc il ya lieu d'étudier deux type.

2. Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- ✓ L'épaisseur :

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré :

L =330cm. (pour la porte à faux corps creux)

L =430cm. (pour la terrasse corps creux)

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

PAF $\frac{\boldsymbol{L}}{\boldsymbol{15}} = \frac{\boldsymbol{330}}{\boldsymbol{15}} = \boldsymbol{22} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{\boldsymbol{L}}{\boldsymbol{10}} = \frac{\boldsymbol{330}}{\boldsymbol{10}} = \boldsymbol{33}$

$\Rightarrow$ On prend **h= 30cm**

TER $\frac{\boldsymbol{L}}{\boldsymbol{15}} = \frac{\boldsymbol{430}}{\boldsymbol{15}} = \boldsymbol{28.67} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{\boldsymbol{L}}{\boldsymbol{10}} = \frac{\boldsymbol{430}}{\boldsymbol{10}} = \boldsymbol{43}$

- ✓ La largeur :

$0.4h \leq b \leq 0{,}7h$

0.4h$= \boldsymbol{12} \leq \boldsymbol{b} \leq \boldsymbol{0,7h} = \boldsymbol{21}$ On adoptera une largeur **b = 25 cm**

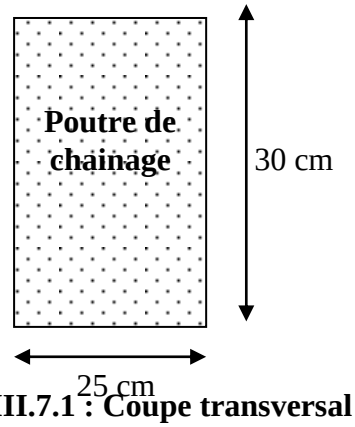


Figure III.7.1 : Coupe transversal de la poutre

3. Evaluation des charges et surcharges (porte à faux) :

a. Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : 0,25 .0.3 .25 =1.875 kn/ml
- Poids du mur (double cloison) : (3,06 -0.3)2.94 =8.114 kn/ml
- Poids du plancher : $5{,}45x\frac{0.65}{2}$ = 1.771 Kn/ml
- **G_t= *11.76* kn/ml.**

b. **La surcharge d'exploitation :**

$Q=3{,}5x\frac{0{,}65}{2} = \boldsymbol{1,137\ kn/ml.}$

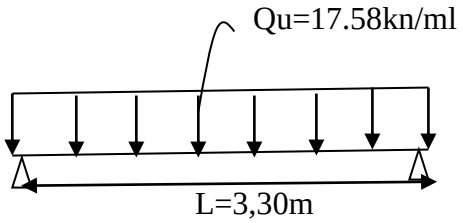
4. Combinaisons des charges :

ELU : q_u =1,35G+ 1,5q= 1.35x11.76+1.5x1.137 =17.58 kn/ml.

ELS: q_s =G+ Q= 11.76+1.137 =12.90 kn/ml.

5. Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis.



- **Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi- encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

✓ **En travée** *:*

M_t=0, 85x17.58$\frac{(3.3)^2}{8}$= 20, 34 kn.m

✓ **Aux appuis** *:*

M_a=0,3x17.58$\frac{(3.3)^2}{8}$ = 7.17 kn.m

✓ **Les réactions d'appuis :**

R_A= -R_B = $\frac{q_u L}{2}$ =$\frac{17.58x3.30}{2}$ = 29.00kn

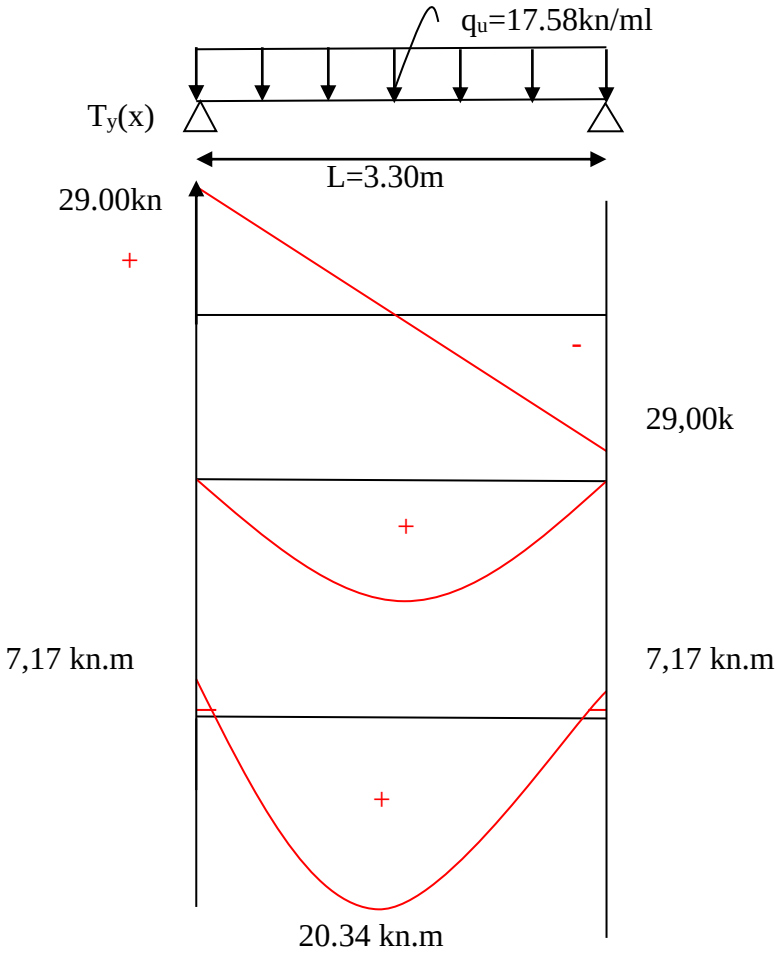


Figure III.7.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

5.1.Calcul des armatures :

a. En travée

$\mu=\frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.34x\ 10^{-3}}{0,25x0,28^2x14,2}$ =0,074→ $\mu < \mu_l$ **= 0,392** ⇒section simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

μ = 0,074⇒β = 0,962

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{20.34 \times 10^3}{0,962 \times 28 \times 348} = 2.17 cm^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

b. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7.17 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,032$$

$\mu < \mu_R$ **= 0,392** ⇒**section simplement armée**

μ = 0,032⇒β = 0,984

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{7.17 \times 10^3}{0,984 \times 28 \times 348} = 0,747 cm^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,35cm²**

5.2.Vérification à ELU : (BAEL 91 modifiées 99) :

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.25.28.\frac{2,1}{400} = 0.84 cm^2.$$

A_{min} = 0.84 cm²
A^a_{st} = 2.35 cm² ⇒ $A^a_{st} \rangle A_{min}$ ..... **Condition vérifiée.**
A^t_{st} = 3.39 cm² $A^t_{st} \rangle A_{min}$

b. Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 1, BAEL91))

Il faut vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$\tau_U = \frac{T_U}{b.d}$ **Avec :** T_U =29,00 *kn*

$$\tau_U = \frac{29.00}{0,25.0,28} = 414,28\,Kn/m^2 = 0.414\,MPa.$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left\{\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right\} = \min\{3.3\ ;\ 5\ \text{Mpa}\} = 3,30\text{Mpa}.$$

$$\left.\begin{array}{l}\bar{\tau}_U = 3.3MPa. \\ \tau_U = 0,415MPa.\end{array}\right\} \Rightarrow \tau_U \prec \bar{\tau}_U \cdot \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$ **Pas de risque de cisaillement**.

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Art A.5.1, 313)

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$T_u = 29,00\,KN \le 0,4 \times b \times 0,9 \times d\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 420KN \ldots\ldots\ldots\ldots$ **Condition vérifiée.**

Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2.35cm^2 \ge \frac{1,15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) = \frac{1,15}{400}\left(29.00 + \frac{-7,17}{0,9 \times 0,28}\right) = 0.0015\,cm^2$$ **.Condition vérifiée**

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

d. Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$\bar{\tau}_{Se} = \psi_S \cdot f_{t28}$ **Avec :** $\psi_S = 1,5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\bar{\tau}_{Se} = 1,5.2,1 = 3,15MPa.$

$$\tau_{Se} = \frac{T_U}{0,9.d.\sum U_i}$$ **Avec :** Σ U_i : Somme des périmètres utiles des barres.

Σ U_i = n.π.ϕ = 3.(3,14).10 = 94,20 mm

$$\tau_{Se} = \frac{29,00.10^3}{0,9.280.94,20} = 1.22MPa.$$

$$\left\{\begin{array}{l}\tau_e = 1,22\,MPa \\ \bar{\tau}_e = 3,15MPa\end{array}\right. \Rightarrow \tau_{Se} \prec \bar{\tau}_{Se} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3)

Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84MPa$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\overline{\tau_s}}\Phi = 31.85\Phi cm$$

Pour $\phi = 0,8$ cm $\Rightarrow L_s = 31.85x0.8 = 25.48$ cm.

Pour $\phi = 1,0$ cm $\Rightarrow L_s = 31.85x1.2 = 31.85$ cm.

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée : $L_r = 0{,}4x\ L_s = 0{,}4 \times 31.85 = 12.74cm.$

En appui : $L_r = 0{,}4x\ L_s = 0{,}4 \times 25.48 = 10.20cm.$

f. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2)

Diamètre : $\phi_t \le \min\left\{\frac{h_t}{35};\frac{b}{10};\phi_l\right\} \Leftrightarrow \phi_t \le \min\left(\frac{30}{35}=0.857;\frac{25}{10}=2.5;1.0\right)$

En prend comme diamètre**: ϕ_t = 8 mm.**

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

On prend un **cadre et un étrier** en HA8 **; 4HA8=2 ,01cm²**

g. Ecartement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99Art A.5.1 .22) :

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$S_t \le$ min (0,9d; 40 cm)⇒ $S_t \le$ min (0,9x28; 40 cm) = min (25.2, 40cm) =**20cm**

Soit : $s_t = 20cm$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{bS_t} > 0{,}4\ MPa \Rightarrow \frac{2.01x400}{20x20} = 2.01\ MPa \ldots\ldots\ldots \textbf{ Condition vérifiée.}$$

h. Espacement entre les barres :

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

- **En zone nodale (Sur appuis)**

$e \le \min\left\{\frac{h}{4};12\phi;30\right\} = \min\left(\frac{30}{4}=7.5;12(1)=12,(30)\right)$ ⇔ **Soit : e =S_t= 7cm.**

- **En zone courante (En travée)**

$e \le \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \le \frac{30}{2} = 15cm.$ ⇔ **Soit : S_t = 15cm.**

i. quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2)

$$At \ge A\min = 0{,}003 \times S_t \times b$$

Amin= 0,003 x 15 x 20=0,9cm²

A_t =2,01cm²,≥A_{min}=0,9cm² ⟹ **Condition vérifiée**

6. Vérification à l'ELS :

a. calcul à l'ELS :

q_s =G+ Q= 11.76+1,137 =12.90 kn/ml

Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 12.90x\frac{3{,}30}{2} = 21{,}28KN$$

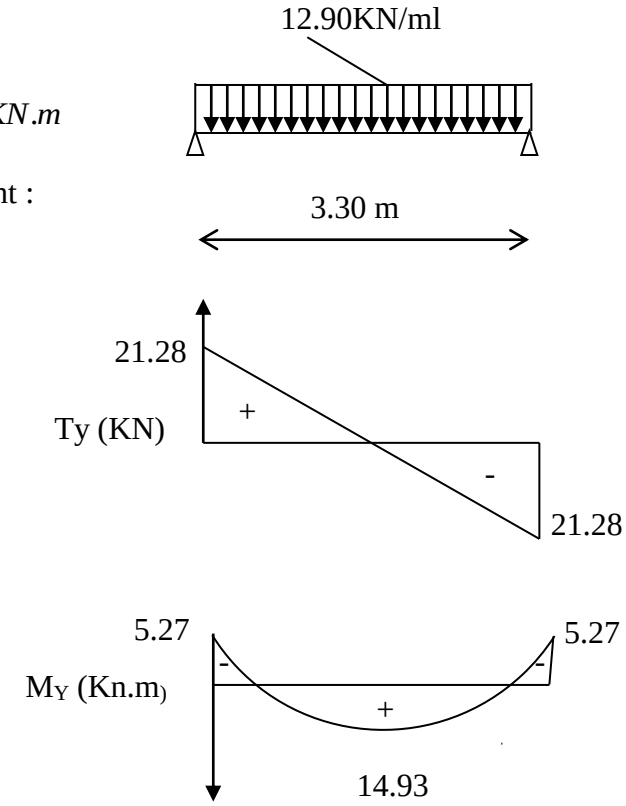
- **Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 12.90x\frac{3{,}30^2}{8} = 17{,}56KN.m$$

En tenant compte de semi encastrement :

M_a =-0,3x17.56= -5.27 Kn.m .

M_t =0,85x17.56= 14.93 Kn.m .



Figur III.7.3: Diagramme des Moments et des efforts tranchants à l"ELS

- **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$ (voir chapitre I).

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\ f_{c28} = 15MPa$$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ *Avec* : $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de**ρ,** qui égale à : $\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d}$

a) Sur appuis

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0{,}335 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}910 \\ K_1 = 40{,}56 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}} = \frac{5.27.10^6}{0{,}910 \times 280. \times 2{,}35.10^2} = 88.01MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{88.01}{40.56} = 2.16MPa.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2.16\,MPa. \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\,MPa. \end{cases} \Rightarrow \quad \sigma_{bc} \prec \overline{\sigma}_{bc}. \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{Condition vérifiée.}$$

b) En travée

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3{,}39}{25 \times 28} = 0.484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}895 \\ K_1 = 32{,}62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}} = \frac{14{,}93.10^6}{0{,}895 \times 280. \times 3{,}39.10^2} = 175.74MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{175.74}{32.62} = 5{,}38MPa.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5.38MPa. \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\,MPa. \end{cases} \Rightarrow \quad \sigma_{bc} \prec \overline{\sigma}_{bc}. \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3)**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = \left\{\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1{,}6x2{,}1}\right\} = 201{,}63MPa$$

On a $\sigma_{st} = 175{,}74\ MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\ MPa$ ⇒ **la condition est vérifiée**

- **vérification de la flèche**

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

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0{,}09 \\ \frac{1}{16} = 0{,}0625 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{condition vérifiée}$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.09 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.93}{10 \times 17{,}56} = 0{,}085 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{condition vérifiée}$$

$$\left.\begin{array}{l}\dfrac{A_t}{bd} \le \dfrac{4,2}{f_e} \\ \dfrac{A}{bd} = \dfrac{3,39}{25\times 28} = 0,005 \\ \dfrac{4,2}{f_e} = \dfrac{4,2}{400} = 0,0105\end{array}\right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \le \frac{4,2}{f_e} \text{.....condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

b. Evaluation des charges et surcharges (terrasse).

- **Pour la terrasse :**

➢ **Les charges permanentes**

Poids propre de la poutre : 0,25 .0.3 .25 =1.875 kn/ml
Poids du mur (mur de 1m+ bar rodage) : 1x2.94 =2.94 kn/ml
Poids du plancher : $5,45x\frac{0.65}{2}$ = 1.771 Kn/ml

G_t= *6.58* kn/ml.

➢ **La surcharge d'exploitation**

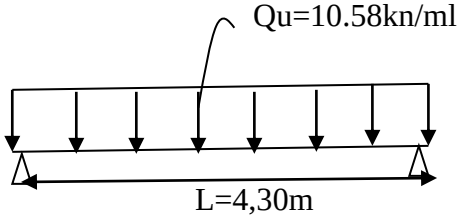
$Q=3,5x\frac{0,65}{2} = \mathbf{1,137\ kn/ml.}$

c. Combinaisons des charges :

ELU : q_u =1,35G+ 1,5q= 1.35x6.58+1.5x1.137 =10.58 kn/ml.
ELS: q_s =G+ Q= 6.58+1.137 =7.72 kn/ml.

d. Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis.



e. Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi- encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

✓ **En travée *:***

M_t=0, 85x10.58$\frac{(4.3)^2}{8}$= 20, 78 kn.m

a. **Aux appuis** *:*

M_a=0,3x10.58$\frac{(4.3)^2}{8}$ = 7.34 kn.m

b. **Les réactions d'appuis :**

$R_A = -R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{10.58x4.30}{2} = 22.75kn$

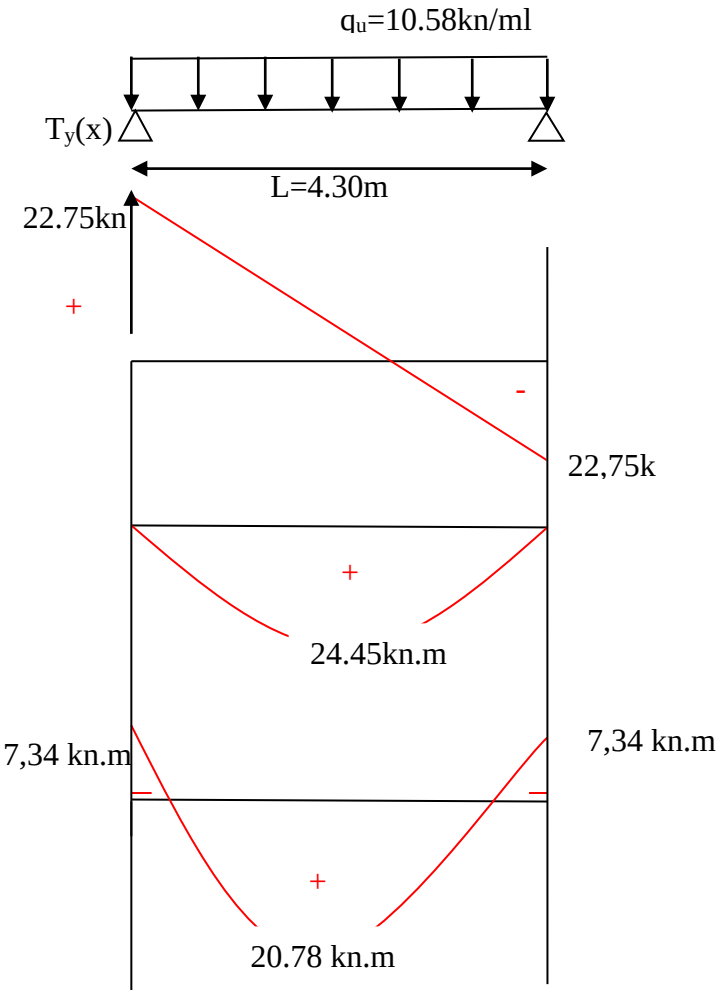


Figure III.7.4: Diagramme des Efforts internes à l'ELU

f. Calcul des armatures :

En travée :

$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.78x\ 10^{-3}}{0,25x0,28^2x14,2} = 0,074 \rightarrow \mu < \mu_l$ **= 0,392** $\Rightarrow$ section simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

μ = 0,074⇒β = 0,962

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{20.78 \times 10^3}{0,962 \times 28 \times 348} = 2.22cm^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7.34 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,032$$

$\mu < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow$ **section simplement armée**

$\mu = 0{,}032 \Rightarrow \beta = 0{,}984$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{7.34 \times 10^3}{0{,}984 \times 28 \times 348} = 0{,}765 cm^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,35cm²**

7. Vérification à ELU : *(BAEL 91 modifiées 99) :*

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23.25.28.\frac{2{,}1}{400} = 0.84 cm^2.$$

$A_{min} = 0.84$ cm² ; $A^a_{st} = 2.35$ cm² ; $A^t_{st} = 3.39$ cm² $\Rightarrow$ $A^a_{st} \rangle A_{min}$; $A^t_{st} \rangle A_{min}$ ..... **Condition vérifiée.**

b. Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 1, BAEL91))

Il faut vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_U = \frac{T_U}{b.d}$$ **Avec :** $T_U = 22{,}75\ kn$

$$\tau_U = \frac{22.75}{0{,}25.0{,}28} = 325\ Kn/m^2 = 0.325\ MPa.$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left\{\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right\} = \min\{3.3 ; 5\ \text{Mpa}\} = 3{,}30\text{Mpa}.$$

$\bar{\tau}_U = 3.3MPa.$; $\tau_U = 0{,}325MPa.$ $\Rightarrow$ $\tau_U \prec \bar{\tau}_U$ ..... **Condition vérifiée**

$\Rightarrow$ **Pas de risque de cisaillement**.

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Art A.5.1, 313)

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$T_u = 22{,}75\ KN \le 0{,}4 \times b \times 0{,}9 \times d\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 420KN$$ ..... **Condition vérifiée.**

Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2.35cm^2 \ge \frac{1{,}15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u}{0{,}9d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(22.75 + \frac{-7{,}34}{0{,}9 \times 0{,}28}\right) = -0.0018\ cm^2$$ **.Condition vérifiée.**

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

d. Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$\bar{\tau}_{Se} = \psi_S \cdot f_{t28}$ **Avec :** $\psi_S = 1{,}5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\bar{\tau}_{Se} = 1{,}5.2{,}1 = 3{,}15 MPa.$

$$\tau_{Se} = \frac{T_U}{0{,}9.d.\sum U_i}$$ **Avec :** Σ U_i : Somme des périmètres utiles des barres.

Σ U_i = n.π.ϕ = 3.(3,14).10 = 94,20 mm

$$\tau_{Se} = \frac{22{,}75.10^3}{0{,}9.280.94{,}20} = 0.96 MPa.$$

$$\begin{cases} \tau_e = 0{,}96\, MPa \\ \bar{\tau}_e = 3{,}15 MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_{Se} \prec \bar{\tau}_{Se} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3)

- **Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)**

$$\overline{\tau_{su}} = 0{,}6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 MPa$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\overline{\tau_s}}\Phi = 31.85\Phi cm$$

Pour $\phi = 1{,}2$ cm $\Rightarrow L_s$ = 31.85x1.2=38.22 cm.

Pour $\phi = 1{,}0$ cm $\Rightarrow L_s$ = 31.85x1.0=31.85 cm.

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée : L_r = 0,4x L_s =0,4 x38.22 = 15.28cm.

En appui : L_r = 0 ,4x L_s=0,4 x 31.85 =12.74 cm.

f. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2)

Diamètre : $\phi_t \le \min\left\{\frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\} \Leftrightarrow \phi_t \le \min\left(\frac{30}{35} = 0.857; \frac{25}{10} = 2.5; 1.0\right)$

En prend comme diamètre**: ϕ_t = 8 mm.**

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

On prend un **cadre et un étrier** en HA8 **; 4HA8=2 ,01cm²**

g. Ecartement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99Art A.5.1 .22) :

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$S_t \le$ min (0,9d; 40 cm)⇒ $S_t \le$ min (0,9x28; 40 cm) = min (25.2, 40cm) =**20cm**

Soit : $s_t = 20cm$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{bS_t} > 0{,}4\, MPa \Rightarrow \frac{2.01x400}{20x20} = 2.01\, MPa \ldots\ldots\ldots \textbf{Condition vérifiée}.$$

h. Espacement entre les barres

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

- **En zone nodale (Sur appuis)**

$$e \le \min\left\{\frac{h}{4};12\phi;30\right\} = \min\left(\frac{30}{4} = 7.5;12(1) = 12,(30)\right) \quad \Leftrightarrow \quad \textbf{Soit : e =S}_t\textbf{= 7cm.}$$

- **En zone courante (En travée)**

$$e \le \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \le \frac{30}{2} = 15cm. \quad \Leftrightarrow \quad \textbf{Soit : S}_t\textbf{ = 15cm.}$$

i. Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2)

$$At \ge A\min = 0{,}003 \times S_t \times b$$

Amin= 0,003 x 15 x 20=0,9cm²

A_t =2,01cm², ≥A_{min}=0,9cm² ⟹ **Condition vérifiée**

8. Vérification à l'ELS :

- **calcul à l'ELS :**

q_s =G+ Q= 6.58+1,137 =7.72 kn/ml

- **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 7.72x\frac{4{,}30}{2} = 16{,}60KN$$

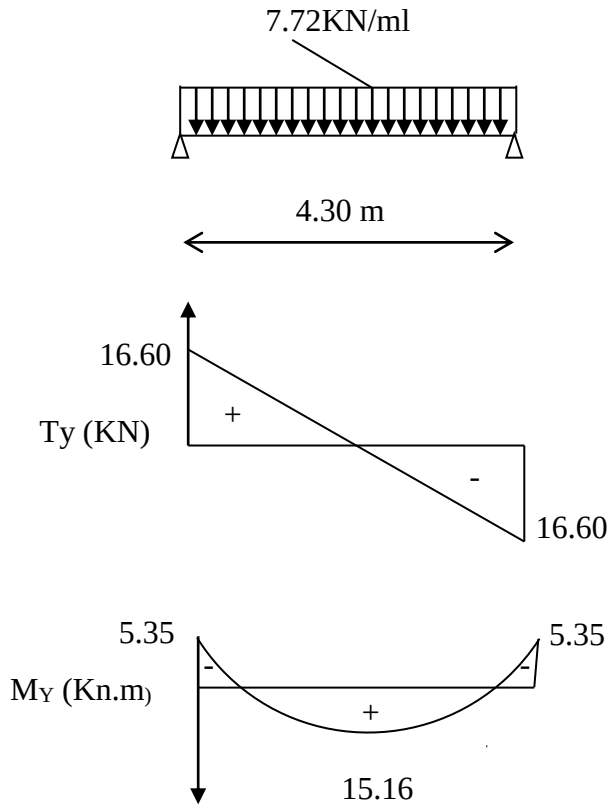
- **Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 7.72x\frac{4{,}30^2}{8} = 17{,}84KN.m$$

En tenant compte de semi encastrement :

M_a =-0,3x17.84= -5.35 Kn.m .

M_t =0,85x17.84= 15.16 Kn.m .



Figur III.7.5: Diagramme des Moments et des efforts tranchants à l'ELS

a. Vérification de la résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$ (voir chapitre I).

$\overline{\sigma_{bc}}$ =0,6 $f_{c28} = 15MPa$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ $Avec$: $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de **ρ,** qui égale à : $\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d}$

- **Sur appuis**

$$\rho=\frac{100.A_{st}}{b.d}=\frac{100\times 2.35}{25\times 28}=0,335 \Rightarrow \begin{cases}\beta_1 = 0,910\\ K_1 = 40,56\end{cases}$$

$$\sigma_s=\frac{M_S}{\beta.d.A_{st}}=\frac{5.35.10^6}{0,910\times 280.\times 2,35.10^2}=89.34MPa$$

$$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}=\frac{89.34}{40.56}=2.20MPa.$$

$$\begin{cases}\sigma_{bc}=2.20\,MPa.\\ \overline{\sigma}_{bc}=15\,MPa.\end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc}\prec\overline{\sigma}_{bc}\text{.}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{ Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\rho=\frac{100.A_{st}}{b.d}=\frac{100\times 3,39}{25\times 28}=0.484 \Rightarrow \begin{cases}\beta_1 = 0,895\\ K_1 = 32,62\end{cases}$$

$$\sigma_s=\frac{M_S}{\beta.d.A_{st}}=\frac{15,16.10^6}{0,895\times 280.\times 3,39.10^2}=178.45MPa$$

$$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}=\frac{178.45}{32.62}=5,47MPa.$$

$$\begin{cases}\sigma_{bc}=5.47MPa.\\ \overline{\sigma}_{bc}=15\,MPa.\end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc}\prec\overline{\sigma}_{bc}\text{.}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{ Condition vérifiée}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3)

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st}\le\overline{\sigma}_{st}=\min\left\{\frac{2}{3}f_e;110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}=\left\{\frac{2}{3}400;110\sqrt{1,6x2,1}\right\}=201,63MPa$$

On a $\sigma_{st} = 178,45\ MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201,63\ MPa$ ⇒ **la condition est vérifiée**

c. vérification de la flèche

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

$$\left.\begin{array}{l}\frac{h}{L}\ge\frac{1}{16}\\ \frac{h}{L}=\frac{30}{430}=0,069\\ \frac{1}{16}=0,0625\end{array}\right\}\Rightarrow\frac{h}{L}\ge\frac{1}{16}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{ condition vérifiée}$$

$$\left.\begin{array}{l}\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{h}{L} = \dfrac{30}{430} = 0.069 \\ \dfrac{M_t}{10M_0} = \dfrac{15.16}{10 \times 17{,}84} = 0{,}085\end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \text{..... condition non – vérifiée}$$

$$\left.\begin{array}{l}\dfrac{A_t}{bd} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \\ \dfrac{A}{bd} = \dfrac{3{,}39}{25 \times 28} = 0{,}005 \\ \dfrac{4{,}2}{f_e} = \dfrac{4{,}2}{400} = 0{,}0105\end{array}\right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \text{.....condition vérifiée}$$

Conclusion :

La 2éme condition n'est pas vérifié. Donc on doit passer au calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t . l^2}{10 . E_V . I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4300}{500} = 8{,}6 \; mm$$

Avec

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé =10819Mpa (voir chapitre1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \dfrac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_V :Coefficients.

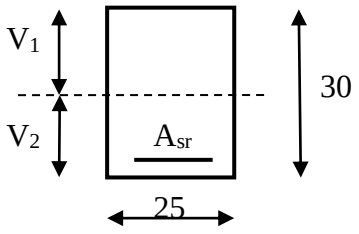


Figure III.7.6. : Coupe longitudinal dans la poutre

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$

$B_0 = 25x30 + 15 \times 3.39$

B_0 = 800.85 cm²

✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S/_{xx} = \frac{b\ h^2}{2} + 15A.d$$

$$S/_{xx} = \frac{25\times 30^2}{2} + 15\times 3.39\times 28 = 12673.8\,cm^3$$

$S/_{xx}$ = **12673.8 cm³**

✓ **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{12673.8}{800.85} = 15.84cm$$; Donc : **V_1=15.84 cm**

$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.84 = 14.16\,cm$; Donc : **V_2=14.16 cm**

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3)\frac{b}{3} + 15A_{st}(V_2 - c)^2 = (15.84^3 + 14.16^3)\frac{25}{3} + 15x3.39(14.16 - 2)^2$$

I_0 = **64298.132 cm⁴**

✓ **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3.39}{25\times 28} = 0{,}0048$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0{,}05\times 2{,}1}{0{,}0048\times((2+3))} = 4.375$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

λ_v =1.75

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75 x 2.1}{4 x 0.0048 x 1\ 7 8.45 + 2.1} = 0.335$$

μ = **0.335**

✓ **Calcul de l'inertie fictive** *If* **:**

$$If_v = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1{,}1\times 64298.132}{1 + 1.75x0.335} = 44588.145 cm^4$$

If_v = **44588.145 cm⁴**

✓ **Calcul de flèche :**

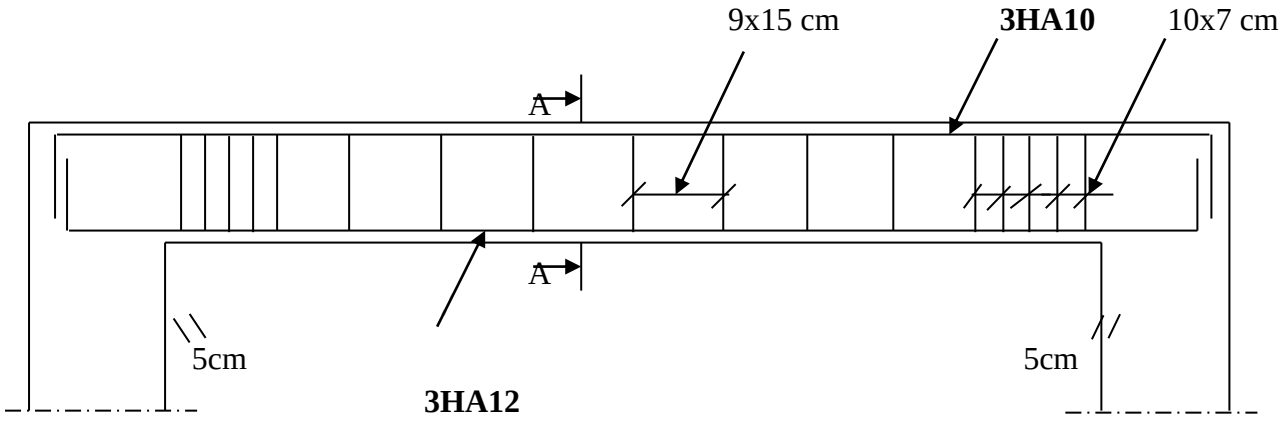
$$f = \frac{15.16\times (4300)^2 x10}{10819\times 44588.145} = 5.81\,mm$$

Conclusion : les armatures choisie a l ELU sont suffisantes, et sont les même pour les portes a faux et les terrasses.

$f = 5.81mm \prec \bar{f} = 8,6mm$ ……..**Flèche admissible.√ (Vérifié).**

- **Armatures longitudinales :**
  - En travée : **3HA12**
  - Aux appuis : **3HA10**
- **Armatures transversales :**
  - Un cadre et étrier **HA8**

TAB.III.7.1. récapitulatif du ferraillage sur la poutre de chainage



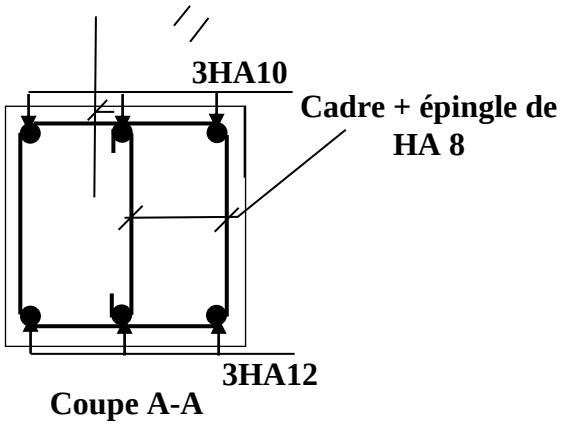


Figure III.7.7 : Ferraillage de la poutre de chainage

III.8. Calcul de la salle machine

1. Définition :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu .

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur (04) cotés, elle permet le déplacement rapide entre les niveaux d'un immeuble, elle est caractérisée par :

- Une vitesse d'entrainement : V= 1 m/s
- La Surface de la cabine est : S= (2,10 x 1,70)= 3,57 m^2
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes, notons que le nombre de personnes transportés est de 8.

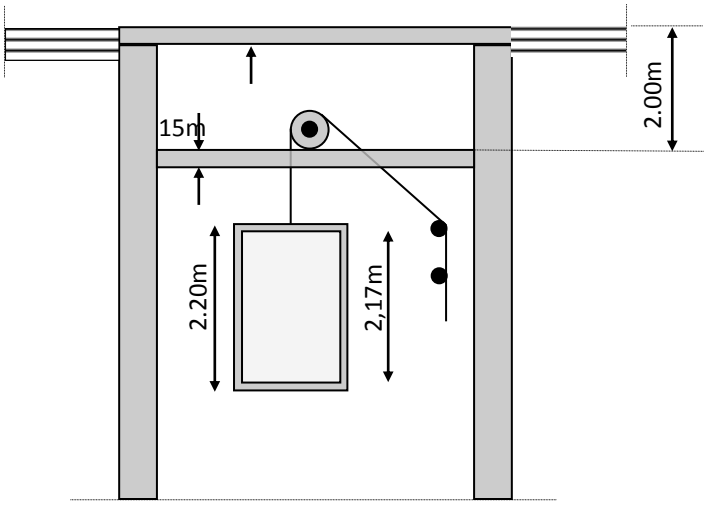


Figure III.8.1: schéma de l'ascenseur.

2. Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{170}{30} = 5{,}67 \text{ cm}$$

La surface de sa cabine est (2,10×1,70= 3,57 m^2)

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12$cm; on adopte une hauteur **h_t = 15cm.**

La dalle repose sur quatre cotés, elle est soumise à la charge permanente localisée, son calcul se fait a l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

3. Calcul du panneau :

a. Calcul des efforts :

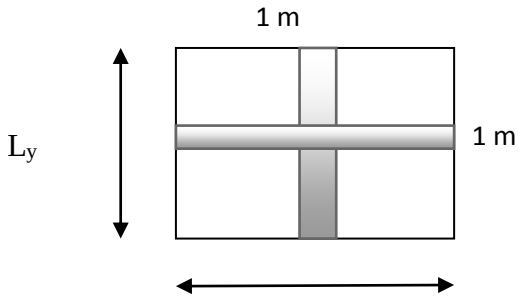
Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

Principe de la méthode :

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « **q** » la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que le panneau est simplement appuyé, on définit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \qquad \text{Avec : } l_x < l_y$$



- Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au ce la dalle pour une bande de 1m de largeur.

Avec : $\begin{cases} M_{ox} = \frac{q \times (lx)2}{8} \\ M_{Oy} = 0 \end{cases}$

- Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: le panneau travaille dans les deux sens.

Sens $\boldsymbol{l_x}$ **:** $M_{ox} = \mu_x$ (q) **($\boldsymbol{l_x}$)**

Sens $\boldsymbol{l_y}$ **:** $M_{Oy} = \mu_y \times M_{ox}$

μ_x et μ_y : coefficient multiplicateur donnée en fonction de ρ_x et du coefficient de poisson (ν) tel que

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

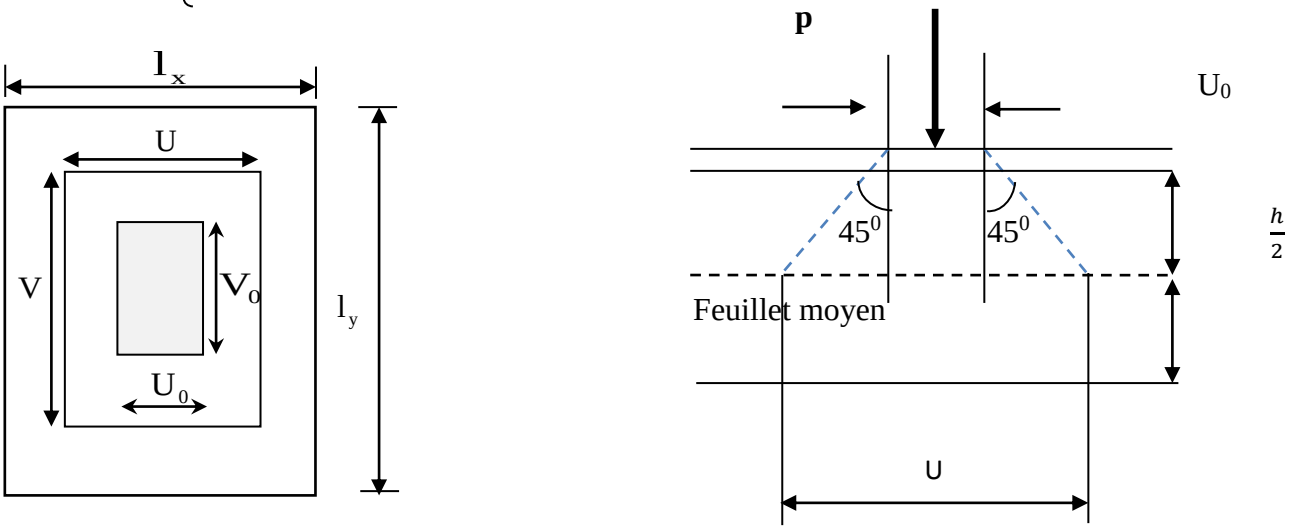


Figure III.8.2 : schéma statique de la salle machine.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{170}{210} = 0,8 \longrightarrow$ la dalle travail dans les deux sens

On a: $\begin{cases} U = U_0 + 2(\zeta\, e + h_t/2) \\ V = V_0 + 2(\zeta\, e + h_t/2) \end{cases}$

Avec :

ht = 15cm.

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

ζ : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton **ζ =1.0**

(U x V) : surface d'impacte au niveau de la feuille moyenne.

(U_0 x V_0) : coté de rectangle dans le quel la charge est centrée

On prend (U_0= 80 cm ; V_0= 80 cm)

D'ou $\Rightarrow$ U = 0,8+2 x 0,05 + 0,15 = 1,05 m

V = 0,8+2 x 0,05 + 0,15 = 1,05 m

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

b. Détermination des sollicitations :

G = 25 x 0,15 = 3,75 KN/ml et **Q** = 1 KN/ml

P = **90 KN**

c. <u>A l'ELU</u> :

P_u = 1,35xP = 1,35 x 90 = 121,5 KN/ml

q_u= 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 x 3,75 + 1,5 x 1 = 6,563 KN/ml (charge uniformément répartie)

d. <u>A l'ELS</u> :

Ps = P = 90 KN

qs = G +Q = 3,75+1= 4,75 KN/ml

<u>Calcul des Moments</u> :

Les moments M_x et M_y dus au système de levage

$M_{x1} = p \times (M1 + \nu.M_{2})$

$M_{y1} = p \times (M_2 + \nu.M_1)$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{170}{210} = 0,8 \Longrightarrow \rho = 0,8$

$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{170} = 0,62$ après interpolation $\Longrightarrow$ M_1= 0,0932

$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{210} = 0,5$ $\Longrightarrow$ M_2= 0,0662

➢ **<u>Calcul des moments a l'ELU</u>** : **(ν=0)**

M_{x1} = P_u x M_1 = 121, 5 x 0.0932 = **11, 32 KN.m**

M_{y1} = P_u x M_2= 121.5 x 0.0662 = **8, 04 KN.m**

Les moments au poids propre de la dalle pleine :

ρ =0,8 $\Longrightarrow$ μ_x = 0,0565

μ_y = 0,595

On aura : $\begin{cases} \mathbf{M_{x2}} = (\mu_x) \times (q_u) \times (l_x)^2 = 0{,}0565 \times 6{,}563 \times (1{,}70)^2 = \mathbf{1{,}072\ KN.m} \\ \mathbf{M_{y2}} = \mu_y \times M_{x2} = 0{,}595 \times 1{,}072 = \mathbf{0{,}638\ KN.m} \end{cases}$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$M_X = M_{x1} + M_{x2} =$ **12,392 KN.m**

$M_y = M_{y1} + M_{y2} =$ **8,678 KN.m**

- **Correction des moments :**
  - En travée :

$M_x^t = 0{,}85 \times M_X = 0{,}85 \times 12{,}392 = 10{,}533$ KN.m

$M_y^t = 0{,}85 \times M_y = 0{,}85 \times 8{,}678 = 7{,}376$ KN.m

  - Aux appuis:

$M_x^a = -0{,}3 \times M_X = -0{,}3 \times 12{,}395 = -3{,}72$ KN.m

$M_y^a = -0{,}3 \times M_y = -0{,}3 \times 8{,}678 = -2{,}60$ KN.m

  - **Feraillage :**

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire de 1m

a) Sens x-x :

- **En travée** :

(M_x^t =10,533 KN.m**)**

$\mu = \frac{M^t_x}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10{,}533\times10^3}{100\times13^2\times14{,}2} = 0{,}044 < \mu_1 = 0.392 \Longrightarrow$ SSA d'où : $\beta = 0{,}978$

$A_x^t = \frac{M^t_x}{\beta\ d\ f_e/\gamma_s} = \frac{10{,}533\times10^3}{0{,}978\times13\times348} = 2{,}38\ cm^2$ **soit 4 HA 10 (A_s= 3,14cm²)**

Avec : un espacement **S_t = 25cm**.

- **Aux appuis:**

(M_x^a= ┤3,72 ├KN.m)

$\mu = \frac{M^a_x}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3{,}72\times10^3}{100\times13^2\times14{,}2} = 0{,}016 < \mu_1 = 0.392$ SSA $\Longrightarrow$ d'où : $\beta = 0{,}992$

$A_x^a = \frac{M^a_x}{\beta\ d\ f_e/\gamma_s} = \frac{3{,}72\times10^3}{0{,}992\times13\times348} = 0{,}83\ cm^2$ **soit 4 HA 8 (A_s=2,01cm²).**

Avec : un espacement **S_t = 25cm**.

b) Sens y-y :

- **En travée** :

(M_y^t = 7,376 KN.m)

$\mu = \frac{M^t_y}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{7{,}376\times10^3}{100\times13^2\times14{,}2} = 0{,}030 < \mu_1 = 0.392 \Longrightarrow$ SSA d'où : $\beta = 0{,}985$

$A_y^t = \frac{M^t_y}{\beta\ d\ f_e/\gamma_s} = \frac{7{,}376\times10^3}{0{,}985\times13\times348} = 1{,}66\ cm^2$ **soit 4 HA 10 (A_s= 3,14cm²)**

Avec : un espacement **S_t = 25cm**

- **Aux appuis:**

$M_y^a = |2{,}60|$ KN.m

$\mu = \frac{M^a y}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2{,}60\times10^3}{100\times13^2\times14{,}2} = 0{,}010 < \mu_1 = 0.392$ SSA [illegible] : $\beta = 0{,}995$

$A_y^a = \frac{M^a y}{\beta\, d\, f_e/\gamma_s} = \frac{2{,}60\times10^3}{0{,}995\times13\times348} = 0{,}58\ cm^2$ **soit 4 HA 8 (A_s=2,01cm²).**

Avec : un espacement **S_t = 25cm**.

4. Vérification à L'ELU :

a. Condition de non fragilité (BAEL91/Art B.7.4)

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont Déterminées à partir d'un pourcentage de référence w_o qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas w_o = **0,8 ⁰/₀₀**

- **Armatures suivant le Sens x-x :**

On a :

$w_0 = 0.8 \times 10^{-3}$ pour les aciers de nuance HA FeE400.

W **:** Le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x.

$A_x^{min} \geq w_o \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h = 0{,}8 \times 10^{-3} \times \left(\frac{3-0{,}8}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1{,}32\ cm^2$

A_x^{min} =1,32 cm²

A_x^a = 2,01 cm² $A_x > A_x^{min}$ ⟶ **condition vérifiée.**

A_x^t = 3,14 cm²

- **Armatures suivant le Sens y-y :**

$A_y^{min} \geq w_o \times b \times h = 0{,}8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1{,}2\ cm^2$

A_y^{min} =1,2 cm²

A_y^a = 2,01 cm² $A_y > A_y^{min}$ ⟶ **condition vérifiée.**

A_y^t = 3,14 cm²

Les conditions de non fragilités sont vitrifiées dans les deux sens.

b. Diamètre minimal des barres (Art.3.2.1/BAEL91 révisé99) .

On doit vérifier que :

$\phi_{max} \leq \frac{h_o}{10} = \frac{150}{10} = 15$ mm ⟶ ϕ=10mm<ϕ_{max} =15mm ⟶ **condition vérifiée**.

c. Ecartement des barres (Art.6.5.1/BAEL91) :

- Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée :

$St_{max} \leq$ min (3h=45cm; 33cm) = 33 cm

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée :

$St_{max} \leq$ min (2h=30cm; 25cm) = 25 cm

St = 25 cm ≤ 33 cm ⟶ **Condition vérifiée**
St = 25 cm ≤ 25 cm ⟶ **Condition vérifiée**

d. <u>Condition de non poinçonnement</u> (Art A-5-2-42) :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite.

$$N_U \leq 0.045 \times h \times \mu_c \times \frac{f_{C28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_C : périmètre du conteur de l'aire sur le lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$\mu_C = 2 (U+ V) = (105+ 105) \times 2 = 420cm = 4.20\ m$

N_u : Charge de calcul à l'état limite ultime

$N_u = 1{,}35G = 1{,}35 \times 90 = 121{,}5$ KN (charge de calcul a l'ELU)

$N_u = 121{,}5$ KN $< 0{,}045 \times 0{,}15 \times 4{,}20 \times \frac{25}{1{,}5} \times 10^3 = 472{,}5$ KN ⟶ **condition vérifiée**.

e. <u>Contrainte au cisaillement</u>:

- **Effort tranchant (Art A.52,2) :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge **P**.

- **Au milieu de U** :

$T_{max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{121{,}5}{3 \times 105} = 38{,}57$ KN

- **Au milieu de V :**

$T_{max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{121{,}5}{3x105} = 38{,}57$ KN

$Tu = \frac{T_{max}}{db} = \frac{38{,}57}{0{,}13x1} = 296.69$ KN/m^2 = **0.29669 Mpa** $< 0.07 \frac{f_{C28}}{\gamma_b}$ = **1,167 Mpa**

⟶ **Condition vérifiée**.

5. Vérification à ELS :

a. Moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$M^s_{X1} = Ps \times (M1 + \nu M_2)$

$M^s_{Y1} = Ps \times (M\,2 + \nu M_1)$

Avec :

$\nu = 0.2$ **à l'ELS**

$M1 = 0.0932$ KN.m

$M2 = 0.0662$ KN.m

$Ps = P = 90$ KN

$M^s_{X1} = 90 \times (0{,}0932 + 0.2 \times 0{,}0662) =$ **9,5796 KN.m**

$M^s_{Y1} = 90 \times (0{,}0662 + 0{,}2 \times 0{,}0932) =$ **7, 6356 KN.m**

b. Moment dû au poids de la dalle pleine :

$q_s = G + Q = 3{,}75 + 1 =$ **4,75 KN/ml**

Dans le sens Lx : $M^s_{x2} = \mu x \times qs \times l^2_x$

Dans le sens Ly : $M^S_{Y2} = \mu y \times M^s_{X2}$

On a: ν =0,2 ; ρ=0,8 } tableau ⟶ { μ_X = **0, 0632** ; μ_Y = **0,710**

M^s_{x2} = 0, 0632 x 4, 75 x $1,7^2$ = **0,8676** KN.m
M^S_{Y2} = 0,710 x 0, 8676 = **0,616** KN.m

c. Superposition des moments :

$M_x{}^s = M^s_{X1} + M^s_{x2}$; $M_y{}^s = M^s_{y1} + M^s_{y2}$ ⟹ $M_x{}^s$ = 9,5796 +0,8676= 10,45 KN.m ; $M_y{}^s$ = 7,6356 + 0,616 = 8,252 KN.m

d. Correction des moments :

➢ **<u>En travée</u> :**

$M_x{}^t = 0,85 \times M_x{}^s = 0,85 \times 10,45 = 8,883$KN.m

$M_y{}^t = 0,85 \times M_y{}^s = 0,85 \times 8,252 = 7,014$ KN.m

➢ **<u>Aux appuis</u> :**

$M_x{}^a = -0,3 \times M_x{}^s = -0,3 \times 10,45 = -3,135$ KN.m

$M_y{}^a = -0,3 \times M_y{}^s = -0,3 \times 8,252 = -2,476$ KN.m

e. Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :
La section est rectangulaire.
La nuance des aciers est de FeE400.

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

Avec :

$$\boldsymbol{\gamma = \frac{Mu}{Ms}}$$

<u>le Sens x-x</u> :

➢ **<u>En travée</u> :**

$$\mu = \frac{Mtx^s}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{8,883x10^3}{100x13^2x14,2} = \mathbf{0,038} \longrightarrow \boldsymbol{\alpha = 0,0485}$$

$$\gamma = \frac{Mtx^u}{Mtx^s} = \frac{10,533}{8,883} = 1,186$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,186-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.343$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.343 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

➢ **<u>Aux appuis :</u>**

$$\mu = \frac{Max^s}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{3,135x10^3}{100x13^2x14,2} = 0,014 \longrightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\gamma = \frac{Max^u}{Max^s} = \frac{3,72}{3,135} = 1.187$$

$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=\frac{1.187-1}{2}+\frac{25}{100}=0.344$

$\alpha<\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0.344 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

Suivant le Sens y-y :

- **En travée :**

$\mu=\frac{Mty^s}{b.d^2.f_{bu}}$

$\mu=\frac{7,014x10^3}{100x13^2x14,2}=0,030 \longrightarrow \alpha = 0,0381$

$\gamma=\frac{Mty^u}{Mty^s}=\frac{7,376}{7,014}=1.052$

$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=\frac{1,052-1}{2}+\frac{25}{100}=0.276$

$\alpha<\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0.276 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

$\mu=\frac{May^s}{b.d^2.f_{bu}}$

$\mu=\frac{2,476x10^3}{100x13^2x14,2}=0,010 \longrightarrow \alpha = 0,0126$

$\gamma=\frac{May^u}{May^s}=\frac{2,60}{2,476}=1.050$

$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=\frac{1,050-1}{2}+\frac{25}{100}=0,275$

$\alpha<\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0.275 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

f. Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

g. Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq = \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Uc : $2 \times (U + V) = 2 \times (0.80 + 0.80) =$ **3 ,2 m**

Et $q_u = 6,563 \leq \frac{0,045 \times 3.2 \times 25 \times 10^3}{1,5} =$ **2400 KN**

Les schémas de ferraillage de la dalle de salle machine sont donnés aux figures suivantes **:**

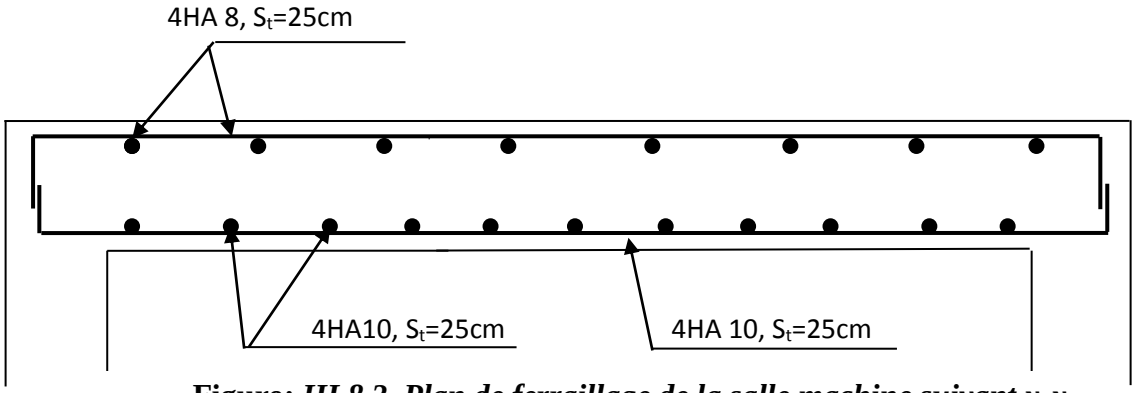


Figure*: III.8.3 Plan de ferraillage de la salle machine suivant x-x.*

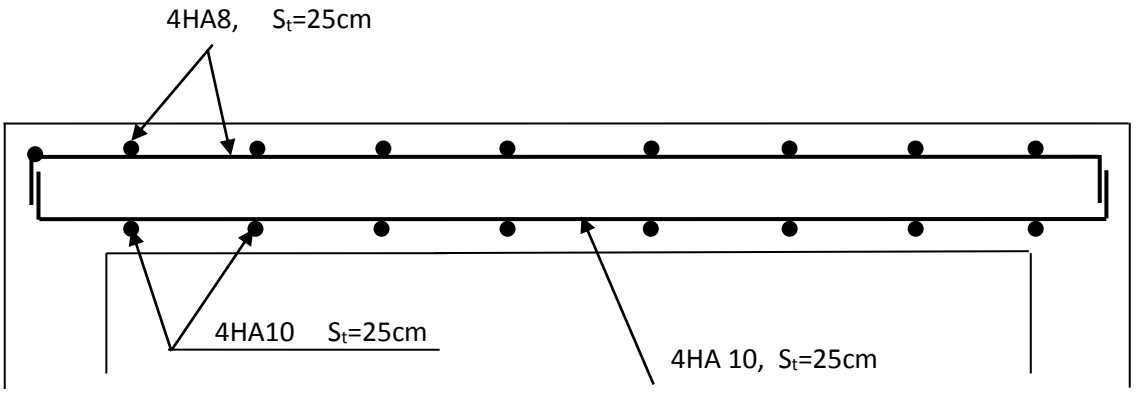


Figure*: III.8.4 Plan de ferraillage de la salle machine suivant y-y.*

IV. Etude du contreventement

1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis – à- vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante est décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales ; vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système « poteaux poutres » formant des portiques d'étage ;
- Des cages d'escalier et d'assesseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion ;
- Une combinaison des deux systèmes sus-cités, forment un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement .le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive »

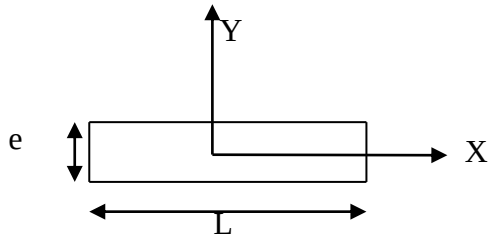
2. Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

a. Les refends longitudinaux :

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

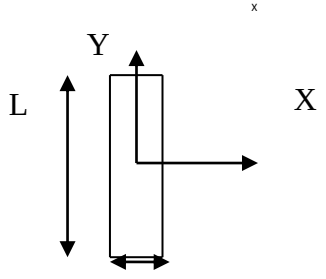
$$I_x = \frac{e.l^3}{12} << I_y$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

b. Les refends transversaux :

$$I = I_x = \frac{e.l^3}{12}$$



On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.

- **Remarque :**

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux qui les encadrent, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau ou la section des poteaux est (30x30).

Les inerties des voiles pour un niveau sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Les inerties des voiles pour un niveau.

Sens longitudinal				Sens transversal			
Voiles	**L(m)**	**e(m)**	**I_Y (m^4)**	**Voiles**	**L(m)**	**e(m)**	**I_X (m^4)**
4VL1	2.70	0.25	0.41	**8VT1**	1.155	0,25	0.03
4VL2	3.70		1.05	**4VT2**	2.155		0.21
			$\sum$ **I_Y=5.84**				$\sum$ **I_x=1.08**

3. Calcul des rigidités au niveau des portiques :

A. Présentation de la methode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissants et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

- **Hypothéses de calcul :**

✓ Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
✓ Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
  - Rectangulaire pour le vent.
  - Triangulaire pour le séisme.
✓ La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
✓ La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

B. Etapes de calcul :

B.1. Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

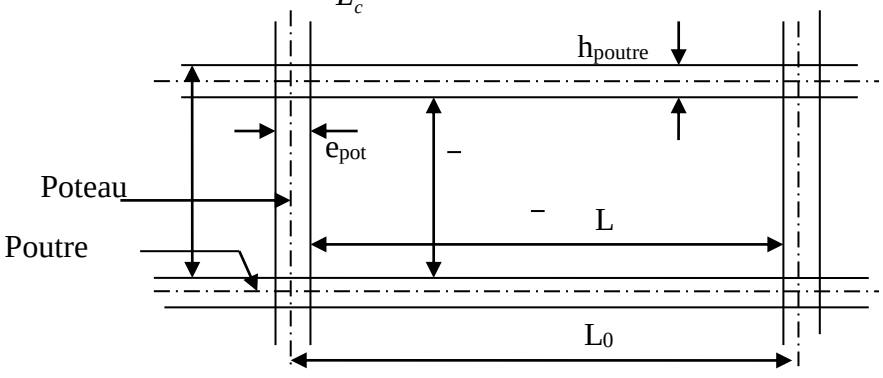


Fig.IV.1 : Identification des paramétres.

Avec :
I : moment d'inertie de l'élément.
h_c et L_c : hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

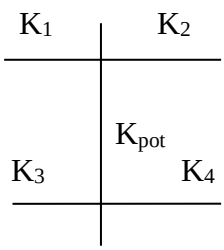
$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau}$; $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$

h: hauteur de poteau entre nus des poutres.
L : longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).
h_0 : hauteur des poteaux entre des poutres.
h_p : hauteur de la poutre.
e_p : largeur des poteaux.
L_0 : longueur de la poutre entre axes des poteaux.
K : rigidité linéaire (poutre, poteau).

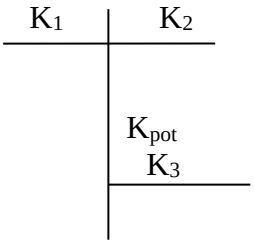
B.2. Calcul des coefficients $\overline{K}$ relatifs aux portiques :

- **Cas étage courant et RDC :**

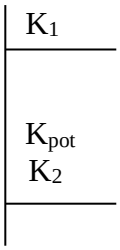
En général : $K = \dfrac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2K_{pot}}$



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}}$$

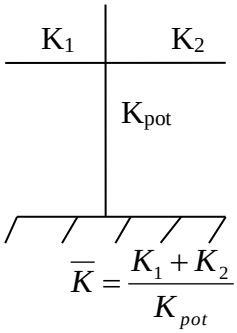


$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}}$$

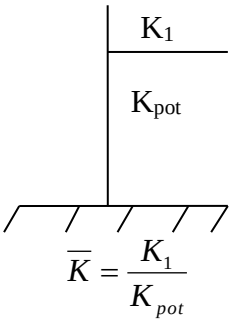


$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

- **Cas de s/sol:**



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Les calculs sont résumés dans les tableaux siuivants:

- **Rigidités des poutres secondaires (sens longitudinal) :**
  - **Tableau IV.2 : Rigidités des poutres secondaire.**

Niveaux	Travées	b (cm)	h (cm)	L (cm)	$I_{poutre}(cm^4)$	L_c (cm)	K_{poutre} (cm^3)
6,7,8	a-A (console)	30	35	135.5	107187.5	153	700.57
	A-B			370		387.5	276.61
	B-C			270		287.5	372.82
	C-D			370		387.5	276.61
	D-E			420		437.5	245
	E-F			370		387.5	276.61
	F-G			270		287.5	372.82
	G-H			370		387.5	276.61
	H-h (console)			135.5		153	700.57
4,5	a-A (console)	30	35	133	107187.5	150.5	712.20
	A-B			365		382.5	280.22
	B-C			265		282.5	379.42
	C-D			365		382.5	280.22
	D-E			415		432.5	247.83
	E-F			365		382.5	280.22
	F-G			265		282.5	379.42
	G-H			365		382.5	280.22
	H-h (console)			133		150.5	712.20
2,3	a-A (console)	30	35	130.5	107187.5	148	724.23
	A-B			360		377.5	283.94
	B-C			260		277.5	386.26
	C-D			360		377.5	283.94
	D-E			410		427.5	250.73
	E-F			360		377.5	283.94
	F-G			260		277.5	386.26
	G-H			360		377.5	283.94
	H-h (console)			130.5		148	724.23
1er, RDC	a-A (console)	30	35	128	107187.5	145.5	736.68
	A-B			355		372.5	287.75
	B-C			255		272.5	393.34
	C-D			355		372.5	287.75
	D-E			405		422.5	253.69
	E-F			355		372.5	287.75
	F-G			255		272.5	393.34
	G-H			355		372.5	287.75
	H-h (console)			128		145.5	736.68
s/sol	A-B	30	35	350	107187.5	367.5	291.66
	B-C			250		267.5	400.70
	C-D			350		367.5	291.66
	D-E			400		417.5	256.73
	E-F			350		367.5	291.66
	F-G			250		267.5	400.70
	G-H			350		367.5	291.66

- **Rigidités des poutres principales (sens transversal) :**
  - **Tableau IV.3 : Rigidités des poutres principales.**

Niveaux	Travées	b (cm)	h (cm)	L (cm)	I_{poutre} (cm^4)	L_c (cm)	K_{poutre}(cm^3)
6, 7, 8	1-2	30	40	300	160000	320	500
	2-3			400		420	380.95
	3-4			400		420	380.95
	4-5			300		320	500
4, 5	1-2	30	40	295	160000	315	507.93
	2-3			395		415	385.54
	3-4			395		415	385.54
	4-5			295		315	507.93
2,3	1-2	30	40	290	160000	310	516.12
	2-3			390		410	390.24
	3-4			390		410	390.24
	4-5			290		310	516.12
1er, RDC	1-2	30	40	285	160000	305	524.59
	2-3			385		405	395.06
	3-4			385		405	395.06
	4-5			285		305	524.59
s/sol	1-2	30	40	280	160000	300	533.33
	2-3			380		400	400
	3-4			380		400	400
	4-5			280		300	533.33

- **Rigidités des poteaux sens longitudinal :**

Tableau IV.4 : Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal.

Niveaux	poteaux	b (cm)	H (cm)	H (cm)	I_{pot} (cm^4)	h_c(cm)	K_{pot} (cm^3)
6, 7, 8	A	30	30	271	67500	286	336.01
	B			271		286	336.01
	C			271		286	336.01
	D			271		286	336.01
	E			271		286	336.01
	F			271		286	336.01
	G			271		286	336.01
	H			271		286	336.01
4, 5	A	35	35	271	125052,08	288.5	433.45
	B			271		288.5	433.45
	C			271		288.5	433.45
	D			271		288.5	433.45
	E			271		288.5	433.45
	F			271		288.5	43.45
	G			271		288.5	433.45
	H			271		288.5	433.45
2,3	A	40	40	271	213333,33	291	733.10
	B			271		291	733.10
	C			271		291	733.10
	D			271		291	733.10
	E			271		291	733.10
	F			271		291	733.10
	G			271		291	733.10
	H			271		291	733.10
1er	A	45	45	271	341718,75	293.5	1164.28
	B			271		293.5	1164.28
	C			271		293.5	1164.28
	D			271		293.5	1164.28
	E			271		293.5	1164.28
	F			271		293.5	1164.28
	G			271		293.5	1164.28
	H			271		293.5	1164.28
RDC	A	45	45	373	341718,75	395.5	864.01
	B			373		395.5	864.01
	C			373		395.5	864.01
	D			373		395.5	864.01
	E			373		395.5	864.01
	F			373		395.5	864.01
	G			373		395.5	864.01
	H			373		395.5	864.01
S/SOL	A	50	50	505	520833,33	530	982.70
	B			505		530	982.70
	C			505		530	982.70
	D			505		530	982.70
	E			505		530	982.70
	F			505		530	982.70
	G			505		530	982.70
	H			505		530	982.70

- **Rigidités des poteaux sens transversal :**

Tableau IV.5 : Rigidités des poteaux dans le sens transversal.

Niveaux	poteaux	b (cm)	H (cm)	H (cm)	I_{pot} (cm^4)	h_c(cm)	K_{pot} (cm^3)
6, 7, 8	1	30	30	266	67500	281	240.21
	2			266		281	240.21
	3			266		281	240.21
	4			266		281	240.21
	5			266		281	240.21
4, 5	1	35	35	266	125052,08	283.5	441.10
	2			266		283.5	441.10
	3			266		283.5	441.10
	4			266		283.5	441.10
	5			266		283.5	441.10
2,3	1	40	40	266	213333,33	286	745.92
	2			266		286	745.92
	3			266		286	745.92
	4			266		286	745.92
	5			266		286	745.92
1er	1	45	45	266	341718,75	288.5	1184.46
	2			266		288.5	1184.46
	3			266		288.5	1184.46
	4			266		288.5	1184.46
	5			266		288.5	1184.46
RDC	1	45	45	368	341718,75	390.5	875.08
	2			368		390.5	875.08
	3			368		390.5	875.08
	4			368		390.5	875.08
	5			368		390.5	875.08
S/SOL	1	50	50	500	520833,33	525	992.06
	2			500		525	992.06
	3			500		525	992.06
	4			500		525	992.06
	5			500		525	992.06

B.3. coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :

- **Cas d'étage courant, RDC et du niveau terrasse :**

$$a = \frac{\overline{K}}{2 + \overline{K}}$$

- **Cas du s/sol :**

Poteau encastré à la base $a = \frac{0,5 + \overline{K}}{2 + \overline{K}}$

Poteau articulé à la base $a = \frac{0{,}5 + \overline{K}}{1 + 2\overline{K}}$

B.4. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12 E_i a_{ij} I_p}{h_C^3}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 3{,}216 dan/cm^2$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

B.5. Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des portiques longitudinaux :**

Tableau IV.6: Rigidités des portiques longitudinaux.

Niveaux	poteaux	h_c (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^3)$	$K_{pout}(cm^3)$	$\overline{K}$	a_j^i	r_j^x	R_j^x
					700.57				
	A				276.61	2,90	0,59	65.69	
	B				372.82	1,93	0,49	54.56	
6, 7,8	C	286	67500	336.01	276.61	1,93	0,49	54.56	447,6
	D				245	1,55	0,44	48.99	
	E				276.61	1,55	0,44	48.99	
	F				372.82	1,93	0,49	54.56	
	G				276.61	1,93	0,49	54.56	
	H				700.57	2,90	0,59	65.69	
					712.20				
	A				280.22	2,28	0,53	106.51	
	B				379.42	1,52	0,43	86.41	
4,5	C	288.5	125052.08	433.45	280.22	1,52	0,43	86.41	711,38
	D				247.83	1,21	0,38	76.36	
	E				280.22	1,21	0,38	76.36	
	F				379.42	1,52	0,43	86.41	
	G				280.22	1,52	0,43	86.41	
	H				712.20	2,28	0,53	106.51	
					724.23				
	A				283.94	1,37	0,40	133,64	
	B				386.26	0,91	0,31	103,57	
	C				283.94	0,91	0,31	103,57	
2,3	D	291	213333.33	733.10	250.73	0,72	0,26	86.86	855,28
	E				283.94	0,72	0,26	86.86	
	F				386.26	0,91	0,31	103.57	
	G				283.94	0,91	0,31	103.57	
	H				724.23	1,37	0,40	133,64	
					736.68				
	A				287.75	0,88	0,30	156.48	
1er	B	293.5	341718.75	1164.28	393.34	0,58	0,22	114.75	959,72
	C				287.75	0,58	0,22	114.75	
	D				253.69	0,46	0,18	93.88	
	E				287.75	0,46	0,18	93.88	
	F				393.34	0,58	0,22	114.75	
	G				287.75	0,58	0,22	114.75	
	H				736.68	0,88	0,30	156.48	
					736.68				
	A				287.75	0.76	0,27	57.55	
	B				393.34	0,78	0,28	59.68	
RDC	C	395.5	341718.75	864.01	287.75	0,78	0,28	59.68	451,88
	D				253.69	0,63	0,23	49.03	
	E				287.75	0,63	0,23	49.03	
	F				393.34	0,78	0,28	59.68	
	G				287.75	0,78	0,28	59.68	
	H				736.68	0,76	0,27	57.55	
	A				291.66	0.30	0,35	47.25	
	B				400.70	0.70	0,44	59.40	
	C				291.66	0.70	0,44	59.40	
s/sol	D	530	520833,33	982.70	256.73	0.55	0,41	55.35	442,8
	E				291.66	0.55	0,41	55.35	
	F				400.70	0.70	0,44	59.40	
	G				291.66	0.70	0,44	59.40	
	H					0.30	0,35	47.25	

- **Rigidités des portiques transversaux :**

Tableau IV.7 : Rigidités des portiques transversaux.

Niveaux	poteaux	h_c (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^3)$	$K_{pout}(cm^3)$	$\overline{K}$	a_j^i	r_j^y	R_j^y
6, 7,8	1	286	67500	236.01	500	2,11	0,51	56.78	327.36
	2				380.95	3,73	0,65	72.38	
	3				380.95	3,22	0,62	69.04	
	4				500	3,73	0,65	72.38	
	5					2,11	0,51	56.78	
4,5	1	288.5	125052.08	433.45	507.93	1,17	0,37	74.36	448.18
	2				385.54	2,06	0,51	102.50	
	3				385.54	1,77	0,47	94.46	
	4				507.93	2,06	0,51	102.50	
	5					1,17	0,37	74.36	
2,3	1	291	213333.33	733.1	516.12	0,70	0,26	86.87	544.60
	2				390.24	1,23	0,38	126.96	
	3				390.24	1,06	0,35	116.94	
	4				516.12	1,23	0,38	126.96	
	5					0,70	0,26	86.87	
1er	1	293.5	341718.75	1164.28	524.59	0,45	0,18	93.89	610.28
	2				395.06	0,79	0,28	146.05	
	3				395.06	0,68	0,25	130.40	
	4				524.59	0,79	0,28	146.05	
	5					0,45	0,18	93.89	
RDC	1	395.5	341718.75	864.01	524.59	0,61	0,23	49.03	313.36
	2				395.06	1,06	0,35	74.61	
	3				395.06	0,91	0,31	66.08	
	4				524.59	1,06	0,35	74.61	
	5					0,61	0,23	49.03	
s/sol	1	530	520833,33	982,7	533.33	0,54	0,41	55.35	306.45
	2				400	0,95	0,49	66.15	
	3				400	0,81	0,47	63.45	
	4				533.33	0,95	0,49	66.15	
	5					0,54	0,41	55.35	

4. Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

- **Calcul des rigidités des voiles longitunaux :**

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_j^3}$$

Tableau IV.8 : Rigidités des voiles longitudinaux.

Niveaux	Voiles	h (cm)	I_Y (cm^4)	R_{vy} (KN /cm)	$\sum R_{vy}$ (KN /cm)
1 à 8	**4 VL1**	266	41000000	84069,07	**299367,9**
	4 VL2	266	105000000	215298,83	
RDC	**4 VL1**	368	41000000	31749,56	**113059,4**
	4 VL2	368	105000000	81309,84	
s/sol	**4 VL1**	500	41000000	12658,12	**45075,4**
	4 VL2	500	105000000	32417,28	

- **Calcul des rigidités de voiles transversaux :**

$$R_{vy} = \frac{12E_i I_x}{h_j^3}$$

Tableau IV.9 : Rigidités des voiles transversaux.

Niveaux	Voiles	h (cm)	I_x (cm^4)	R_{vx} (KN /cm)	$\sum R_{vx}$ (KN /cm)
1 à 8	8 VT1	266	3000000	6151,4	**49211,17**
	4 VT2	266	21000000	43059,77	
RDC	8 VT1	368	3000000	2323,14	**18585,11**
	4 VT2	368	21000000	16261,97	
s/sol	8 VT1	500	3000000	926,21	**7409,67**
	4 VT2	500	21000000	6483,46	

IV.5. Détermination de la répartition des éfforts horizontaux entre portique et refends :

a. Calcul des fléches des refends

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie I=1 m^4, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des airs ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure, qui suit :

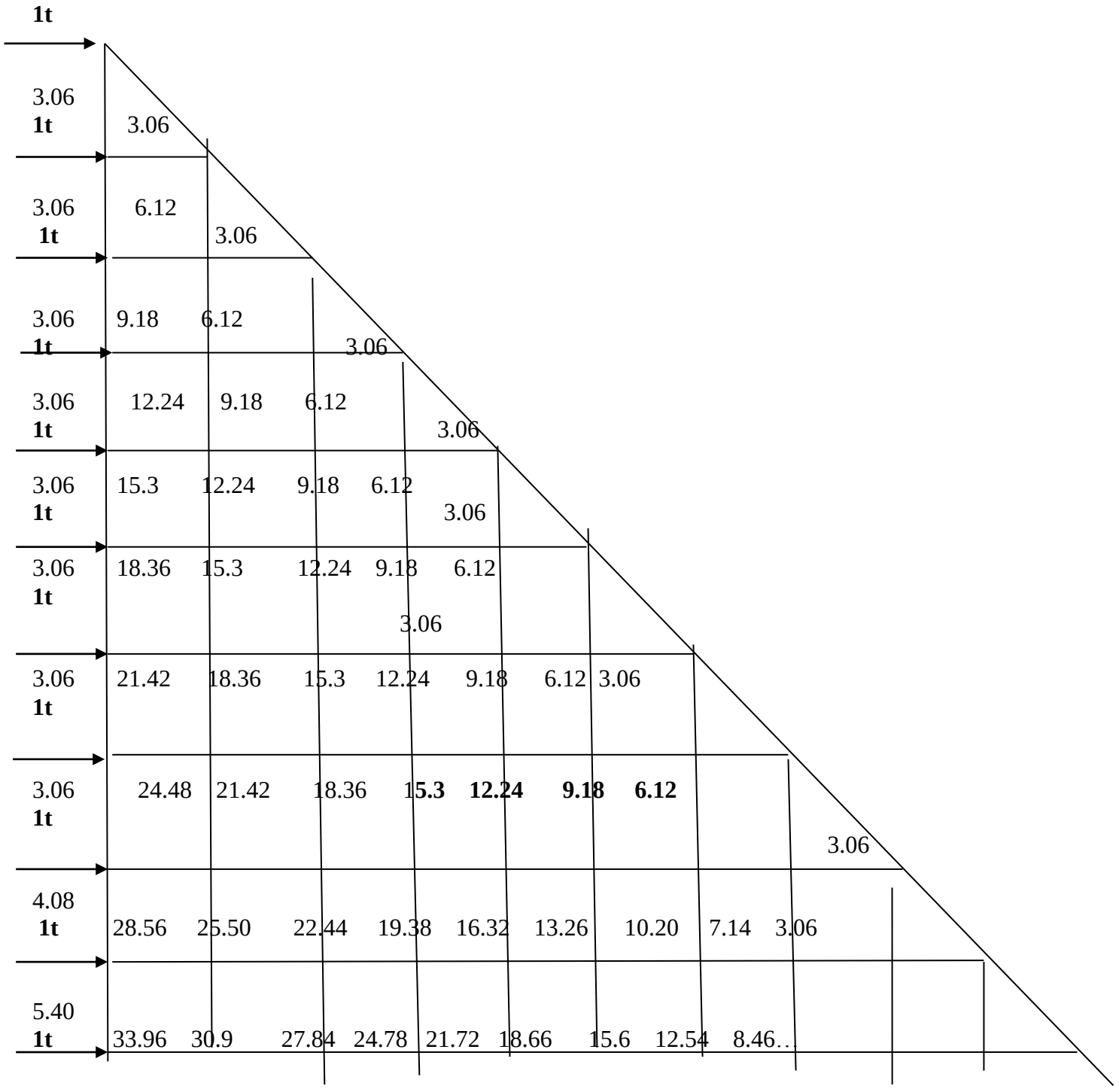


Fig.IV.2: Diagramme des moments des aires.

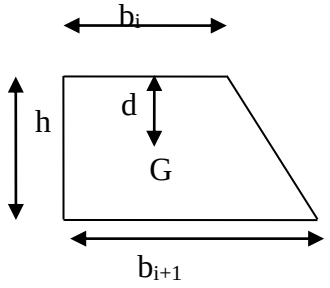
La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par : $f_i = \frac{\sum S_i x_i}{EI}$

S_i : Surface du trapèze

x_i : Distance entre le centre du trapèze t le niveau considéré

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$$



La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

Tableau IV.10 : Calcul des fléches des refends.

Niveaux	h(m)	b_i(m)	b_{i+1}(m)	S_i (m^2)	d_i(m)	S_i x d_i (m^3)	$\sum S_i d_i = E_i.f_i$
08	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55	60454.37
07	3,06	9,18	3,06	18,73	1,78	33,34	53076.61
06	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,64	45714.39
05	3,06	30,60	18,36	74,91	1,66	124,35	38478.83
04	3,06	45,90	30,60	117,04	1,63	190,77	31401.77
03	3,06	64,26	45,90	168,54	1,62	273,03	24616.40
02	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,06	18264.52
01	3,06	110,16	85,68	299,63	1,59	476,41	12520.63
RDC	4,08	145,86	110,16	522,28	2,13	1112,46	7584.24
S/SOL	5,40	200,52	145,86	935,23	2,84	2656,05	2656.05

Nous aurons donc :

$$f_{01} = \frac{935,23 \times 2,84}{EI}$$

$$f_{02} \frac{935,23(2,84 + 4,08) + 522,28 \times 2,13}{EI}$$

$$f_{03} = \frac{935,23 \times (2,84 + 7,14) + 522,28 \times (2,13 + 3,06) + 299,63 \times 1,59}{EI}$$

$$f_{04} = \frac{935,23 \times (2,84 + 10,2) + 522,28 \times (2,13 + 6,12) + 299,63 \times (1,59 + 3,06) + 229,41 \times 1,60}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau .On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{01} = \frac{2656,05}{EI} \quad f_{02} = \frac{7584.24}{EI} \quad f_{03} = \frac{12520.63}{EI} \quad f_{04} = \frac{18264.52}{EI}$$

$$f_{05} = \frac{24616.40}{EI} \quad f_{06} = \frac{31401.77}{EI} \quad f_{07} = \frac{38478.83}{EI} \quad f_{08} = \frac{45714.39}{EI}$$

$$f_{09} = \frac{53076.61}{EI} \quad f_{10} = \frac{60454.37}{EI}$$

b. Calcul des déplacements des portiques et leurs inerties fictives :

1. Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau.**

$$\Delta_n = \psi_n \times h \qquad \text{Avec :} \quad E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i ».**

$$D_n = \sum_{i=1}^{n} \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau.**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1er niveau.**

$$\mathrm{E} \cdot \theta_1 = \frac{\mathrm{M}_1 + \mathrm{M}_2}{24 \cdot \sum \mathrm{K}_{\mathrm{t}1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants.**

$$\mathrm{E} \cdot \theta_n = \frac{\mathrm{M}_n + \mathrm{M}_{n+1}}{24 \cdot \sum \mathrm{K}_{\mathrm{t}n}}$$

Avec : $Mn = T_n .h$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tn} : Raideur des poutres $\mathrm{K} = \frac{\mathrm{I}_{tn}}{\mathrm{L}}$.

K_{pn} : Raideur des poteaux $\mathrm{K} = \frac{\mathrm{I}_{pn}}{\mathrm{h}}$.

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- ✓ **Inerties fictives des portiques :**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer des déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales a 1 tonnes, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m^4, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \qquad \text{Avec : } D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_n : Flèche du refend au même niveau n

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau (n).

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Inerties fictives des portiques longitudinaux :

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Niv	Portique	$\sum kpn$ 10^4 (m^3)	$\sum ktn$ 10^4(m^3)	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	Ef_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
08	1-1	26,88	34,98	3,06	0	36,45	113,09	346,05	22181,86	60454.37	2,73	**13,65**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
07	1-1	26,88	34,98	6,12	3,06	109,35	262,63	803,65	21836,81	53076.61	2,43	**12,15**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
06	1-1	26,88	34,98	9,18	6,12	182,25	430,40	1317,02	21033,16	45714.39	2,17	**10,85**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
05	1-1	34.67	35,52	12,24	9,18	251,27	510,96	1563,54	19716,14	38478.83	1,95	**9,75**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
04	1-1	34,67	35,52	15,30	12,24	323,06	654,92	2004,05	18152,60	31401.77	1,73	**8,65**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
03	1-1	58,65	36,07	18,36	15,30	388,83	616,81	1887,44	16148,55	24616.40	1,52	**7,60**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
02	1-1	58,65	36,07	21,42	18,36	459,52	728,52	2229,27	14261,11	18264.52	1,28	**6,40**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
01	1-1	93,14	36,65	24,48	21,42	521,83	709,70	2171,68	12031,84	12520.63	1,04	**5,20**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
RDC	1-1	69,12	36,65	28,56	25,50	614,60	912,54	3723,16	9860,16	7584.24	0,77	**3,85**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
SS	1-1 à 5-5	78,61	22,25	33,96	30,9	938,34	1136,48	6137	6137	2656.05	0,43	**2,15**

- **Inerties fictives des portiques transversaux :**

Niv	Portique	$\sum kpn$ $10^4(m^3)$	$\sum ktn$ $10^4(m^3)$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	Ef_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
08	A-A B-B C-C D-D E-E F-F G-G H-H	12 ,01	17,62	3,06	0	72,36	248,50	760,41	39527,22	60454.37	1,53	**12,24**
07	AA--HH	12 ,01	17,62	6,12	3,06	217,08	569,37	1742,27	38766,81	53076.61	1,37	**10,96**
06	AA--HH	12 ,01	17,62	9,18	6,12	361,80	926,41	2834,81	37024,54	45714.39	1,23	**9,84**
05	AA--HH	22 ,05	17,87	12,24	9,18	499,44	893,21	2733,22	34189,73	38478.83	1,13	**9,04**
04	AA--HH	22,05	7,87	15,30	12,24	642,14	1149,02	3516,00	31456,51	31401.77	0,99	**7,92**
03	AA--HH	37,29	18,13	18,36	15,30	773,60	1118,17	3421,60	27940,51	24616.40	0,88	**7,04**
02	AA--HH	37,29	18,13	21,42	18,36	914,23	1322,60	4047,16	24518,91	18264.52	0,75	**6,00**
01	AA--HH	59,22	18,39	24,48	21,42	1039,97	1321,58	4044,03	20471,75	12520.63	0,61	**4,88**
RDC	AA--HH	43,75	18,39	28,56	25,50	1224,85	1676,41	6839,75	16427,72	7584.24	0,46	**3,68**
S/SOL	AA--HH	49,60	18,67	33,96	30,90	1185,13	1775,55	9587,97	9587,97	2656.05	0,28	**2,24**

Tableau IV.12: Inerties fictives des portiques transversaux.

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.13:Résumées inerties fictives des portiques.

Sens des portiques	s/sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	moy
Longitudinal	2,15	3,85	5,20	6,40	7,60	8,65	9,75	10,85	12,15	13,65	**8,025**
Transversal	2,24	3,68	4,88	6,00	7,04	7,92	9,04	9,84	10,96	12,24	**7,384**

6. Comparaison des inerties fictives des voiles et des portiques :

- **Sens longitudinal :**

	Inerties (m^4)	Pourcentage(%)
Portiques	8,025	57,88
Voiles	5,84	42,12
Portiques + Voiles	13,865	100

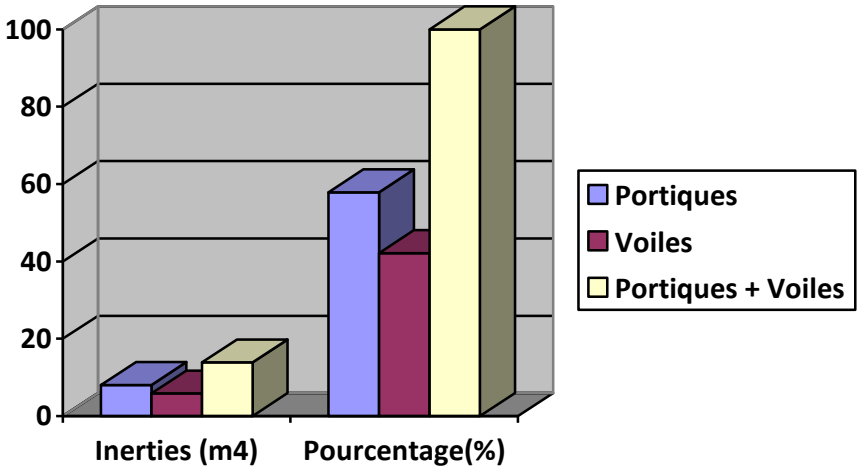


Fig.IV.3 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.

- **Sens transversal :**

	Inerties (m^4)	Pourcentage(%)
Portiques	7,384	87,24
Voiles	1,08	12,76
Portiques + Voiles	8,464	100

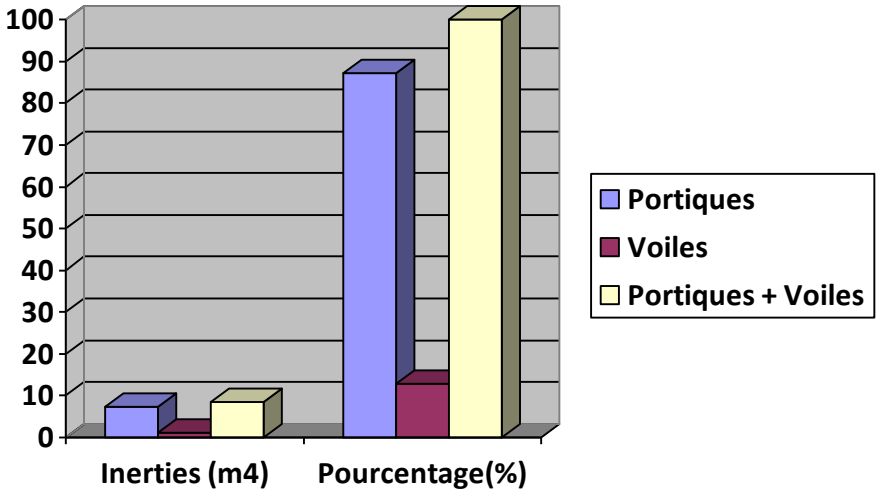


Fig.IV.4 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.

Conclusion :

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'intéraction portique –voile, le RPA99 recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques, Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Dans notre cas les portiques reprennent plus de **25%** des sollicitations dues aux charges verticales, c qui implique que le contreventement de la structure est **mixte :**

1. INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont disponibles afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

2. DESCRIPTION D 'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSES BUILDING SYSTEMS):

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement, adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

3. ETAPES DE MODELISATION :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

a. Introduction de la géométrie du modèle.
b. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
c. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
d. Définition des charges (G, Q)
e. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
f. Définition du séisme.
g. Introduction des combinaisons d'actions.
h. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
i. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
j. Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Avant de commencer la modélisation proprement dite, il est important d'avoir tous les documents relatifs à cette structure, nécessaires à la modélisation.

- Après avoir bien suivi l'enchainement des étapes cité ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :

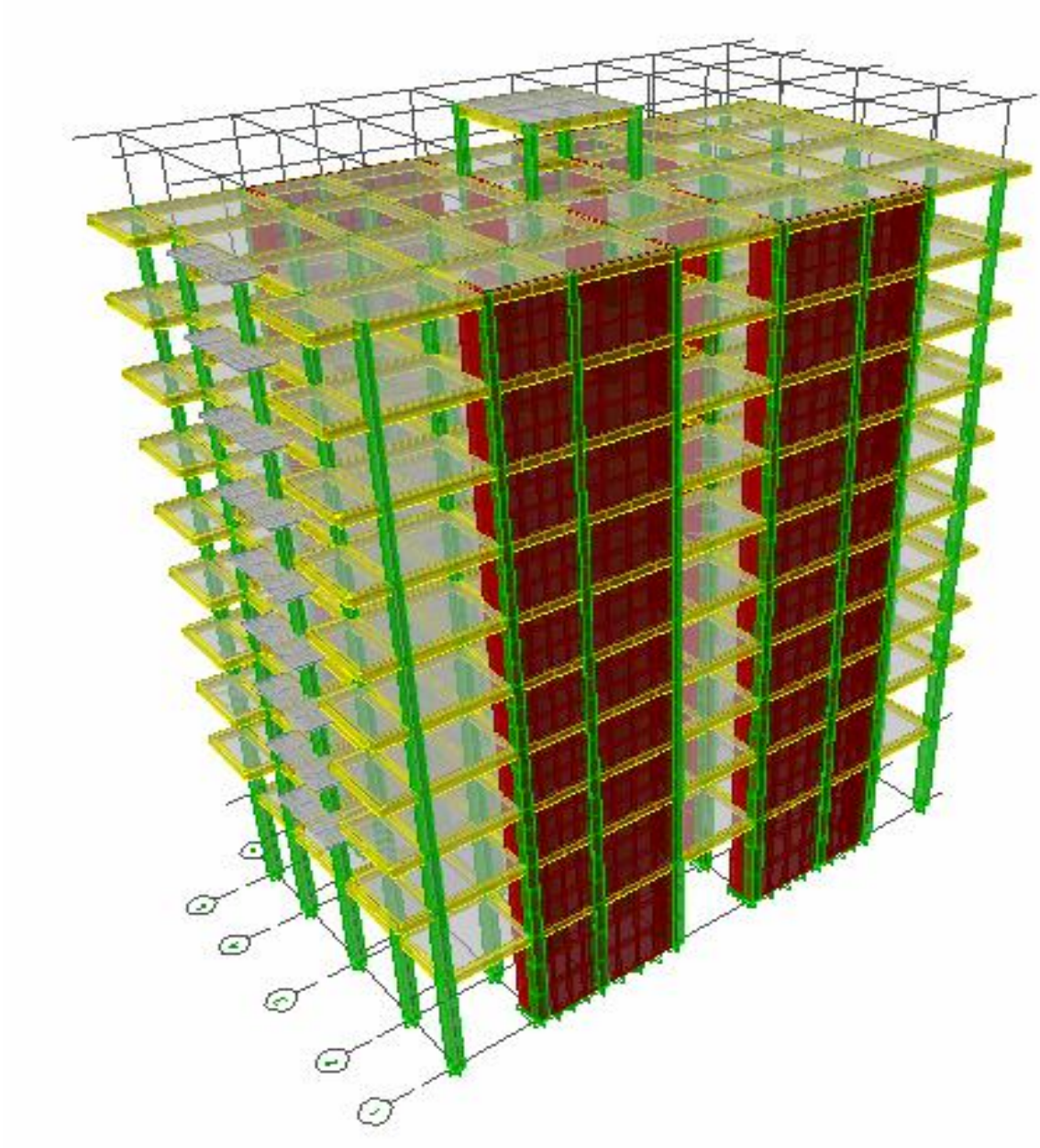


Figure V.1 : Vue en trois dimensions de la structure

4. CHOIX DE LA METHODE:

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le calcul des efforts verticaux se fait par les méthodes directes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

A. PRINCIPE DE LA METHODE :

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcu. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B. DEFINITION DU SPECTRE DE REPONSE :

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

C. CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Tableau V-1- Caractéristiques du spectre de réponse

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	II_a	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.10	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

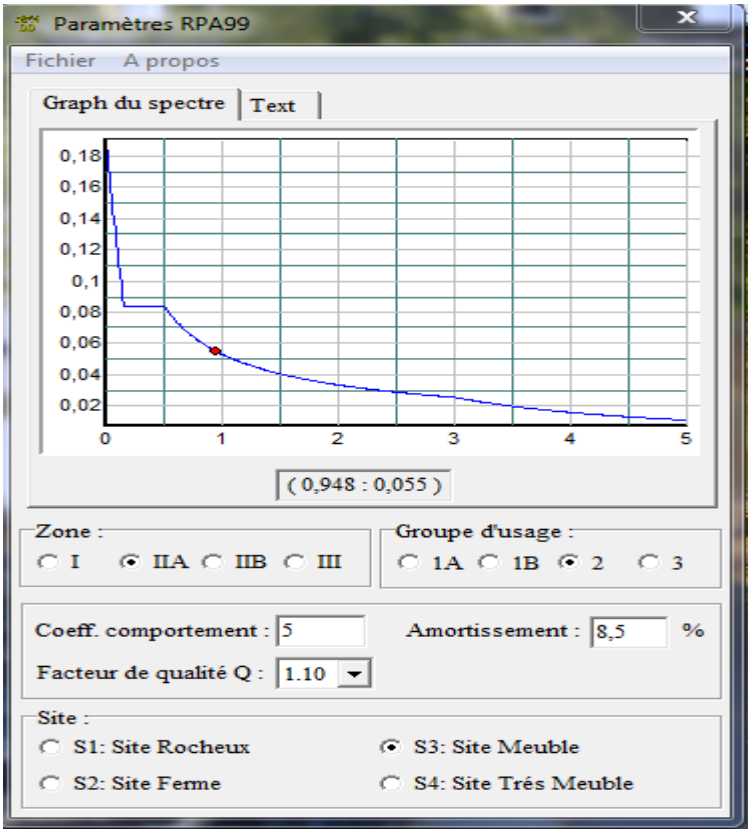


Figure V.2 : Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

D. VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA :

1. La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)}$$ (Article 4-6 /RPA99, version 2003)

$\mathbf{h_N}$: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$\mathbf{C_T}$: Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4-6/RPA99version 2003).

Dans le cas des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$\mathbf{T = 0.09h_N/\sqrt{D}}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Tableau V.2 : Période et participation massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,928431	0,0000	78,9179	0,0000	0,0000	78,9179	0,0000
2	0,571936	0,0370	0,0143	0,0000	0,0370	78,9322	0,0000
3	0,501434	71,5068	0,0000	0,0000	71,5438	78,9322	0,0000
4	0,281399	0,0000	12,5563	0,0000	71,5438	91,4885	0,0000
5	0,171243	0,5870	0,0000	0,0000	72,1308	91,4885	0,0000
6	0,160533	0,0000	0,4309	0,0000	72,1308	91,9195	0,0000
7	0,135977	0,0002	0,0135	0,0000	72,1310	91,9330	0,0000
8	0,131704	0,0000	3,9431	0,0000	72,1310	95,8760	0,0000
9	0,112324	19,9409	0,0000	0,0000	92,0719	95,8760	0,0000
10	0,093819	0,0011	0,0000	0,0000	92,0729	95,8760	0,0000
11	0,077721	0,0000	2,1384	0,0000	92,0729	98,0145	0,0000
12	0,060823	0,0001	0,0003	0,0000	92,0730	98,0148	0,0000

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :
$T_{analytique}$ = 0.92 sec
La première formule empirique donne :

$T_{empirique}$ = 0 .05 X(33.96) $^{\frac{3}{4}}$ = 0.70sec
$T_{empirique} < T_{analytique}$ ……..Condition vérifiée.

2. Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Tableau V.3 : Participation massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,928431	0,0000	78,9179	0,0000	0,0000	78,9179	0,0000
2	0,571936	0,0370	0,0143	0,0000	0,0370	78,9322	0,0000
3	0,501434	71,5068	0,0000	0,0000	71,5438	78,9322	0,0000
4	0,281399	0,0000	12,5563	0,0000	71,5438	91,4885	0,0000
5	0,171243	0,5870	0,0000	0,0000	72,1308	91,4885	0,0000
6	0,160533	0,0000	0,4309	0,0000	72,1308	91,9195	0,0000
7	0,135977	0,0002	0,0135	0,0000	72,1310	91,9330	0,0000
8	0,131704	0,0000	3,9431	0,0000	72,1310	95,8760	0,0000
9	0,112324	19,9409	0,0000	0,0000	92,0719	95,8760	0,0000
10	0,093819	0,0011	0,0000	0,0000	92,0729	95,8760	0,0000
11	0,077721	0,0000	2,1384	0,0000	92,0729	98,0145	0,0000
12	0,060823	0,0001	0,0003	0,0000	92,0730	98,0148	0,0000

Sens longitudinal : 95.87%

Sens transversal : 92.07 %

$\geq$ **90%** de la masse totale de bâtiment $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

3. Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

$\delta_k = R \quad \delta_{ek}$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau " k" par rapport au niveau" k-1"est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Suivant Ex :

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE2	D11	EX	0,0089	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
	ETG8	D10	EX	0,0076	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	ETG7	D9	EX	0,0068	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	ETG6	D8	EX	0,0059	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ETG5	D7	EX	0,0050	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ETG4	D6	EX	0,0041	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ETG3	D5	EX	0,0033	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	ETG2	D4	EX	0,0025	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	ETG1	D3	EX	0,0018	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	RDC	D2	EX	0,0011	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	SOUS SOL	D1	EX	0,0005	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Tableau V.4 : Déplacements relatifs suivant Ex

Niveau	δ_{ek} (m)	$\delta_{k+1}-\delta_k$ (m)	$\delta_{relatif}$ (m)	Condition
9	0.0089	0.0013	0.028	Vérifiée
8	0.0076	0.0008	0.0306	Vérifiée
7	0.0068	0.0009	0.0306	Vérifiée
6	0.0059	0.0009	0.0306	Vérifiée
5	0.0050	0.0009	0.0306	Vérifiée
4	0.0041	0.0008	0.0306	Vérifiée
3	0.0033	0.0008	0.0306	Vérifiée
2	0.0025	0.0007	0.0306	Vérifiée
1	0.0018	0.0007	0.0306	Vérifiée
RDC	0.0011	0.0006	0.0408	Vérifiée
s/sol	0.0005	0.0005	0.054	Vérifiée

Suivant Ey:

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERRASSE2	D11	EY	0,0003	0,0169	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
ETG8	D10	EY	0,0000	0,0165	0,0000	0,00000	0,00000	0,00015
ETG7	D9	EY	0,0000	0,0154	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
ETG6	D8	EY	0,0000	0,0141	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
ETG5	D7	EY	0,0000	0,0126	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
ETG4	D6	EY	0,0000	0,0110	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
ETG3	D5	EY	0,0000	0,0093	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ETG2	D4	EY	0,0000	0,0075	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ETG1	D3	EY	0,0000	0,0057	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
RDC	D2	EY	0,0000	0,0038	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
SOUS SOL	D1	EY	0,0000	0,0016	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Tableau V-5- Déplacements relatifs suivant Ey

Niveau	δ_{ek} (m)	$\delta_{k+1}-\delta_k$ (m)	$\delta_{relatif}$ (m)	Condition
9	0.0169	0.0004	0.028	Vérifiée
8	0.0165	0.0011	0.0306	Vérifiée
7	0.0154	0.0013	0.0306	Vérifiée
6	0.0141	0.0015	0.0306	Vérifiée
5	0.0126	0.0016	0.0306	Vérifiée
4	0.0110	0.0017	0.0306	Vérifiée
3	0.0093	0.0018	0.0306	Vérifiée
2	0.0075	0.0018	0.0306	Vérifiée
1	0.0057	0.0019	0.0306	Vérifiée
RDC	0.0038	0.0022	0.0408	Vérifiée
s/sol	0.0016	0.0016	0.054	Vérifiée

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur les tableaux ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

4. Déplacement maximal :

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex :

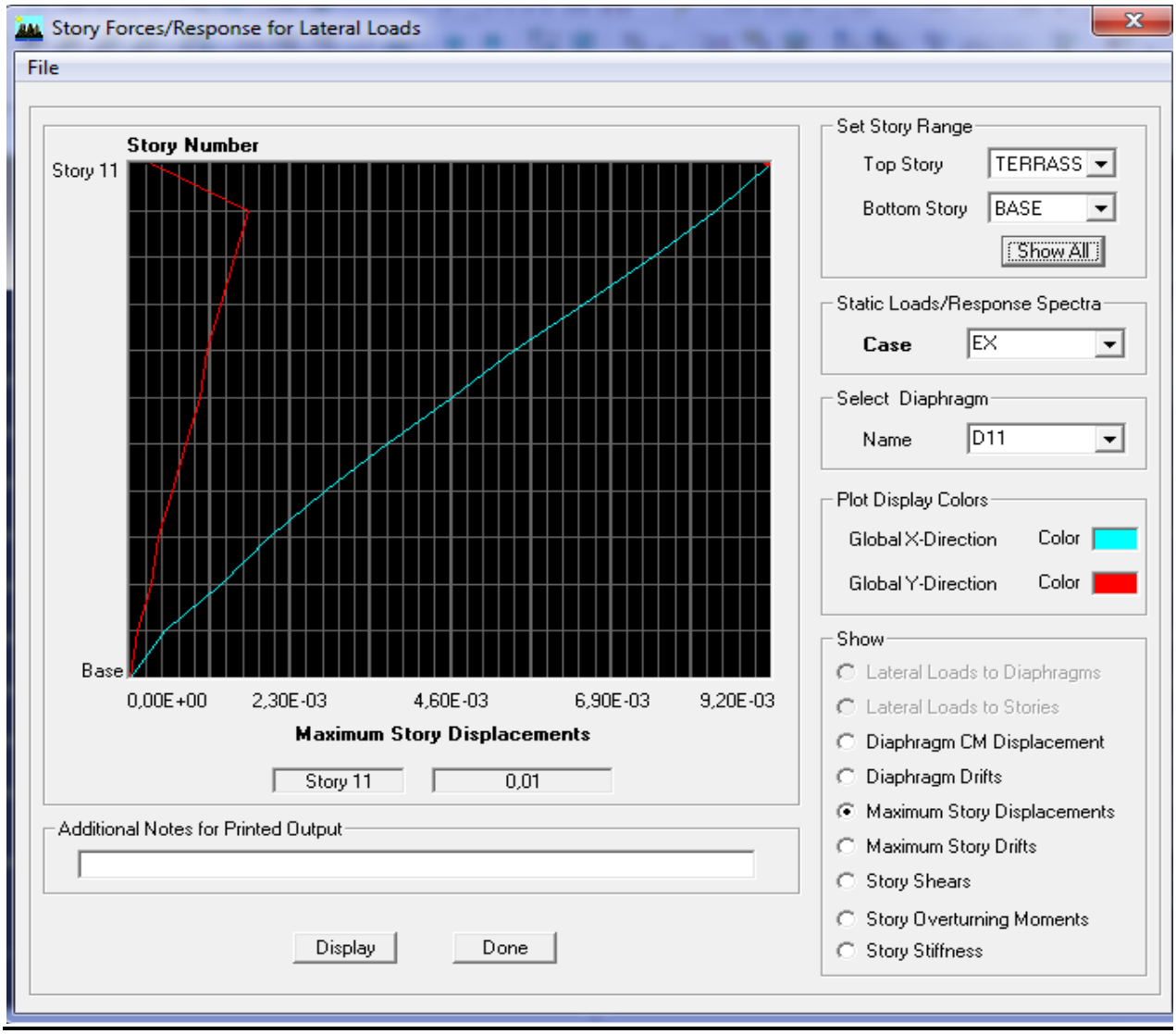


Figure V.3 : Déplacement maximal dans le sens x-x

δ_{max} = **0,01m < f = ht/500 =33.96/500 =0.067m** ⟶ **Condition vérifiée.**

Suivant Ey :

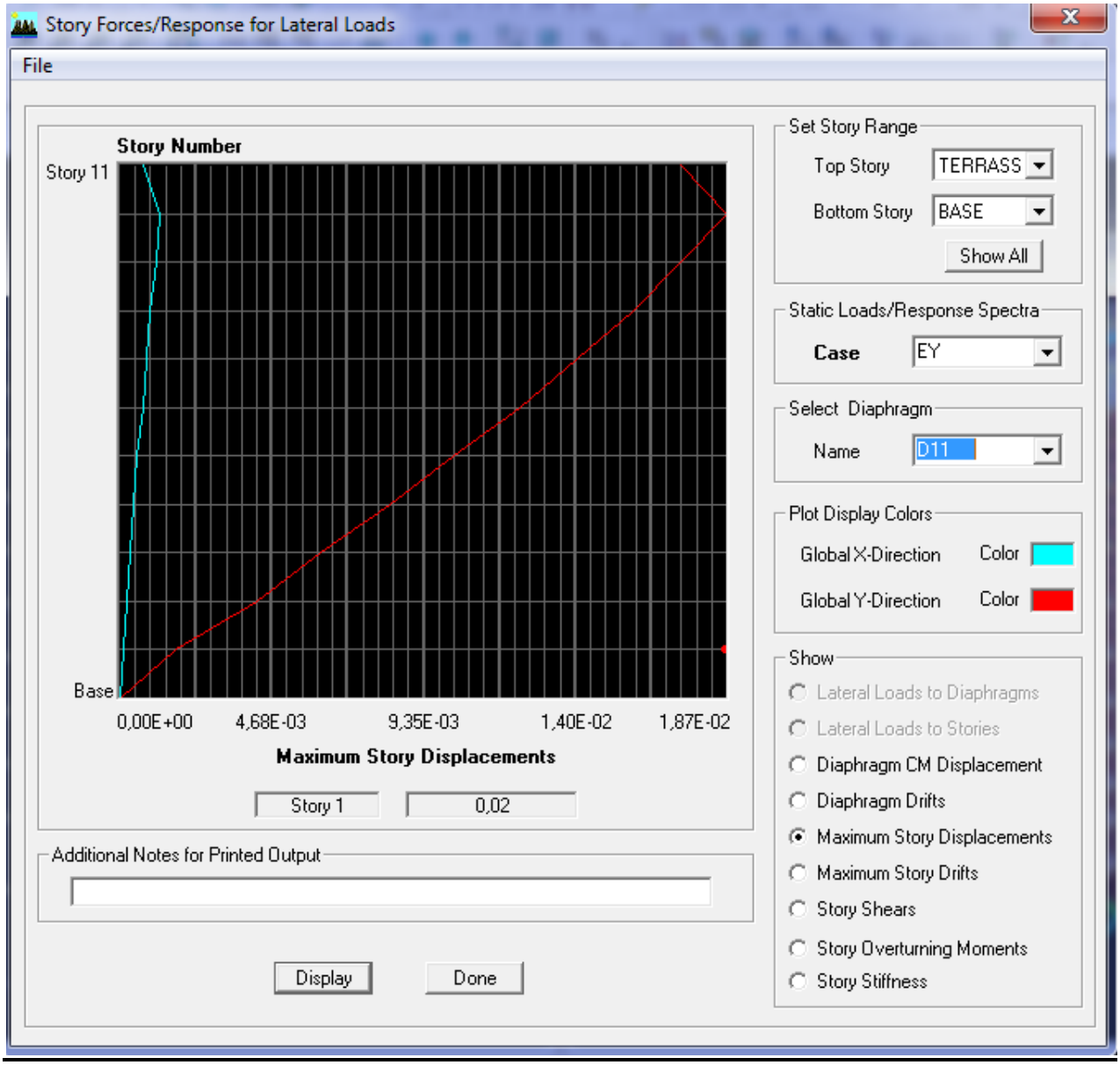


Figure V.4 : Déplacement maximal dans le sens y-y

δ_{max} = **0,02m< f = ht/500 =33.96/500 =0.09m** ⟶ **Condition vérifiée.**

5. Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA Version 2003 ART 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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.

Si $V_D \leq 0.8$ Vt ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;…….)dans le rapport $0.8Vt / V_D$

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R}.W_T \qquad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

- **Calcul des coefficients A,D et R :**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2

- Zone sismique **II_a**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\times\eta ..... & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\times\eta\times(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} ..... & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\times\eta\times(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}\times(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} ..... & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 **:** Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA99 :

Site meuble $\rightarrow S_3$ **$\Rightarrow T_2$ =0.5 sec**

Dans notre cas on a **T_2 = 0.5 sec ≤ T_{etabs} = 0.92 sec ≤ 3sec donc** $2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \qquad \text{(RPA4-3)}$$

ξ **(%)** : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	**Béton armé**	**Acier**	**Béton armé/maçonnerie**
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide (ξ =7%) et des voiles (ξ =10 %).

Pour notre cas : (structure mixte en portique par des voiles en B.A / maçonnerie) :

ξ = (7+10)/2 = 8.5 %

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow$ $\xi = 8{,}5\%$

D'où $\Rightarrow$ $\eta = 0.82 \geq 0.70$ $\rightarrow$ **vérifiée.**

Alors:

$$D = 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0{,}82\left(0.5/0.92\right)^{\frac{2}{3}} = 1.37$$ **D = 1.37**

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

R **:** coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

Les valeurs d'A.D. R. Ct et T sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Tableau donnant les valeurs de A ,D,R,T,C_t

Paramètre	Valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tablea 4.1
Période caractéristique	0.5 secondes	Tablea 4.7
Coefficient Ct	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.37	formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

- **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q "** est satisfait ou non".

D'où : Q = 1.1

Tableau V.7 : Valeurs de pénalités Pq

	Pq	
Critère	Observé	Non observé
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Conditions minimales sur les fils de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:	0	/

- **Poids total de la structure :**

Pour les bâtiments à usage d'habitation, la masse de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des surcharges d'exploitations, nous n'allons pas effectuer ce calcul car le logiciel ETABS peut le faire, il suffit d'introduire les valeurs des charges et de préciser le pourcentage de la surcharge (affecter la surcharge Q d'un coefficient qui est dans notre cas le 0,20).

Du logiciel ETABS

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE2	G02Q	Top	211,99	0,00	0,00	0,000	2066,878	-2808,834
TERRASSE2	G02Q	Bottom	237,19	0,00	0,00	0,000	2312,578	-3142,734
ETG8	G02Q	Top	4420,81	0,00	0,00	0,000	34054,493	-59627,051
ETG8	G02Q	Bottom	5606,56	0,00	0,00	0,000	43066,193	-75338,238
ETG7	G02Q	Top	9258,54	0,00	0,00	0,000	71005,094	-124625,659
ETG7	G02Q	Bottom	10444,29	0,00	0,00	0,000	80016,794	-140336,846
ETG6	G02Q	Top	14096,27	0,00	0,00	0,000	107955,694	-189624,266
ETG6	G02Q	Bottom	15282,02	0,00	0,00	0,000	116967,394	-205335,454
ETG5	G02Q	Top	18934,00	0,00	0,00	0,000	144906,294	-254622,874
ETG5	G02Q	Bottom	20219,20	0,00	0,00	0,000	154673,814	-271651,774
ETG4	G02Q	Top	23871,18	0,00	0,00	0,000	182612,714	-320939,194
ETG4	G02Q	Bottom	25156,38	0,00	0,00	0,000	192380,234	-337968,094
ETG3	G02Q	Top	28808,35	0,00	0,00	0,000	220319,135	-387255,515
ETG3	G02Q	Bottom	30208,30	0,00	0,00	0,000	230958,755	-405804,852
ETG2	G02Q	Top	33860,28	0,00	0,00	0,000	258897,655	-455092,272
ETG2	G02Q	Bottom	35260,23	0,00	0,00	0,000	269537,275	-473641,610
ETG1	G02Q	Top	38912,21	0,00	0,00	0,000	297476,175	-522929,030
ETG1	G02Q	Bottom	40442,21	0,00	0,00	0,000	309104,175	-543201,530
RDC	G02Q	Top	44185,65	0,00	0,00	0,000	337744,549	-593699,985
RDC	G02Q	Bottom	46225,65	0,00	0,00	0,000	353248,549	-620729,985
SOUS SOL	G02Q	Top	49662,78	0,00	0,00	0,000	379313,502	-666429,153
SOUS SOL	G02Q	Bottom	52619,28	0,00	0,00	0,000	401782,902	-705602,778

W_t= 52619.28KN

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R}.W_T = V_{st} = \frac{0,15.1,37.1,1}{5}.52619,28 = 2378,91 \text{ kn}$$

$V_{Stx} = V_{Sty}$ = 2378,91 kn

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	27	U1	0,00	0,00	0,00	-0,001	0,001	0,003
EX	28	U1	4,05	0,00	0,00	0,001	5,556	-29,231
EX	29	U1	0,00	0,00	0,00	-0,001	0,000	0,001
EX	30	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	-0,001
EX	All	All	3268,33	0,73	0,00	15,665	77101,389	24997,893
EY	1	U2	-0,17	2227,27	0,00	-54231,530	-4,784	29926,944
EY	2	U2	0,89	0,55	0,00	-12,035	23,312	0,145
EY	3	U2	-0,73	0,00	0,00	-0,004	-18,561	5,595
EY	4	U2	-0,01	531,56	0,00	-549,783	0,048	7117,242
EY	5	U2	0,07	0,00	0,00	-0,001	0,482	-0,387
EY	6	U2	0,00	18,24	0,00	-113,306	0,038	240,309
EY	7	U2	-0,07	0,64	0,00	-2,487	-0,457	8,736
EY	8	U2	0,01	192,38	0,00	-857,492	0,057	2573,270
EY	9	U2	0,01	0,00	0,00	0,000	0,087	-0,112
EY	10	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,008	-0,017
EY	11	U2	0,00	143,98	0,00	-300,713	-0,017	1905,947
EY	12	U2	0,01	0,02	0,00	-0,086	0,051	0,178
EY	13	U2	-0,02	95,14	0,00	-267,699	-0,076	1256,461
EY	14	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,015	-0,030
EY	15	U2	0,04	44,29	0,00	-87,548	0,114	578,364
EY	16	U2	-0,03	0,28	0,00	-0,572	-0,094	3,921
EY	17	U2	-0,01	0,00	0,00	0,000	-0,022	0,075
EY	18	U2	0,01	12,27	0,00	-30,298	0,027	160,525
EY	19	U2	0,00	0,00	0,00	-0,002	-0,006	0,039
EY	20	U2	0,00	2,89	0,00	-4,884	-0,006	37,261
EY	21	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,002	-0,006
EY	22	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,003	-0,009
EY	23	U2	0,00	0,70	0,00	-1,675	0,000	9,103
EY	24	U2	0,00	0,00	0,00	-0,002	0,000	0,009
EY	25	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,001	-0,004
EY	26	U2	0,00	0,17	0,00	-0,396	0,000	2,162
EY	27	U2	0,00	0,00	0,00	-0,001	0,001	0,002
EY	28	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,001	0,003
EY	29	U2	0,00	0,00	0,00	-0,001	0,000	0,001
EY	30	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,002
EY	All	All	0,73	2320,25	0,00	54259,051	18,962	31163,671

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

Vxdyn=F1 = 3268.33 KN

Vydyn=F2= 2320.25 KN

❖ **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente

V_X (MSE) = 2378,91 x 0,8 = 1903,128 kn

V y (MSE) = 2378,91 x 0,8 = 1903,128 kn

Vx_{dyn}= 3268,33 kn > 80% Vx = 1903,128 kn.....**Condition vérifiée.**

Vy_{dyn}= 2320,25kn > 80% Vx = 1903,128kn.....**Condition vérifiée.**

- **Conclusion :**

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

6. Vérification de l'excentricité :

D' après le RPA99/version 2003 **(article 4.3.7),** dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur **5%** de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$\left| C_M - C_R \right| \leq 5\% L_X \quad \rightarrow \quad L_X = 27 \text{ m}$$

Du logiciel on aura les valeurs suivantes :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
SOUS SOL	D1	593,2056	593,2056	13,286	7,577	13,250	7,600
RDC	D2	552,0640	552,0640	13,426	7,621	13,250	7,600
ETG1	D3	510,1870	510,1870	13,440	7,622	13,250	7,600
ETG2	D4	504,5811	504,5811	13,442	7,623	13,250	7,600
ETG3	D5	498,7305	498,7305	13,444	7,623	13,250	7,600
ETG4	D6	493,9047	493,9047	13,446	7,623	13,250	7,600
ETG5	D7	488,8342	488,8342	13,448	7,623	13,250	7,600
ETG6	D8	484,7884	484,7884	13,450	7,623	13,250	7,600
ETG7	D9	484,7884	484,7884	13,450	7,623	13,250	7,601
ETG8	D10	473,9975	473,9975	13,489	7,587	13,250	7,601
TERRASSE2	D11	22,5574	22,5574	13,250	9,750	13,250	9,743

Tableau V.8 : Excentricité suivant x-x

Story	Diaphragm	C_M	C_R	$C_M - C_R$	5%L_X	Condition
s/sol	D1	13.286	13.250	0.036	1.35	Condition vérifiée
RDC	D2	13.426	13.250	0.176	1.35	Condition vérifiée
Etg1	D3	13.440	13.250	0.190	1.35	Condition vérifiée
Etg2	D4	13.442	13.250	0.192	1.35	Condition vérifiée
Etg3	D5	13.444	13.250	0.194	1.35	Condition vérifiée
Etg4	D6	13.446	13.250	0.196	1.35	Condition vérifiée
Etg5	D7	13.448	13.250	0.198	1.35	Condition vérifiée
Etg6	D8	13.450	13.250	0.2	1.35	Condition vérifiée
Etg7	D9	13.450	13.250	0.2	1.35	Condition vérifiée
Etg8	D10	13.489	13.250	0.239	1.35	Condition vérifiée
Local SM	D11	13.250	13.250	0.00	1.35	Condition vérifiée

Remarque :

On doit vérifier par rapport à la plus importante des portées entre Lx et Ly, donc Lx

$| C_M - C_R | \leq 5\% L_x \rightarrow L_x = 27$ m

Suivant Y-Y :

Tableau V-9- Excentricité suivant y-y

Story	Diaphragm	C_M	C_R	$C_M - C_R$	$5\%L_x$	Condition
s/sol	D1	7.577	7.6	-0.023	1.35	Condition vérifiée
RDC	D2	7.621	7.6	0.021	1.35	Condition vérifiée
Etg1	D3	7.622	7.6	0.022	1.35	Condition vérifiée
Etg2	D4	7.623	7.6	0.023	1.35	Condition vérifiée
Etg3	D5	7.623	7.6	0.023	1.35	Condition vérifiée
Etg4	D6	7.623	7.6	0.023	1.35	Condition vérifiée
Etg5	D7	7.623	7.6	0.023	1.35	Condition vérifiée
Etg6	D8	7.623	7.6	0.023	1.35	Condition vérifiée
Etg7	D9	7.623	7.601	0.022	1.35	Condition vérifiée
Etg8	D10	7.587	7.601	-0.014	1.35	Condition vérifiée
Local SM	D11	9.750	9.743	0.007	1.35	Condition vérifiée

7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : **(Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003)**

$$\frac{Nd}{Bcfc28} \leq 0{,}3$$

Avec

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton. (Donné par ETABS).

Nd=1765.39 KN

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1765.39 X 1000}{500 X 500 X 25} = 0{,}28 \leq 0{,}30$$ **……Condition vérifiée.**

8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9 RPA 99/version 2003)

L'effet P-Δ est un effet non linaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales.cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou souplesse de la structure.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P-δ** : au niveau des éléments de la structure.

■ Le RPA version 2003 préconise que les effets du 2 éme ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligée dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

- $\boldsymbol{\theta k}$ **< 0.10** : Les effets du 2éme ordre sont négligés.

- **0.10 <** $\boldsymbol{\theta k}$ **< 0.20** : Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à 1/ (1- θk).

- $\boldsymbol{\theta k}$ **> 0.20** : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\boldsymbol{\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k}}$$

$\boldsymbol{p_k}$: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$\boldsymbol{V_k}$: Effort tranchant d'étage au niveau K.

$\boldsymbol{\Delta_k}$: Déplacement relatif du niveau K-1.

$\boldsymbol{h_k}$: Hauteur de l'étage K.

L'évaluation de cet effet de 2^{éme} ordre suivant les deux sens (x-x), et (y-y) est résumée dans les tableaux ci-après.

- **Dans le sens X-X :**

Tableau V-10-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant x-x

Story	Diaphragm	h_k(m)	P_K(kn)	Δ_K(m)	V_K(kn)	$V_K X h_K$	Θ
Local S.M	D11	2.80	237.19	0.0013	38.17	106.87	0.0028
ETAGE8	D10	3.06	5369.37	0.0008	725.65	2220.48	0.0020
ETAGE7	D9	3.06	4837.73	0.0009	1264.64	3869.79	0.0011
ETAGE6	D8	3.06	4837.73	0.0009	1680.09	5141.07	0.0008
ETAGE5	D7	3.06	4937.18	0.0009	2022.85	6189.92	0.0007
ETAGE4	D6	3.06	4937.18	0.0008	2316.21	7087.60	0.0005
ETAGE3	D5	3.06	5051.92	0.0008	2569.62	7863.03	0.0005
ETAGE2	D4	3.06	5051.93	0.0007	2788.44	8532.62	0.0004
Etage1	D3	3.06	5181.99	0.0007	2975.48	9104.96	0.0003
RDC	D2	4.08	5783.44	0.0006	3164.30	12910.34	0.0002
s/sol	D1	5.40	6393.63	0.0005	3268.32	17648.92	0.0001

- **Dans le sens y-y :**

Tableau V-11-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant y-y

Story	Diaphragm	h_k(m)	P_K(kn)	Δ_K(m)	V_K(kn)	$V_K X h_K$	Θ
Local S.M	D11	2.80	237.19	0.0004	28.02	78.45	0.0013
ETAGE8	D10	3.06	5369.37	0.0011	473.85	1449.98	0.0041
ETAGE7	D9	3.06	4837.73	0.0013	821.71	2514.43	0.0025
ETAGE6	D8	3.06	4837.73	0.0015	1118.72	3423.28	0.0021
ETAGE5	D7	3.06	4937.18	0.0016	1375.87	4210.16	0.0019
ETAGE4	D6	3.06	4937.18	0.0017	1599.84	4895.51	0.0017
ETAGE3	D5	3.06	5051.92	0.0018	1797.44	5500.16	0.0016
ETAGE2	D4	3.06	5051.93	0.0018	1971.73	6033.43	0.0015
Etage1	D3	3.06	5181.99	0.0019	2118.74	6483.34	0.0015
RDC	D2	4.08	5783.44	0.0022	2242.89	9150.99	0.0013
s/sol	D1	5.40	6393.63	0.0016	2350.25	12691.35	0.0008

Remarque :

Dans les deux sens on a le coefficient $\theta_k < 0.10$ pour chaque niveau.

Donc les effets du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci- dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferraillage de la structure.

VI. Ferraillage des poteaux

1. Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\left.\begin{matrix} 1{,}35G + 1{,}5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{matrix}\right\} BAEL\ 91$$

$$\left.\begin{matrix} G + Q \mp E \\ 0{,}8G \mp E \end{matrix}\right\} RPA\ 99/Version\ 2003$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),
- Section entièrement tendue (SET).

2. Recommandations et exigences du RPA :

a. Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures est de $0{,}8\ \% \times b \times h$ *en zone II*.
  - Poteaux ***(50 x 50)*** : $\boldsymbol{A_{min} = 0{,}008 \times 50 \times 50 = 20{,}0\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(45 x 45)*** : $\boldsymbol{A_{min} = 0{,}008 \times 45 \times 45 = 16{,}2\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(40 x 40)*** : $\boldsymbol{A_{min} = 0{,}008 \times 40 \times 40 = 12{,}2\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(35 x 35)*** : $\boldsymbol{A_{min} = 0{,}008 \times 35 \times 35 = 9{,}8\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(30 x 30)*** : $\boldsymbol{A_{min} = 0{,}008 \times 30 \times 30 = 7{,}2\ cm^2}$.

- Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ *en zone II*.
  - Poteaux ***(50 x 50)*** : $\boldsymbol{A_{max} = 0{,}04 \times 50 \times 50 = 100\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(45 x 45)*** : $\boldsymbol{A_{max} = 0{,}04 \times 45 \times 45 = 81\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(40 x 40)*** : $\boldsymbol{A_{max} = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(35 x 35)*** : $\boldsymbol{A_{max} = 0{,}04 \times 35 \times 35 = 49\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(30 x 30)*** : $\boldsymbol{A_{max} = 0{,}04 \times 30 \times 30 = 36\ cm^2}$.

- Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ *en zone II*.
  - Poteaux ***(50 x 50)*** : $\boldsymbol{A_{max} = 0{,}06 \times 50 \times 50 = 150\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(45 x 45)*** : $\boldsymbol{A_{max} = 0{,}06 \times 45 \times 45 = 121{,}5\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(40 x 40)*** : $\boldsymbol{A_{max} = 0{,}06 \times 40 \times 40 = 96\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(35 x 35)*** : $\boldsymbol{A_{max} = 0{,}06 \times 35 \times 35 = 73{,}5\ cm^2}$.
  - Poteaux ***(30 x 30)*** : $\boldsymbol{A_{max} = 0{,}06 \times 30 \times 30 = 54\ cm^2}$.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40 $\emptyset$ *en* zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zoneII
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b. Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

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 sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

$\boldsymbol{T_u}$: Effort tranchant de calcul.

$\boldsymbol{h_1}$: Hauteur totale de la section brute.

$\boldsymbol{f_e}$: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\boldsymbol{\rho_a}$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$\begin{cases} \boldsymbol{\rho_a = 2,5} \text{ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \boldsymbol{\rho_a = 3,75} \text{ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$\boldsymbol{\lambda_g}$: Élancement géométrique de poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{i}\right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0{,}7L_0$

Avec :

$\boldsymbol{l_f}$: Longueur de flambement du poteau $\boldsymbol{l_f = 0,7L_0}$

$\boldsymbol{S_t}$: Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale $S_t \leq min\ (10\emptyset; 15\ cm)$ *en zone II*

Dans la zone courante $S_t \leq min\ (15\emptyset)$ *en zone II*

$\emptyset$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10** $\emptyset$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing$ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{S_t \times b_1} en\ \%$ est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0{,}3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0{,}8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow interpolation\ entre\ les\ valeurs\ limites\ précédentes. \end{cases}$$

3. Calcul des Armatures :

a. Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1er cas :

$\boldsymbol{C}$ **:** Le centre de pression ce trouve à l'extérieur du segment $\boldsymbol{e} = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$\boldsymbol{N}$: Effort de compression ou de traction.

2ème cas :

$\boldsymbol{C}$ **:** Le centre de pression ce trouve à l'intérieur du segment $\boldsymbol{e} = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$\boldsymbol{N}$: Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d-c) - M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

$M_f = N_u \times g = N_u\left(\frac{h}{2} - c + e\right)$

$\boldsymbol{A_{st}} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow \boldsymbol{N_u} : effort\ de\ compression. \qquad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\boldsymbol{A_{st}} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow \boldsymbol{N_u} : effort\ de\ traction.$

$\boldsymbol{A_{sc}} = A_{sc1}$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}}$$

1er cas : **Section simplement armée : (A_{Sc} = 0)**

Si $\boldsymbol{\mu < \mu_i = 0{,}392}$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}}$$

2eme cas **: Section doublement armée :**

Si $\boldsymbol{\mu > \mu_i = 0{,}392}$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$\boldsymbol{A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}} \quad ; \quad \boldsymbol{A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}}$$

Avec :

$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$\Delta M = M_f - M_1$

b. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$\boldsymbol{C}$ **:** Le centre de pression ce trouve entre les armatures $\boldsymbol{e} = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$\boldsymbol{N}$: Effort de compression.

$N(d-c) - M_f \geq \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

Deux cas peuvent se présenter :

1er cas :

$N(d-c) - M_f \geq \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

$\boldsymbol{A_{sc1}} = \frac{M-(d-0{,}5\,h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d-c') \times \sigma_{sc}}$

$\boldsymbol{A_{sc2}} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$

2ème cas :

$\left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

$\boldsymbol{A_{sc1}} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}}$; $\boldsymbol{A_{sc2}} = 0$

$\boldsymbol{\Psi} = \frac{0{,}3571 + \frac{N \times (d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0{,}8571 + \frac{c'}{h}}$; $\boldsymbol{\sigma_{sc}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

c. Section entièrement tendue (S.E.T) :

$\boldsymbol{C}$ **:** Le centre de pression ce trouve entre les armatures

$\boldsymbol{N}$: Effort de traction.

$\boldsymbol{A_{st1}} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}}$; $\boldsymbol{A_{st2}} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$

4. Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Exemple de déterminations efforts internes par ETABS

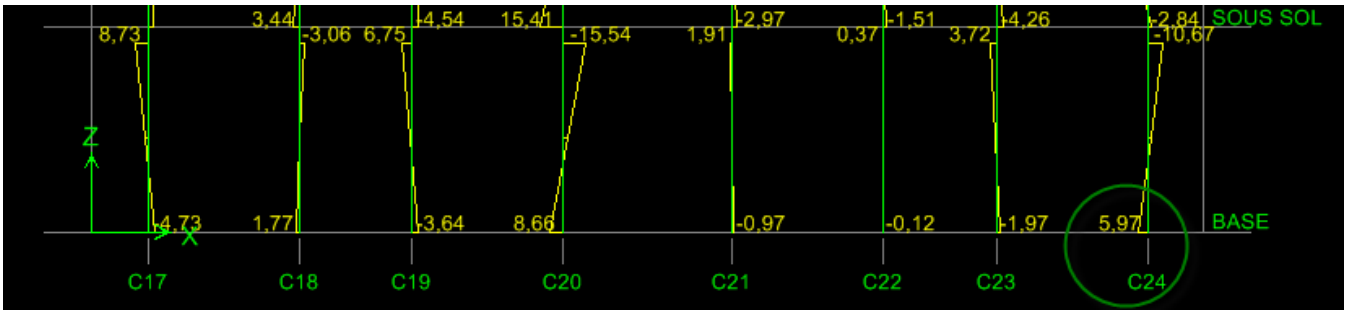


Diagramme des moments a l'ELU pour Sous Sol portique 3-3

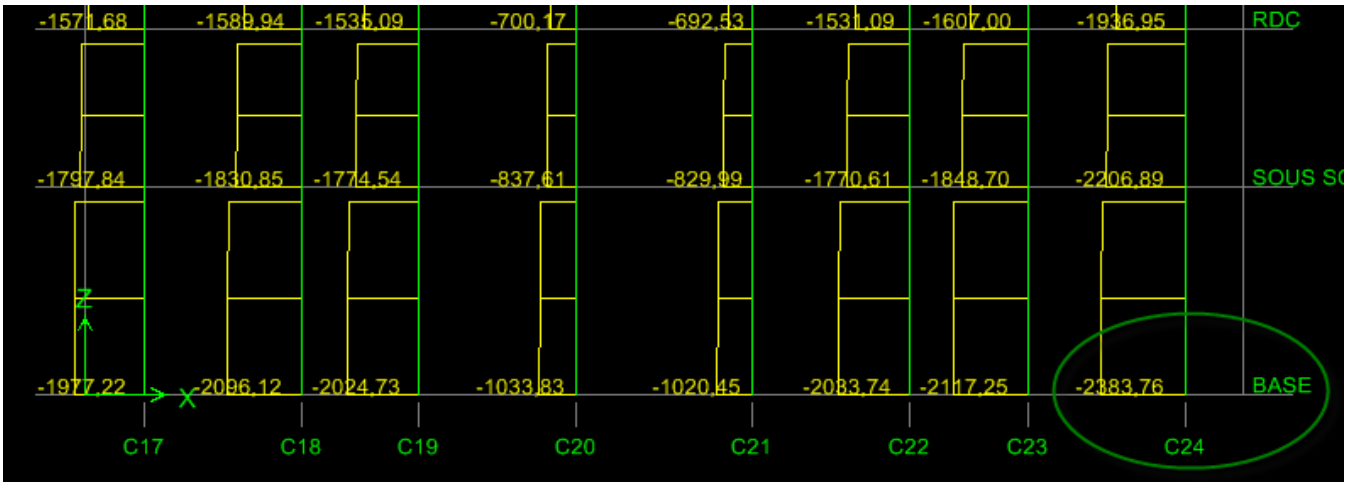


Diagramme des efforts Normaux a l'ELU pour Sous Sol portique 3-3

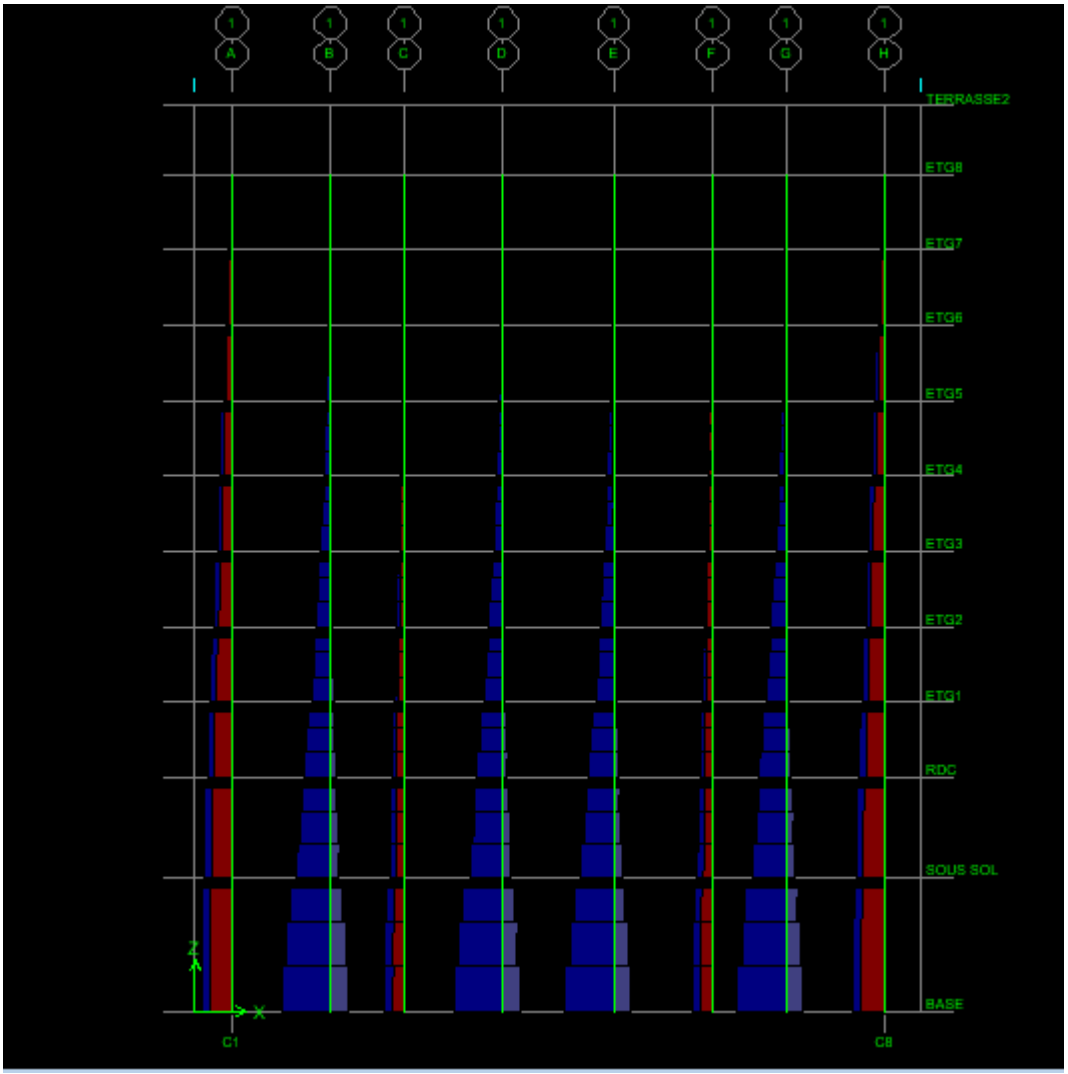


Diagramme des efforts Normaux Sous les combinaisons sismique portique 1-1

❖ **Sens longitudinal :**

TAB VI.1.1: extrêmes globaux des efforts internes dans les poteaux.

Sens longitudinal					
Niveaux	Section	sollicitations	N(KN)	M(KN.m) (3-3)	Combinaisons
6.7.8	30*30	N_{max} - M_{corr}	742,96	-27,864	ELU
		N_{min} – M_{corr}	-49,52	2,47	0,8G+Ey
		N_{corr} – M_{max}	261,93	42,7	ELU
4.5	35*35	N_{max} - M_{corr}	1216,07	-30,187	ELU
		N_{min} – M_{corr}	-29,13	-1,387	0,8G+Ey
		N_{corr} – M_{max}	804,04	-39,163	ELU
2.3.	40*40	N_{max} – M_{corr}	1693,38	-29,914	ELU
		N_{min} – M_{corr}	-59,31	5,031	0,8G+Ex
		N_{corr} – M_{max}	1454,7	-40,29	ELU
RDC+1eretg	45*45	N_{max} - M_{corr}	2206,89	-2,84	ELU
		N_{min} - M_{corr}	-178,96	9,336	0,8G+Ex
		N_{corr} - M_{max}	1936,95	-49,04	ELU
Sous-sol	50*50	N_{max} - M_{corr}	2383,76	5,971	ELU
		N_{min} - M_{corr}	-359,07	13,57	0,8G+Ex
		N_{corr} - M_{max}	-205,89	27,574	G+Q+Ex

❖ **Sens transversal :**

TAB VI.1.2 : extrêmes globaux des efforts internes dans les poteaux.

Sens transversal					
Niveaux	Section	sollicitations	N(KN)	M(KN.m) (2-2)	Combinaisons
6.7.8	30*30	N_{max} - M_{corr}	742,96	-0,41	ELU
		N_{min} – M_{corr}	-49,52	3,089	0,8G+Ey
		N_{corr} – M_{max}	119,06	-52,289	ELU
4.5	35*35	N_{max} - M_{corr}	1216,07	-0,551	ELU
		N_{min} – M_{corr}	-29,13	6,629	0,8G+Ey
		N_{corr} – M_{max}	357,75	-73,446	0,8G+Ey
2.3.	40*40	N_{max} – M_{corr}	1693,38	-0,574	ELU
		N_{min} – M_{corr}	-59,31	1,876	0,8G+Ex
		N_{corr} – M_{max}	355,06	-91,419	G+Q+Ey
RDC+1^{ér}etg	45*45	N_{max} - M_{corr}	2206,89	-0,424	ELU
		N_{min} - M_{corr}	-178,96	2,048	0,8G+Ex
		N_{corr} - M_{max}	511,91	-110,943	G+Q+Ey
Sous-sol	50*50	N_{max} - M_{corr}	2383,76	-0,231	ELU
		N_{min} - M_{corr}	-359,07	2,705	0,8G+Ex
		N_{corr} - M_{max}	743,9	-54,517	G+Q+Ey

VI.5 Ferraillage des poteaux :

Remarque :

Le ferraillage des poteaux et leurs vérifications à l'ELS se feront à l'aide de logiciel SOCOTEC**. ???**

❖ **Sens longitudinal : TAB VI.1.3 :**

Ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal.

Sens longitudinal										
Niveaux	Section	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Nature	$A_{min}(cm^2)$	A_{sc}' (cm^2)	A_{st} (cm^2)	Ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm^2)
6.7.8.	30*30	N_{max} - M_{corr}	742,96	-27,864	SEC	7,20	0	0	8HA12	9,048
		N_{min} - M_{corr}	-49,52	2,47	SET		0,42	1,01		
		N_{corr} - M_{max}	261,93	42,7	SPC		0	1,65		
4.5.	35*35	N_{max} - M_{corr}	1216,07	-30,187	SEC	9,80	0	0	8HA14	12,312
		N_{min} - M_{corr}	-29,13	-1,387	SET		0,55	0,29		
		N_{corr} - M_{max}	804,04	-39,163	SEC		0	0		
2.3.	40*40	N_{max} - M_{corr}	1693,38	-29,914	SEC	12,8	0	0	4HA16 +4HA14	14,20
		N_{min} - M_{corr}	-59,31	5,031	SET		0,44	1,27		
		N_{corr} - M_{max}	1454,7	-40,29	SEC		0	0		
RDC+1ér etg	45*45	N_{max} - M_{corr}	2206,89	-2,84	SEC	16,2	0	0	4HA20 + 4HA16	20,61
		N_{min} - M_{corr}	-178,96	9,336	SET		1,9	3,24		
		N_{corr} - M_{max}	1936,95	-49,04	SEC		0	0		
Sous-sol	50*50	N_{max} - M_{corr}	2383,76	5,971	SEC	20	0	0	4HA20 + 4HA16	20,61
		N_{min} - M_{corr}	-359,07	13,57	SET		4,29	6,03		
		N_{corr} - M_{max}	-205,89	27,574	SET		1,2	4,72		

❖ **Sens transversal : TAB VI.1.4**

Sens transversal										
Niveaux	Section	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A_{min}(cm²)	A_{sc}' (cm²)	A_{st} (cm²)	Ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm²)
6.7.8.	30*30	N_{max} - M_{corr}	742,96	-0,41	SEC	7,20	0	0	8HA12	9,048
		N_{min} - M_{corr}	-49,52	3,089	SET		0,34	1,08		
		N_{corr} - M_{max}	119,06	-52,289	SPC		4 ,69	0		
4.5.	35*35	N_{max} - M_{corr}	1216,07	-0,551	SEC	9,80	0	0	8HA14	12,312
		N_{min} - M_{corr}	-29,13	6,629	SPC		0	1,05		
		N_{corr} - M_{max}	357,75	-73,446	SPC		2,95	0		
2.3.	40*40	N_{max} - M_{corr}	1693,38	-0,574	SEC	12,8	0	0	4HA16 +4HA14	14,20
		N_{min} - M_{corr}	-59,31	1,876	SET		0,69	1,01		
		N_{corr} - M_{max}	355,06	-91,419	SPC		3,1	0		
RDC+1ér etg	45*45	N_{max} - M_{corr}	2206,89	-0,424	SEC	16,2	0	0	4HA20 + 4HA16	20,61
		N_{min} - M_{corr}	-178,96	2,048	SET		2,42	2,72		
		N_{corr} - M_{max}	511,91	-110,93	SPC		1,46	0		
Sous-sol	50*50	N_{max} - M_{corr}	2383,76	-0,231	SEC	20	0	0	4HA20 + 4HA16	20,61
		N_{min} - M_{corr}	-359,07	2,705	SET		4,98	5,34		
		N_{corr} - M_{max}	743,9	-54,517	SEC		0	0		

5. Vérification a L'ELU :

a. Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: $40\emptyset$ *en* zone II.
  - ✓ Poteaux (***50 x 50) et*** (***45 x 45) :*** $\boldsymbol{l_r = 40 \times 2 = 80\ cm}$.
  - ✓ Poteaux ***(40x 40) :*** $\boldsymbol{l_r = 40 \times 1{,}6 = 64\ cm}$.
  - ✓ Poteaux ***(35 x 35) :*** $\boldsymbol{l_r = 40 \times 1{,}4 = 56\ cm}$.
  - ✓ Poteaux ***(30 x 30) :*** $\boldsymbol{l_r = 40 \times 1{,}2 = 48\ cm}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25cm$:

b. Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

c. Diamètre des barres : (ArtA.8.1,3/BAEL91modifiée 99)

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.

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = \mathbf{6,66\ mm} \quad \text{Soit} \quad \boldsymbol{\emptyset_t = 8\ mm}$$

$\emptyset_l$: Diamètre max des armatures longitudinales.

d. Espacement des armatures transversales

- ✓ **Dans la zone nodale $S_t \leq$** $min\ (10\emptyset\ ;\ 15\ cm)$.

$\boldsymbol{S_t} \leq min\ (10 \times 1{,}2; 15\ cm) = min\ (12; 15\ cm)$ $\boldsymbol{S_t = 10\ cm}$.

- ✓ **Dans la zone courante** $\boldsymbol{S_t} \leq min\ (15\emptyset)$.

$\boldsymbol{S_t} \leq min\ (15\ \emptyset) = min\ (15 \times 1{,}2)$ $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$.

$\emptyset$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Application pour la détermination de $\boldsymbol{\rho_a}$

❖ **Poteaux (50x50) :**

Pour le sous sol :

: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} . l_f = \frac{\sqrt{12}}{50}$ x0.7x500 =24.24

$\Longrightarrow \lambda_g \succ 5$ D'où ρ =2.5

Pour le RDC :(poteaux 45x45) :

: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} . l_f = \frac{\sqrt{12}}{45}$ x0.7x368 =19.83

$\Longrightarrow \lambda_g \succ 5$ D'où ρ =2.5

Pour le 1ér étage:(poteaux 45x45) :

: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} . l_f = \frac{\sqrt{12}}{45}$ x0.7x266 =14.33

$\Longrightarrow \lambda_g \succ 5$ D'où ρ =2.5

Pour le 2éme et le 3éme étage:(poteaux 40x40) :

: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} . l_f = \frac{\sqrt{12}}{40}$ x0.7x266 =16.12

$\Longrightarrow \lambda_g \succ 5$ D'où ρ =2.5

Pour le 4éme et le 5éme étage:(poteaux 35x35) :

: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} . l_f = \frac{\sqrt{12}}{35}$ x0.7x266 =18.42

$\Longrightarrow \lambda_g \succ 5$ D'où ρ =2.5

Pour le 6éme jusqu'au dernier étage:(poteaux 30x30) :

: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} . l_f = \frac{\sqrt{12}}{30}$ x0.7x266 =21.50

$\Longrightarrow \lambda_g \succ 5$ D'où ρ =2.5

Section des poteaux	T_u (KN)	b cm	h_1 cm	l_f cm	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	λ_g	ρ	A_{min} zone nodale (cm^2)	A_{min} zone courante (cm^2)	A_{ad}
S/SOL 50*50	25,84	50	50	378	10	15	24,24	2,5	1,5	2,25	3,14
RDC 45*45	73,13	45	45	285,6	10	15	19,83	2,5	1,35	2,025	3,14
1ér etg 45*45	73,13	45	45	214,2	10	15	14,33	2,5	1,35	2,025	3,14
2 et 3 40*40	61,20	40	40	214,2	10	15	16,12	2,5	1,2	1,8	2,01
4 et 5 35*35	49,43	35	35	214,2	10	15	18,42	2,5	1,05	1,575	2,01
6 à 8 30*30	35,61	30	30	214,2	10	15	21,50	2,5	0,9	1,35	2,01

TAB VI.1.5 : Détermination des armatures transversales.

Récapitulatif :

Les armatures longitudinales (verticales) des poteaux(s/sol, RDC, et 1ér etage) seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de **T10** de sections transversales : **(4□10=3,14cm²) ;** et les poteaux (du 2émé au 8émé étages) seront encadrés avec des cadres et des étriers en losange de **T8** de sections transversales : **(4□8=2,01cm²)**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10∅ = 8cm.

N.B : La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

1) Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221).

- ✓ Pour le $\emptyset\mathbf{20} \Rightarrow \boldsymbol{L} = 40\emptyset = 40 \times 2 \quad = \mathbf{80}\ \boldsymbol{cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset\mathbf{16} \Rightarrow \boldsymbol{L} = 40\emptyset = 40 \times 1{,}6 = \mathbf{64}\ \boldsymbol{cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset\mathbf{14} \Rightarrow \boldsymbol{L} = 40\emptyset = 40 \times 1{,}4 = \mathbf{56}\ \boldsymbol{cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset\mathbf{12} \Rightarrow \boldsymbol{L} = 40\emptyset = 40 \times 1{,}2 = \mathbf{48}\ \boldsymbol{cm}$.

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Poteaux	$h' = max\left(\frac{h_e}{6}\ ;\ b_1\ ;\ h_1\ ;\ 60cm\right)$	
*s/sol (50*50)*	$\boldsymbol{h'} = max(83{,}33\ ;\ 50\ ;\ 50\ ;\ 60cm)$	$\boldsymbol{h' = 84cm}$
*RDC (45*45)*	$\boldsymbol{h'} = max(61{,}33\ ;\ 45\ ;\ 45\ ;\ 60cm)$	$\boldsymbol{h' = 62\ cm}$
*1ér etg (45*45)*	$\boldsymbol{h'} = max(44{,}33\ ;\ 45;\ 45\ ;\ 60cm)$	$\boldsymbol{h' = 60\ cm}$
*2 et 3 (40*40)*	$\boldsymbol{h'} = max(44{,}33\ ;\ 40;\ 40\ ;\ 60cm)$	$\boldsymbol{h' = 60\ cm}$
*4 et 5 (35*35)*	$\boldsymbol{h'} = max(44{,}33\ ;\ 35\ ;\ 35;\ 60cm)$	$\boldsymbol{h' = 60\ cm}$
*6 à 8 (30*30)*	$\boldsymbol{h'} = max(44{,}33\ ;\ 30\ ;\ 30;\ 60cm)$	$\boldsymbol{h' = 60\ cm}$

TAB VI.1.6 : Délimitation des zones nodales.

$\boldsymbol{b_1}$ et $\boldsymbol{h_1}$: dimensions du poteau

$\boldsymbol{h_e}$: Hauteur entre nu des poutres

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à ***5 cm*** au plus du nu d'appui.

2) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\boldsymbol{\tau_{bu}}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\boldsymbol{\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\rho_d} = \begin{cases} \mathbf{0,075} & \boldsymbol{si} \quad \boldsymbol{\lambda_g \geq 5} \\ \mathbf{0,04} & \boldsymbol{si} \quad \boldsymbol{\lambda_g} < 5 \end{cases}$$

Section des poteaux	T_u (KN)	b cm	d cm	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	La condition
S/SOL 50*50	25,84	50	47	24,24	0,075	1,875	0,010	CV
RDC 45*45	73,13	45	42	19,83	0,075	1,875	0,038	CV
1ér etg 45*45	73,13	45	42	14,33	0,075	1,875	0,038	CV
2 et 3 40*40	61,20	40	37	16,12	0,075	1,875	0,041	CV
4 et 5 35*35	49,43	35	32	18,42	0,075	1,875	0,044	CV
6 à 8 30*30	35,61	30	27	21,50	0,075	1,875	0,043	CV

TAB VI.1.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

3) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $\boldsymbol{L_s = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}}$ $\qquad \boldsymbol{\tau_{su} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2{,}835\ MPa}$

- Pour les $\emptyset_{20}$: $\boldsymbol{L_s = 70{,}54\ cm}$
- Pour les $\emptyset_{16}$: $\boldsymbol{L_s = 56{,}43\ cm}$
- Pour les $\emptyset_{14}$: $\boldsymbol{L_s = 49{,}38\ cm}$
- Pour les $\emptyset_{12}$: $\boldsymbol{L_s = 42{,}32\ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $\boldsymbol{0{,}4}\ L_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\emptyset_{20}$: $L_a = 28{,}21\ cm$.
Pour les $\emptyset_{16}$: $L_a = 22{,}57\ cm$.
Pour les $\emptyset_{14}$: $L_a = 19{,}75\ cm$.
Pour les $\emptyset_{12}$: $L_a = 16{,}92\ cm$.

6. Vérifications à l'ELS :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s\,ad} \geq A_{min} = \frac{0{,}23\, f_{t28}}{fe} \; \frac{e_s - 0{,}455 \times d}{e_s - 0{,}185 \times d} \times b \times d$$

niveau	poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		e_s m	A_{min} cm²	A_{ad} cm²	OBS
6.7.8.	30*30	N_{max}	537,32	M_{Zcor}	-19,89	-0,037	1,798	9,048	CV
				M_{Ycor}	-0,296	-0,0005	2,390		
		N_{min}	1,88	M_{Zcor}	0,967	0,514	0,824		
				M_{Ycor}	0,041	0,021	3,440		
		N_{cor}	157,75	M_{Zmax}	30,394	0,193	0,479		
		N_{cor}	87,53	M_{Ymax}	-37,98	-0,433	0,868		
4.5.	35*35	N_{max}	879,37	M_{Zcor}	-21,56	-0,024	2,756	12,312	CV
				M_{Ycor}	-0,398	-0,0004	3,312		
		N_{min}	80,43	M_{Zcor}	-1,34	-0,016	2,906		
				M_{Ycor}	-0,158	-0,001	3,293		
		N_{cor}	581,64	M_{Zmax}	-28,04	-0,048	2,442		
		N_{cor}	320,48	M_{Ymax}	-42,65	-0,133	1,960		
.2.3.	40*40	N_{max}	1224,57	M_{Zcor}	-21,37	-0,017	3,876	14,20	CV
				M_{Ycor}	-0,415	-0,0003	4,383		
		N_{min}	159,52	M_{Zcor}	-1,309	-0,008	4,122		
				M_{Ycor}	-0,096	-0,0006	4,372		
		N_{cor}	1051,95	M_{Zmax}	-28,78	-0,027	3,657		
		N_{cor}	493,84	M_{Ymax}	-42,23	-0,085	2,950		
RDC+1^{ér} etg	45*45	N_{max}	1595,24	M_{Zcor}	-1,97	-0,001	5,570	20,61	CV
				M_{Ycor}	-0,305	-0,0001	5,608		
		N_{min}	262,91	M_{Zcor}	-2,097	-0,007	2,782		
				M_{Ycor}	-0,174	-0,0006	5,587		
		N_{cor}	1400,78	M_{Zmax}	-35,08	-0,025	4,802		
		N_{cor}	689,52	M_{Ymax}	-38,33	-0,055	4,232		
SOUS-SOL	50*50	N_{max}	1723,58	M_{Zcor}	4,31	0,0025	7,101	20,61	CV
				M_{Ycor}	-0,162	$-9X10^{-5}$	6,974		
		N_{min}	402,62	M_{Zcor}	-3,7	-0,009	6,590		
				M_{Ycor}	-0,144	-0,0003	6,964		
		N_{cor}	721,9	M_{Zmax}	-11,14	-0,015	6,369		
		N_{cor}	935,81	M_{Ymax}	16,232	0,017	7,985		

TAB VI.1.8 : Vérification de la condition de non fragilité.

b. État limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\boldsymbol{\sigma_s = 384\ MPa}$
- Contrainte admissible du béton : $\boldsymbol{\sigma_b = 15\ MPa}$
- $\boldsymbol{e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}}$ ⇒ Section entièrement comprimée.
- $\boldsymbol{e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}}$ ⇒ Section partiellement comprimée.

c. Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'air de la section homogène totale :: $\boldsymbol{S = bh + 15(A'_s + A_s)}$

- On détermine la position du centre de gravité :
- $\boldsymbol{X_G = 15\frac{A'_S \times (0{,}5 - d) - A_S \times (d - 0{,}5)}{bh + 15(A_S + A'_S)}}$
- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$\boldsymbol{I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + (A'_s(0{,}5 - d - X_G)^2 - A_s(0{,}5 - d + X_G)^2)}$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s\,(e_s - X_g) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s\,(e_s - X_g) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

d. Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$\boldsymbol{y_1 = y_2 + L_c}$$

Avec :

$\boldsymbol{y_1}$: La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$\boldsymbol{y_2}$: La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression ***Cp***.

$\boldsymbol{L_c}$: La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$\boldsymbol{y_2}$ est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$\boldsymbol{y_2^3 + (P \times y_2) + q = 0}$$

$$\begin{cases} L_c = \dfrac{h}{2} - e_s \\ P = -3L_c^2 - \dfrac{90A'_s}{b}(l_c - c') + \dfrac{90A_s}{b}(d - l_c) \\ q = -2L_c^3 - \dfrac{90A'_s}{b}(l_c - c')^2 + \dfrac{90A_s}{b}(d - l_c)^2 \end{cases}$$

On calcul l'inertie de la section :

$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15[(A_s(d - y_1)^2) + A'_s(y_1 - c')^2]$

La contrainte de pression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1$

σ_{bs}: Contrainte maximale dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte maximale dans les aciers supérieurs.

σ_{bi}: Contrainte maximale dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si}: Contrainte maximale dans les aciers inférieurs.

NB :

Les vérifications des contraintes à l'ELS seront faites à l'aide de logiciel **SOCOTEC.**

niveau	poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		e_s m	$\frac{h}{6}$ cm	nature	$\sigma^s_{béton}$	$\sigma^i_{béton}$	$\sigma^{ad}_{béton}$	σ^s_{Acier}	σ^i_{Acier}	σ^{ad}_{Acier}	Obs
6.7.8.	30*30	N_{max}	537,32	M_{Zcor}	-19,89	-0,037	5	SEC	1,73	7,39	15	35,2	102,4	348	CV
				M_{Ycor}	-0,296	-0,0005		SEC	4,55	4,63		68,3	69,3		CV
		N_{min}	1,88	M_{Zcor}	0,967	0,514		SPC	0,18	0		2,05	-3,55		CV
				M_{Ycor}	0,041	0,021		SEC	0,02	0,01		0,31	0,17		CV
		N_{cor}	157,75	M_{Zmax}	30,394	0,193		SPC	6,35	0		77,1	-68,3		CV
		N_{cor}	87,53	M_{Ymax}	-37,98	-0,433		SPC	0	7,29		-133,1	82,5		CV
4.5.	35*35	N_{max}	879,37	M_{Zcor}	-21,56	-0,024	5,83	SEC	3,65	7,38	15	59,6	105,9	348	CV
				M_{Ycor}	-0,398	-0,0004		SEC	5,48	5,55		82,3	83,2		CV
		N_{min}	80,43	M_{Zcor}	-1,34	-0,016		SEC	0,39	0,62		6,13	9,00		CV
				M_{Ycor}	-0,158	-0,001		SEC	0,49	0,52		7,4	7,74		CV
		N_{cor}	581,64	M_{Zmax}	-28,04	-0,048		SEC	1,23	6,07		24,6	84,8		CV
		N_{cor}	320,48	M_{Ymax}	-42,65	-0,133		SPC	0	5,96		-26,8	78,5		CV
2.3.	40*40	N_{max}	1224,57	M_{Zcor}	-21,37	-0,017	6,67	SEC	4,77	7,31	15	74,7	106,9	348	CV
				M_{Ycor}	-0,415	-0,0003		SEC	6,02	6,07		90,3	91		CV
		N_{min}	159,52	M_{Zcor}	-1,309	-0,008		SEC	0,71	0,87		10,8	12,8		CV
				M_{Ycor}	-0,096	-0,0006		SEC	0,78	0,79		11,7	11,9		CV
		N_{cor}	1051,95	M_{Zmax}	-28,78	-0,027		SEC	3,48	6,9		56,1	99,7		CV
		N_{cor}	493,84	M_{Ymax}	-42,23	-0,085		SPC	0	4,95		4,54	68,6		CV

RDC+1ér etg	*45*45*	N_{max}	*1595,24*	M_{Zcor}	*-1,97*	*-0,001*	*7,5*	*SEC*	*5,96*	*6,11*	*15*	*89,5*	*91,5*	*348*	*CV*
				M_{Ycor}	*-0,305*	*-0,0001*		*SEC*	*6,02*	*6,05*		*90,4*	*90,7*		*CV*
		N_{min}	*262,91*	M_{Zcor}	*-2,097*	*-0,007*		*SEC*	*0,91*	*1,08*		*13,9*	*16*		*CV*
				M_{Ycor}	*-0,174*	*-0,0006*		*SEC*	*0,99*	*1,00*		*14,8*	*15*		*CV*
		N_{cor}	*1400,78*	M_{Zmax}	*-35,08*	*-0,025*		*SEC*	*3,93*	*6,67*		*61,7*	*97,3*		*CV*
		N_{cor}	*689,52*	M_{Ymax}	*-38,33*	*-0,055*		*SEC*	*1,11*	*4,1*		*19,7*	*58,6*		*CV*
SOUS-SOL	*50*50*	N_{max}	*1723,58*	M_{Zcor}	*4,31*	*0,0025*	*8,33*	*SEC*	*5,66*	*5,4*	*15*	*84,6*	*81,2*	*348*	*CV*
				M_{Ycor}	*-0,162*	*-9X10^{-5}*		*SEC*	*5,52*	*5,53*		*82,8*	*83*		*CV*
		N_{min}	*402,62*	M_{Zcor}	*-3,7*	*-0,009*		*SEC*	*1,18*	*1,4*		*17,9*	*20,9*		*CV*
				M_{Ycor}	*-0,144*	*-0,0003*		*SEC*	*1,29*	*1,3*		*19,3*	*19,4*		*CV*
		N_{cor}	*721,9*	M_{Zmax}	*-11,14*	*-0,015*		*SEC*	*1,98*	*2,65*		*30,2*	*39,2*		*CV*
		N_{cor}	*935,81*	M_{Ymax}	*16,232*	*0,017*		*SEC*	*3,5*	*2,51*		*51,5*	*38,5*		*CV*

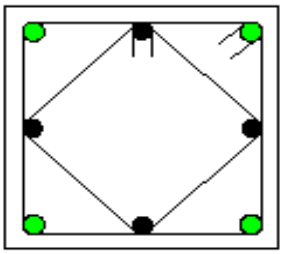
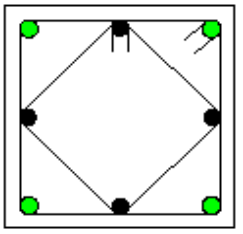
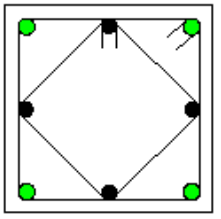
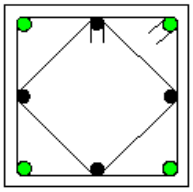
TAB VI.1.9 : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton.

.

- **Conclusions :**

Après touts calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures □□ □□□ correspondante recommandée par le règlement **« RPA 99/Version 2003 »en zone II.**

TAB VI.1.10 : Ferraillage des poteaux.

Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
S/SOL+RDC+1	**45*45** **50*50**	**4HA20 + 4HA16**	1 cadre et 1 losange (HA10)	
.2.3.	**40*40**	**4HA16+4HA14**	1 cadre et 1 losange (HA8)	
4.5.	**35*35**	**8HA14**	1 cadre et 1 losange (HA8)	
6.7.8.	**30*30**	**8HA12**	1 cadre et 1 losange (HA8)	

VII. ferraillage des Poutres :

VII.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (les poutres sont pas exposées aux intempéries) d'après les règlements du BAEL 91modifie 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifie 2003 pour la vérification.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\left.\begin{matrix} 1{,}35G + 1{,}5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{matrix}\right\} \text{ BAEL 91}$$

$$\left.\begin{matrix} G + Q \mp E \\ 0{,}8G \mp E \end{matrix}\right\} \text{ RPA 99/Version 2003.}$$

VII.2 Recommandations du RPA99/ version 2003 :

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutres Principales : **(30 x 40)** : $\mathbf{A_{min}} = 0{,}005 \times 30 \times 40 = \mathbf{6\ cm^2}$
- Poutres Secondaires : **(30 x 35)** : $\mathbf{A_{min}} = 0{,}005 \times 30 \times 35 = \mathbf{5{,}25 cm^2}$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante.
- **6 %** en zone de recouvrement.

- **Poutres Principales : (30 x 40)** : $\mathbf{A_{max}} = 0{,}04 \times 30 \times 40 = \mathbf{48\ cm^2}$
  $\mathbf{A_{max}} = 0{,}06 \times 30 \times 40 = \mathbf{72\ cm^2}$

- **Poutres Secondaire : (30 x 35)** : $\mathbf{A_{max}} = 0{,}04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42\ cm^2}$
  $\mathbf{A_{max}} = 0{,}06 \times 30 \times 35 = \mathbf{63\ cm^2}$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : $\mathbf{40}\ \emptyset$ en zone I et II
  $\mathbf{50}\ \emptyset$ en zone III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces **U** doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des **U** d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\mathbf{A_t = 0,003 \times s \times b}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires) :
  $\min\left(\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{4}}, 12\ \emptyset\right)$
- En dehors de la zone nodale : $\mathbf{St} \leq \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{2}}$

La valeur du diamètre $\emptyset_\mathbf{l}$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

$\mathbf{A_{st}}$: Section d'acier inférieure tendue,

$\mathbf{A_{sc}}$: Section d'acier supérieure la plus comprimée,

$\mathbf{M_u}$: Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $\mathbf{d = h - c}$,

c ; $\mathbf{c'}$: Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

1) Calcul du moment réduit :

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

On a deux cas :

1er cas : Section simplement armée (SSA) : $A_c = 0$

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

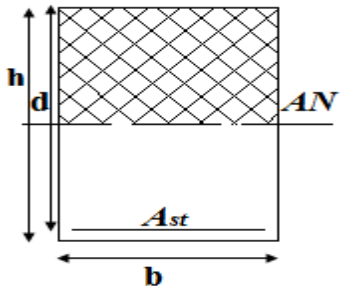


Figure VII-1 : section simplement armée.

2eme cas : Section doublement armée (SDA) : $A_c \neq 0$

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta\, \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

M_e : moment ultime pour une section simplement armée.

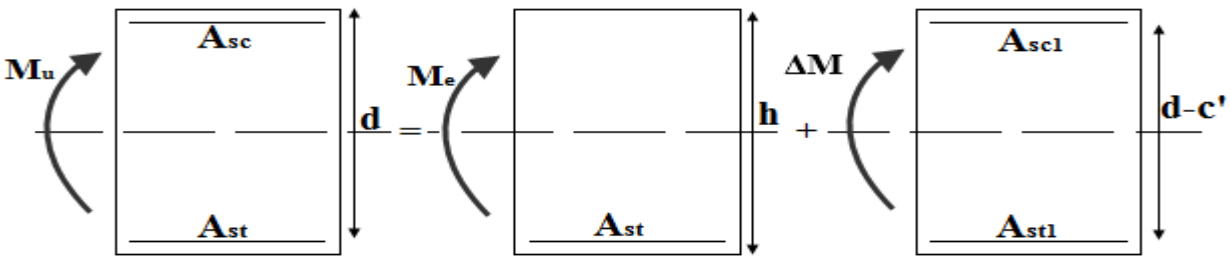


Figure VII-2 : section doublement armée.

Finalement : $\begin{cases} A_{st}= & \boldsymbol{A_{st} = \frac{M_e}{\beta_r d\, \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}} \\ A_{sc}= & \boldsymbol{A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}} \end{cases}$

VII.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 :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0{,}6\, f_{c28} = \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

Avec : $\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A_{adopté}}$

($A_{adopté}$: armatures adoptées à l'ELU)

On calcul:

$$\rho_1 = \frac{100 A_{adopt}}{b_0 . d}$$

ρ_1 $\xrightarrow{\text{abaque}}$ β_1 $\xrightarrow{\text{abaque}}$ k_1

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

VII.5 Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :**

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

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\overline{\tau}_{se}$: 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.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \le \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5MPa\right) = 3.33MPa. \qquad \text{avec : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}.$$

(Fissuration peu nuisible).

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**
  - **Influence sur le béton :**

$$V_u \le 0{,}267 \times 0{,}9d \times b \times f_{c28}$$

  - **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \ge \left[V_u + \frac{M_u}{0{,}9d}\right]$$

1. **Etat limite de déformation :**

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont pas vérifiées :

1) $\frac{h}{L_{max}} \ge \frac{1}{16}$.

L_{max} : portée de la travée entre nu d'appuis.

2) $\frac{h}{L_{max}} \ge \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

M_0 : Moment isostatique.

3) $\frac{A}{bd} \le \frac{4{,}2}{F_e}$.

A : section d'armatures tendues.

Remarque :

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_b	γ_s	θ	σ_{st}(MPa)
Situation Accidentelle	**25**	**400**	**21,73**	**1,15**	**1**	**0,85**	**400**
Situation Courante	**25**	**400**	**14,2**	**1,5**	**1,15**	**1**	**348**

TAB VII-1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs

Calcul des armatures longitudinales :

- **Exemple de calcul : sous/sol**
  - ✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{127{,}373 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 21{,}73} = 0{,}142 < \mu_{id} = 0{,}392$$

La section est simplement armée **(S.S.A).**

$$\mu = 0{,}142 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}923$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{127{,}373 \times 10^3}{0{,}923 \times 37 \times 400} = 9{,}33\ cm^2$$

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{b\, d^2\, f_{bc}} = \frac{98{,}829 \text{x} 10^3}{30 \times 37^2 \times 21{,}73} = 0{,}110 < \mu_{id} = 0{,}392$$

La section est simplement armée **(S.S.A).**

$$\mu = 0{,}110 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}942$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{98{,}829 \times 10^3}{0{,}942 \times 37 \times 400} = 7{,}09 cm^2$$

Avec la même méthode pour toutes les autres poutres.

VII.6 Ferraillage des poutres principales (30x40) sens y-y :

➢ **En travée :**

Niv	M_{elu} (KN.m)	$A_{s\ elu}$ [cm²]	M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm²]	$A_{s\ max}$ [cm²]	$A_{s\ min}$ [cm²]	Ferraillage	$A_{s\ adopté}$ [cm²]
8éme	47,781	3,88	70,489	4,97	4,97	6,00	**3HA12+3HA12**	**6,78**
7éme	44,006	3,56	84,94	6,05	6,05	6,00	**3HA12+3HA12**	**6,78**
6éme	42,398	3,42	94,234	6,75	6,75	6,00	**3HA12+3HA12**	**6,78**
5éme	41,046	3,30	100,859	7,26	7,26	6,00	**3HA14+3HA14**	**9,24**
4éme	42,452	3,43	108,618	7,85	7,85	6,00	**3HA14+3HA14**	**9,24**
3éme	39,546	3,18	110,286	7,99	7,99	6,00	**3HA14+3HA14**	**9,24**
2éme	36,439	2,92	113,409	8,23	8,23	6,00	**3HA14+3HA14**	**9,24**
1er	32,438	2,59	108,905	7,87	7,87	6,00	**3HA14+3HA14**	**9,24**
RDC	36,002	2,89	112,205	8,13	8,13	6,00	**3HA14+3HA14**	**9,24**
S/Sol	35,555	2,85	98,829	7,09	7,09	6,00	**3HA14+3HA14**	**9,24**

TAB VII-2 : Ferraillage des poutres principales en travées.

➢ **Aux appuis :**

Niv	M_{elu} (KN.m)	$A_{s\ elu}$ [cm²]	M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm²]	$A_{s\ max}$ [cm²]	$A_{s\ min}$ [cm²]	Ferraillage	$A_{s\ adopté}$ [cm²]
8éme	107,004	9 ,26	103,519	7,46	9 ,26	6,00	**3HA16+3HA16**	**12,06**
7éme	127,308	11,32	119,642	8,71	11,32	6,00	**3HA16+3HA16**	**12,06**
6éme	117,951	10,48	124,72	9,12	10,48	6,00	**3HA16+3HA16**	**12,06**
5éme	111,046	9,47	134,943	9,95	9,95	6,00	**3HA16+3HA16**	**12,06**
4éme	103,609	8,93	143,725	10,66	10,66	6,00	**3HA16+3HA16**	**12,06**
3éme	91,993	7,82	148,782	11,06	11,06	6,00	**3HA16+3HA16**	**12,06**
2éme	81,883	6,89	152,04	11,34	11,34	6,00	**3HA16+3HA16**	**12,06**
1er	48,467	3,94	149,949	11,17	11,17	6,00	**3HA16+3HA16**	**12,06**
RDC	57,748	4,74	151,863	11,33	11,33	6,00	**3HA16+3HA16**	**12,06**
S/Sol	43,754	3,54	127,373	9,33	9,33	6,00	**3HA16+3HA16**	**12,06**

TAB VII-3 : Ferraillage des poutres principales aux appuis.

❖ **Conclusion**

Les poutres principales seront ferraillées comme suit

Lit inférieur Du Sous/Sol au 5éme étage

Lit inferieur : **3HA14 filantes + 3HA14 chapeaux**

Lit inférieur Du 6éme au 8éme étage

Lit inferieur : **3HA12 filantes + 3HA12 chapeaux**

Lit supérieur Du Sous/Sol au 8éme étage

Lit supérieur : **3HA16 filantes + 3HA16 chapeaux**

❖ **Vérifications des sections minimales pour les poutres principales**

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe}$$

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x30x37\,x2,1}{400} = 1,34cm^2 \quad A_s > A_{min}$$ condition vérifiée

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1/RPA2003)**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0{,}005 \text{x} 30 \text{x} 40 = 6{,}00 cm^2$$

Conclusion

La **section minimale** adoptée est égale à 3HA12+3HA12=**6.78cm²** , elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par les règlements.

VII.7 Ferraillage des poutres secondaires (30x35) sens x-x :

➢ **En travée :**

Niv	M_{elu} (KN.m)	$A_{s\ elu}$ [cm²]	M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm²]	$A_{s\ max}$ [cm²]	$A_{s\ min}$ [cm²]	Ferraillage	$A_{s\ adopté}$ [cm²]
8éme	19,655	1,81	25,328	2,02	2,02	5,25	**3HA12+3HA12(chapeaux)**	**6.78**
7éme	22,805	2,10	26,753	2,13	2,13	5,25	**3HA12+3HA12(chapeaux)**	**6.78**
6éme	20,370	1,87	26,853	2,14	2,14	5,25	**3HA12+3HA12(chapeaux)**	**6.78**
5éme	19,506	1,79	26,364	2,10	2,10	5,25	**3HA12+3HA12(chapeaux)**	**6.78**
4éme	17,915	1,64	25,623	2,04	2,04	5,25	**3HA12+3HA12(chapeaux)**	**6.78**
3éme	17,799	1,63	23,920	1,64	1,64	5,25	**3HA12+3HA12(chapeaux)**	**6.78**
2éme	17,980	1,65	21,891	1,90	1,90	5,25	**3HA12+3HA12(chapeaux)**	**6.78**
1er	18,106	1,66	18,637	1,48	1,66	5,25	**3HA12+3HA12(chapeaux)**	**6.78**
RDC	20,739	1,91	15,88	1,26	1,91	5,25	**3HA12+3HA12(chapeaux)**	**6.78**
S/Sol	27,365	2,54	21,496	1,71	2,54	5,25	**3HA12+3HA12(chapeaux)**	**6.78**

TAB VII-4 : Ferraillage des poutres secondaire en travées.

- **Aux appuis :**

Niv	M_{elu} (KN.m)	$A_{s\ elu}$ [cm²]	M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm²]	$A_{s\ max}$ [cm²]	$A_{s\ min}$ [cm²]	Ferraillage	$A_{s\ adopté}$ [cm²]
8éme	93,01	7,92	67,714	5,59	7,92	5,25	**3HA14+3HA12(chapeaux)**	**8,01**
7éme	79,431	6,65	57,220	4,68	6,65	5,25	**3HA14+3HA12(chapeaux)**	**8,01**
6éme	79,357	6,64	57,209	4,68	6,64	5,25	**3HA14+3HA12(chapeaux)**	**8,01**
5éme	77,440	6,47	55,732	4,55	6,47	5,25	**3HA14+3HA12(chapeaux)**	**8,01**
4éme	77,272	6,46	55,559	4,54	6,46	5,25	**3HA14+3HA12(chapeaux)**	**8,01**
3éme	75,539	6,31	54,270	4,43	6,31	5,25	**3HA14+3HA12(chapeaux)**	**8,01**
2éme	75,515	6,30	54,225	4,42	6,30	5,25	**3HA14+3HA12(chapeaux)**	**8,01**
1er	73,94	6,16	53,079	4,33	6,16	5,25	**3HA14+3HA12(chapeaux)**	**8,01**
RDC	74,802	6,17	53,656	4,38	6,17	5,25	**3HA14+3HA12(chapeaux)**	**8,01**
S/Sol	39,156	3,15	32,439	2,60	3,15	5,25	**3HA14+3HA12(chapeaux)**	**8,01**

TAB VII-5 : Ferraillage des poutres secondaire aux appuis.

Conclusion

Les poutres secondaires seront ferraillées comme suit :

Lit inférieur Du Sous/Sol au 8éme étage

Lit inferieur : **3HA12 filantes + 3HA12 chapeaux**

Lit supérieurDu Sous/Sol au 8éme étage

Lit inferieur : **3HA14 filantes + 3HA12 chapeaux**

1) Vérifications des sections minimales pour les poutres secondaires

❖ **Condition de non fragilité :** (**Art A.4.2 /BAEL91)**

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x30x32\ x2,1}{400} = 1.15cm^2 \qquad A_s > A_{min}$$

2) Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0,005x30x35 = 5.25cm^2$$

Conclusion

La **section minimale** adoptée est égale à 3HA16=**6,03 cm²**, elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL.

VII.8 Vérification à l'ELU

❖ **Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles (BAEL91.art A.5.1)**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs `a l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = {}^{T_u}/_{b.d}$$

➢ **Poutres principales PP**

$$\tau_u = \frac{178,87 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,61 MPa$$

➢ **Poutres secondaires PS**

$$\tau_u = \frac{77,99 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,81 MPa$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)**

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min\left\{0,2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right\} = 3,33 Mpa$$

Poutres principales PP : $\tau_u = 1,61$ Mpa $<$ 3.33 Mpa. ..... √

Poutres secondaires PS : $\tau_u = 0,81$ Mpa $<$ 3.33 Mpa. ..... √

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91art 5.1.32)**

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0,40x\frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP

$$T_u = 178,87KN < \overline{T}_u = 0,4x\frac{0,9 \times 0,37x0,3x2\,5x10^3}{1,15} = 868,69kN$$ …..... √

Poutres secondaires PS

..... √

$$T_u = 77,99KN < \overline{T}_u = 0,4x\frac{0,9\times 0,32x0,3x2\,5x10^3}{1,15} = 751,30kN$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.32)**

Lorsqu'au droit d'un appuis: $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ On doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

D'ou $A_s \geq \frac{1,15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0,9d}\right)$.

- Poutres principales: $77,99 - \frac{94,01}{0,9\,x\,0.37} = -204,32 < 0$

- Poutres secondaires : $178,87 - \frac{100,634}{0,9\,x\,0,37} = -123,33 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'entrainement des barres : (BAEL91 art. A6.13)**

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9\times d\times U_i} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}}$

Avec : $\boldsymbol{\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\ MPa}$

$\boldsymbol{\Psi_s} = 1,5$: Coefficient scellement **HA**.

$\boldsymbol{\sum U_i}$: Somme des périmètres utiles des barres.

➢ **Poutres Principales :**

$\boldsymbol{\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61\ cm}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{77,99\times 10^3}{0.9\times 370\times 226,1} = 1,036\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1,036\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15\ MPa}$ …… **Condition vérifiée.**

➢ **Poutres Secondaires :**

$\boldsymbol{\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 24,49cm}$

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{178{,}87\times 10^3}{0.9\times 320\times 244{,}9} = \mathbf{1,54\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 2,54\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15\ MPa}$ …… **Condition vérifiée.**

❖ **Longueur de scellement droit des barres**

On définit la longueur de scellement droit **ls** comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation : **τsu = 0.6Ψ² × ftj** = 2.835 Mpa.

Pour les HA12 : ls= 43 cm.
Pour les HA14 : ls= 50 cm.
Pour les HA16 : ls= 57 cm.

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : la= 17,2 cm.
Pour les HA14 : la= 20 cm.
Pour les HA16 : la= 23 cm.

❖ **Calcul des armatures transversales**

a) Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \le \min(11{,}43\text{mm}, 14\text{mm}, 30\text{mm}) = 11{,}43mm$$

Soit : $\boldsymbol{\Phi_t}$ **=8mm.**

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit $\mathbf{A_t}$ **= 4HA8 =2.01cm².**

b) Poutres secondaires

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$\Phi_t \leq \min(10mm, 16mm, 30mm) = 10{,}00mm$

Soit : Φ_t **=8mm.**

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit A_t **= 4HA8 =2.01cm².**

❖ **Espacement max des armatures transversales** : **(Art A.5.1, 22 / BAEL91)…… [2]**

$$S_{t\,max} \leq \min(0, 9d\,; 40cm)$$

PP: $S_t \leq \min(33{,}3\,; 40cm) =$ **33,3 cm.**

PS : $S_t \leq \min(28{,}8\,; 40cm) =$ **28,8 cm.**

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)**

❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times St \times b$$

➢ **Poutres principales**

- **Zone nodale**

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{40}{4}; 12x1.2\right\}\right) = \min(10cm\,;\ 14{,}4cm) =$ **10cm**

On opte pour St_{max}**=10 cm.**

- **Zone courante**

$St \leq \frac{h}{2} = 20cm.$

On opte pour St_{max}**=15cm**

➢ **Poutres secondaires**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12x1.2\right\}\right) = \min(8.75\ cm\,;\ 14{,}4cm) =$ **8.75 cm**

On opte pour **St =8 cm.**

❖ **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 PP : L' = 2×40 = 80cm.

Poutres principales PS : L' = 2×35 = 70cm.

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{min} = 3‰\ S_t \times b$$

$A_{min} = 1.35\ cm^2 < A_{adopté} = 2.01 cm^2$ ..... √

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

❖ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour 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.
- À $\frac{1}{4}$ 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

❖ **Vérification à L'ELS**

➢ **Etat d'ouverture des fissures**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➢ **Etat limite de compression du béton**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles**.**

Contrainte admissible de l'acier $\overline{\sigma}_s$ = **348 Mpa**

Contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$ =**15 Mpa**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_u}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{et} \, \beta_1 \text{ (tableau)}$$

σ_S : contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU

β_1 et K_1 : sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1.

TAB VII-6 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS Poutre Principales :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niv	**M_{SMAX} (kn.m)**	**A_U (cm^2)**	**ρ1**	**K1**	**β1**	**σ_s (Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
8 éme	34,858	6,78	0,61	28,10	0,884	157,19	5,59	15	**vérifiée**
7 éme	32,004	6,78	0,61	28,10	0,884	144,32	5,14	15	**Vérifiée**
6 éme	30,757	6,78	0,61	28,10	0,884	138,69	4,94	15	**vérifiée**
5 éme	29,798	9,24	0,831	23,46	0,870	100,18	4,27	15	**vérifiée**
4 éme	30,802	9,24	0,831	23,46	0,870	103,56	4,41	15	**vérifiée**
3 éme	28,671	9,24	0,831	23,46	0,870	105,68	4,50	15	**vérifiée**
2éme	26,404	9,24	0,831	23,46	0,870	96,40	4,11	15	**vérifiée**
1er	23,525	9,24	0,831	23,46	0,870	86,71	3,69	15	**vérifiée**
RDC	25,861	9,24	0,831	23,46	0,870	86,95	3,70	15	**vérifiée**
S/Sol	25,537	9,24	0,831	23,46	0,870	85,86	3,66	15	**vérifiée**

TAB VII-7 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS Poutre Principales :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niv	**M_{SMAX} (kn.m)**	**A_U (cm^2)**	**ρ1**	**K1**	**β1**	**σ_s (Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
8 éme	77,752	12,06	1,09	33,08	0,856	203,56	6,15	15	**vérifiée**
7 éme	91,468	12,06	1,09	33,08	0,856	239,47	7,24	15	**Vérifiée**
6 éme	85,638	12,06	1,09	33,08	0,856	224,20	6,78	15	**vérifiée**
5 éme	80,584	12,06	1,09	33,08	0,856	210,97	6,38	15	**vérifiée**
4 éme	75,163	12,06	1,09	33,08	0,856	196,78	5,95	15	**vérifiée**
3 éme	66,705	12,06	1,09	33,08	0,856	174,64	8,84	15	**vérifiée**
2éme	59,354	12,06	1,09	33,08	0,856	155,39	5,28	15	**vérifiée**
1er	49,154	12,06	1,09	33,08	0,856	128,69	3,89	15	**vérifiée**
RDC	41,754	12,06	1,09	33,08	0,856	109,31	3,30	15	**vérifiée**
S/Sol	31,437	12,06	1,09	33,08	0,856	82,30	2,49	15	**vérifiée**

TAB VII-8 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS Poutre secondaires :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niv	**M_{SMAX} (kn.m)**	**A_U (cm^2)**	**ρ1**	**K1**	**β1**	**σ_s (Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
8 éme	14,271	6,78	0,61	28,10	0,884	64,35	2,29	15	**vérifiée**
7 éme	16,506	6,78	0,61	28,10	0,884	74,43	2,65	15	**Vérifiée**
6 éme	14,741	6,78	0,61	28,10	0,884	66,47	2,37	15	**vérifiée**
5 éme	14,112	6,78	0,61	28,10	0,884	63,64	2,26	15	**vérifiée**
4 éme	12,985	6,78	0,61	28,10	0,884	58,55	2,08	15	**vérifiée**
3 éme	12,926	6,78	0,61	28,10	0,884	58,29	2,47	15	**vérifiée**
2éme	13,057	6,78	0,61	28,10	0,884	58,89	2,07	15	**vérifiée**
1er	13,15	6,78	0,61	28,10	0,884	59,30	2,11	15	**vérifiée**
RDC	14,914	6,78	0,61	28,10	0,884	67,25	2,39	15	**vérifiée**
S/Sol	19,593	6,78	0,61	28,10	0,884	88,35	3,14	15	**vérifiée**

TAB VII-9 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS Poutre secondaires :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niv	**M_{SMAX} (kn.m)**	**A_U (cm^2)**	**ρ1**	**K1**	**β1**	**σ_s (Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
8 éme	67,288	8,01	0,72	25,65	0,877	258,88	10,09	15	**vérifiée**
7 éme	57,033	8,01	0,72	25,65	0,877	219,43	8,56	15	**Vérifiée**
6 éme	56,982	8,01	0,72	25,65	0,877	219,23	8,55	15	**vérifiée**
5 éme	55 ,599	8,01	0,72	25,65	0,877	213,91	8,34	15	**vérifiée**
4 éme	55,476	8,01	0,72	25,65	0,877	213,44	8,32	15	**vérifiée**
3 éme	54,227	8,01	0,72	25,65	0,877	208,63	8,14	15	**vérifiée**
2éme	54,209	8,01	0,72	25,65	0,877	208 ,56	8,13	15	**vérifiée**
1er	53,076	8,01	0,72	25,65	0,877	204,20	7,96	15	**vérifiée**
RDC	53,653	8,01	0,72	25,65	0,877	206,43	8,05	15	**vérifiée**
S/Sol	28,182	8,01	0,72	25,65	0,877	108,43	4,23	15	**vérifiée**

❖ **ELS vis à vis des déformations**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s f_e}{b.d} < 4.2 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$\mathbf{A_s}$: Section adoptée en travée.

$\mathbf{f_e}$: Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique **(q_{max} l^2 /8).**

	1ére condition	**2éme condition**		**3éme condition**		
	h/l	**A_s(cm²)**	**A_s f_e/ b. d**	**M_t(cm²)**	**M_0**	**M_t/ 10 M_0**
Poutre principale	0,09 > 1/16 ...√	6,78	2,44 <4,2…	34,858	54,30	**h/l** > 0,06…√
Poutre secondaire	0,08> 1/16 ...√	6,78	2,44<4.2…√	19,593	48,20	**h/l** > 0.04…√

TAB VII-10 : ELS vis à vis des déformations

- **Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les Recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être 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 prolongée 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

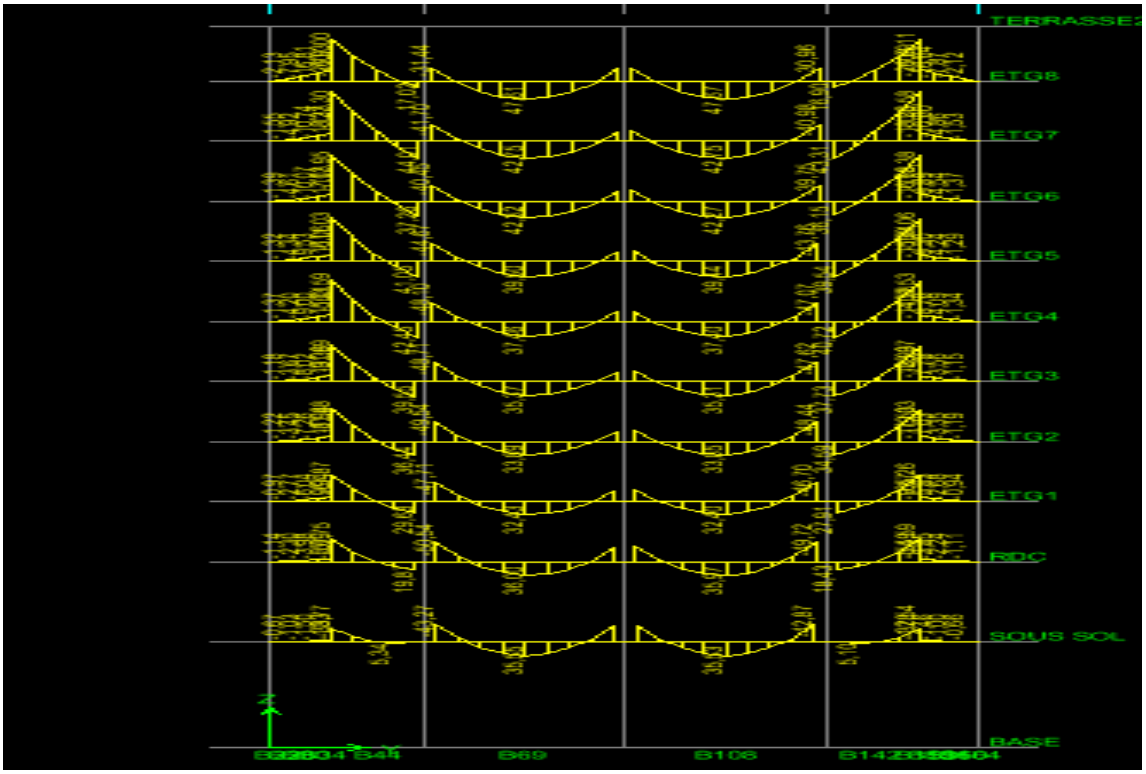


Diagramme des moments des poutres principales portique B-B

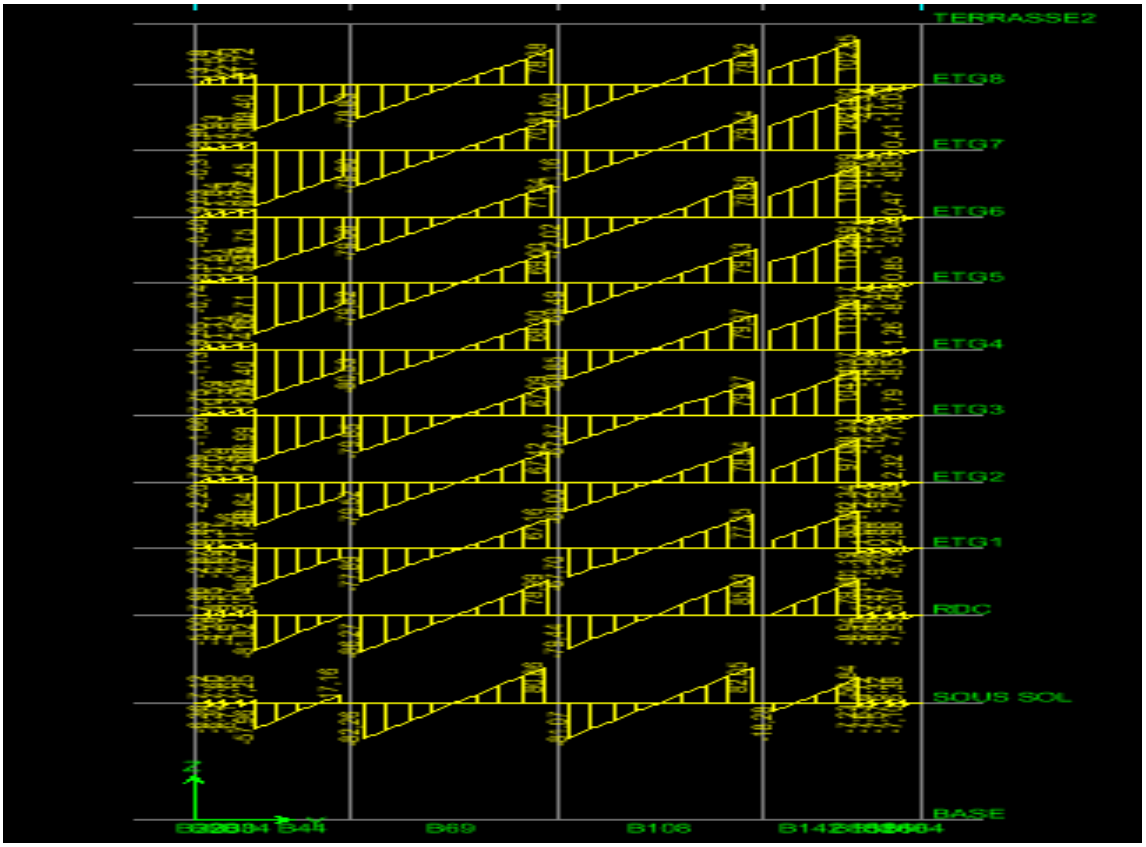


Diagramme des efforts tranchants des poutres principales portique B-B

VIII. Ferraillage des Voiles :

VIII.1 Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale en castrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal **N**, un effort tranchant **V**, et un moment fléchissant **M** qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left.\begin{matrix} 1{,}35G + 1{,}5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{matrix}\right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left.\begin{matrix} G + Q \mp E \\ 0{,}8G \mp E \end{matrix}\right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

a) Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

b) Exposer de la méthode :

Méthode de ferraillage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la **R.D.M**.
Cette méthode se fait pour une bande de largeur d, elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi **(N)** et **(M).**

c) Détermination des diagrammes des contraintes.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables **(N, M)** en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec :
B : Section de béton
I : Moment d'inertie du voile

$\boldsymbol{\sigma_{min}} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$ **avec** $\mathbf{V}, \mathbf{V'}$: Bras de levier $\mathbf{V} = \mathbf{V'} = \frac{\mathbf{L_{voiles}}}{\mathbf{2}}$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « **d** » donnée par : $\mathbf{d} \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_C\right)$

$\mathbf{h_e}$: Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

$\mathbf{L_C}$: La longueur de la zone comprimée : $\mathbf{L_C} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

$\mathbf{L_T}$: La longueur de la zone tendue : $\mathbf{L_T} = L - L_C$

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{(l_t - d) \times |\sigma_{min}|}{l_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

-Section entièrement comprimé (**S.E.C**),

-Section partiellement comprimé (**S.P.C**),

-Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en fonction des sections adoptées dans les poteaux par zones comme suit :

- **Zone I**: SOUS-SOL
- **Zone II**: RDC et 1^{ér} étage.
- **Zone III**: 2^{éme} **et** 3^{éme}étage.
- **Zone IV** 4^{éme} **et** 5^{éme}étage.
- **Zone V** : 6^{éme}**au** 8^{éme}étage.

VIII.2 Section entièrement comprimée (SEC) :

$\mathbf{N_1} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$

$\mathbf{N_2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$

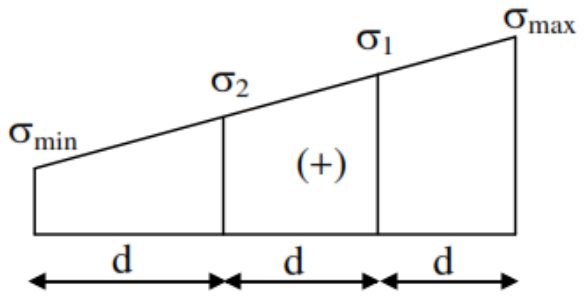


Fig.VIII-1 : Section entièrement comprimée.

e : Epaisseur du voile.

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$\mathbf{A_{vi}} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Section du tronçon considéré (section du trumeau)

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰)

$\boldsymbol{\sigma_s = 348\ MPa}$ ==> Situation Courante. $(\sigma_{s10}‰ = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa)$

$\boldsymbol{\sigma_s = 400\ MPa}$ ==> Situation Accidentelle. $(\sigma_{s10}‰ = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa)$

Section minimale

$\mathbf{A_{min}} \geq 4\ cm^2\ /ml$ (**Art A .8. 1; 21BAEL91 modifiés 99**)

$\mathbf{0,2\ \%} \leq \frac{A_{min}}{B} \leq \mathbf{0,5\ \%}$ Avec **B :** section du béton comprimé.

VIII.3 Section entièrement tendue (SET) :

$$\mathbf{N_1} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$\mathbf{N_2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

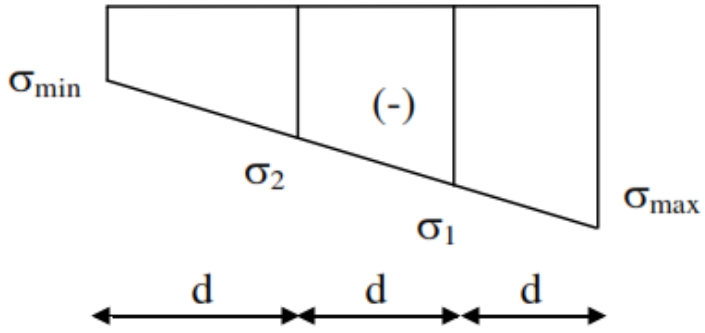


Fig.VIII-2 : Section entièrement tendue.

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$\mathbf{A_{vi}} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\boldsymbol{\sigma_s}$ =Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

VIII.4 Section partiellement comprimée (SPC) :

$$\mathbf{N_1} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$\mathbf{N_2} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

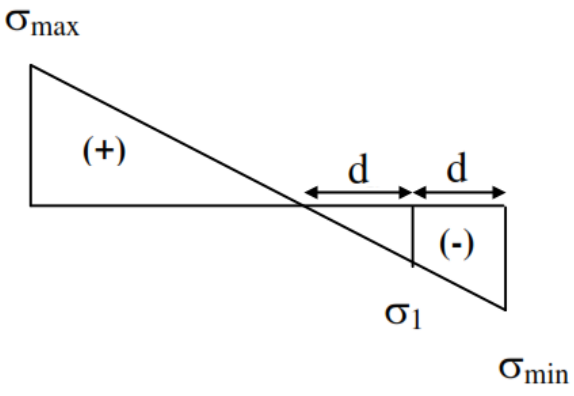


Fig.VIII-3: Section partiellement comprimée.

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$\mathbf{A_{vi}} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (2‰)

$\boldsymbol{\sigma_s = 348\ MPa}$ ==> Situation Courante. $(\sigma_{s2}‰ = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa)$

$\boldsymbol{\sigma_s = 400\ MPa}$ ==> Situation Accidentelle. $(\sigma_{s2}‰ = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa)$

☞ **Remarque :**

$\boldsymbol{\sigma_a}$ **et** $\boldsymbol{\sigma_b}$Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).

$\boldsymbol{\sigma_a}$ **et** $\boldsymbol{\sigma_b}$Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C).

$\boldsymbol{\sigma_a}$ **et** $\boldsymbol{\sigma_b}$Sont des signe contraire on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 348\ MPa}$ ⇒Contrainte de l'acier à 1 % = **348 MPa**

✓ **Armatures minimales :**

a. Pour une section entièrement comprimée :

$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ (**Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés 99)**

$$0.2\% \leq A_v = \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$$

b. Pour une section entièrement tendue :

$$\mathbf{A}_{min \geq} \max \left\{ \frac{Bft_{28}}{fe}; 0.15\%B \right\}$$

c. pour une Section partiellement comprimée :

$$\mathbf{A}_{min \geq} \max \left\{ \frac{0.23Bft_{28}}{fe}; 0.005B \right\}$$

Avec : **B :** section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0,20 %** de la section horizontale du béton tendu.

- ✓ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de **10** ∅ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left.\begin{array}{l} A_H \geq 0{,}15\%\ B \ \text{Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0{,}15\%\ B \ \text{En zone courante} \end{array}\right\} \textbf{Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003.}$$

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}\Big\} \textbf{ BAEL 91 Modifiée 99}$$ Avec :

A_V : Section d'armatures verticales.
B : Section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser **1/10**de l'épaisseur du voile.

- ✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.
Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.**
Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

- ✓ **Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 2003)**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1\dfrac{V}{f_e} \\ V = 1.4\,T \end{cases}$$

Avec :

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- ✓ **Les potelets**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2%** de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins **4HA10 (RPA 99/ Version 2003)**.
Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

- ✓ **Ferraillage minimal :**

$$\mathbf{A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \Rightarrow BAEL\ 91\ Modifiée\ 99.}$$

$$\mathbf{A_{min} = 0,5\%B \Rightarrow RPA\ 99/\ Version\ 2003.}$$

VIII.5 Disposition constructives :

1) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

Min $\begin{cases} \mathbf{S_t} \leq 1,5 \times e \\ \mathbf{S_t} \leq 30\ cm \end{cases}$ $\Rightarrow$ **Art 7.7.4.3 RPA 99/ version2003.**

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

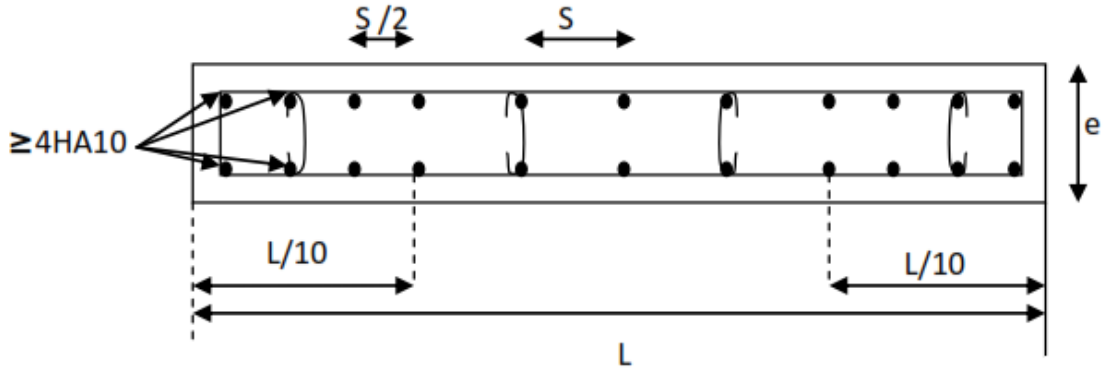


Fig. VIII.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

2) Les longueurs de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40** ∅pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20**∅pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

$\emptyset_{max} = \frac{e}{10}$ = 25 mm

VIII.6 Vérification à l'ELS :

1) Les contraintes dans le béton :

$\boldsymbol{\sigma_b} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ Avec : $\overline{\boldsymbol{\sigma_b}} = 0{,}6\ f_{c28} = \mathbf{15\ MPa}$.

Avec :

$\mathbf{N_s} = G + Q$: Effort normal de service.
B : Section du béton.
A : Section de l'acier.

2) Contraintes limites de cisaillement : Art 7.7.2 RPA 99/Version2003.

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$\boldsymbol{\tau_b} \leq \bar{\boldsymbol{\tau}}_{\mathbf{b}} = 0{,}2 f_{c28}$ Avec : $\bar{\boldsymbol{\tau}}_{\mathbf{b}} = 0{,}2 f_{c28} = 0{,}2 \times 25 = \mathbf{5\ MPa}$

$$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{\overline{T}}{b_0 d} \quad \text{Avec: } \overline{T} = 1{,}4 \times T^u_{calcul}$$

$\mathbf{b_0}$: Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile **d=0,9h**

h : hauteur totale de la section brute

$\mathbf{T_u}$: effort tranchant dans le niveau considéré.

3) Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$\boldsymbol{\tau_u} \leq \overline{\boldsymbol{\tau_u}}$ Avec : $\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{bd}$

$\boldsymbol{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement.

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2{,}5\ MPA$ (Fissuration préjudiciable.)

4) Exemple de calcul : soit à Calcule le ferraillage d'un voile transversale **VT_2 dans la zone I.**

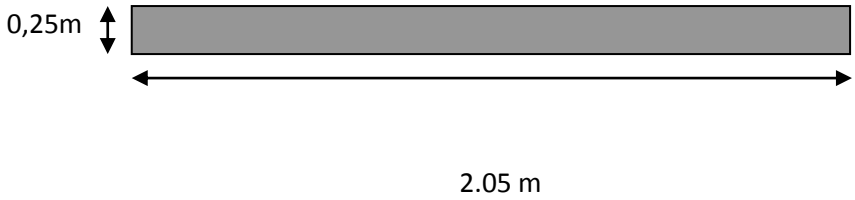
- **Caractéristiques géométriques :**

Zone I :

L = 2.05 m

e=0,25 m

B =0,51 m^2



- **Sollicitations de calcul :**

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par **ETABS** :

$$\begin{cases}\sigma_{max} = 4416{,}95 KN/m^2 \\ \sigma_{min} = -9162{,}36 kN/m^2\end{cases}$$

► section partiellement comprimée.

- **Longueur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = 0{,}67m$$

Longueur de la zone tendue :

$L_t = L - L_c = 2{,}05 - 0{,}67 = 1{,}38$m.

Calcul de la longueur (d) :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d)

$\mathbf{d} \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_C\right) \rightarrow \mathbf{d} \leq \min\left(\frac{5}{2}; \frac{2}{3}0{,}67\right) = 0{,}45$m

On prend $d = \frac{Lt}{2} = 0.69$ m

❖ **Détermination de N :**

Zone tendue :

$\sigma_1 = \frac{(Lt-d)\times\sigma_{min}}{Lt} = \frac{(1,38-0,69)\times(-9162,36)}{1,38}$ = -4581,18 KN/m^2

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 1185,38KN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 395,12KN$$

❖ **Calcul des armatures verticales :**

1ere bande : d_1= 0.69 m

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 29,63cm^2$$

2ième bande : d_2=0,67 m

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 9,87cm^2$$

❖ **Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4.T}{f_e} = 0,76cm^2$$

Avec T = 19,8kn.(donnè par G+Q).

❖ **Armatures minimales : (BAEL 91).**

$$A_{min} \geq \max\left(0,23\frac{Bf_{t28}}{fe} ; \ 0,005B\right).$$

B = dxe = 69x25 =1725 cm^2

A_{min} ≥ max (2,08 ; 8,62) = 8,62 cm^2

$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$ = (29,63) + (0 ,76/4) =**29,82 cm^2 /bande.**

$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$ = (9,87) + (0,76/4) = **10,06cm^2 /bande.**

- **remarque**

Si les sections d'armature trouvées est supérieure a la section minimale exigée par l'RPA, donc le ferraillage s'effectuera avec les sections calculées, dans le cas contraire le ferraillage sera fait avec la section minimale exigé.

❖ **Ferraillage adopté :**

$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 =$ **29,82cm² /bande.**

On adopte 2x8HA16 = 32,16cm² Avec St = 10 cm.

A_2 = 10,06 cm² /bande.

On adopte 2x4HA 16 = 16,08 cm² avec St = 20 cm.

➢ **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max\left\{\frac{A_v}{4}\ ;\ 0{,}15\ \%\ B_1\right\} = \max\left\{\frac{(32{,}16)}{4}; 0.0015\times(138\times 25)\right\} = \{8{,}04; 5{,}175\}$$

$$A_H = 8{,}04 cm^2 / nappe$$

$$Soit\ 10HA12 = 11{,}31 cm^2 / m(de-hauteur); avec\ S_H = 20cm$$

➢ **Armatures transversales : (Art-7-7-4-3, RPA 99).**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre **(4)** épingles par mètre carré.

On adopte : **4** épingles de **HA8 = 2,01 cm² (**par mètre carré.).

N.B :

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1de l'épaisseur du voile.

➢ **Les potelets :**
il faut prévoir a chaque extrémité du voile un potelet arme par des barres verticales, dont la section de celle-ci est **4HA12.**

➢ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1{,}5e, 30cm\}$ =30 cm **Condition vérifiée.**

Vérifications des contraintes a l'ELS:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{19{,}8\times 10^3}{2050x250 + 15(48{,}24)x10^{+2}} = 0{,}034MPa$$

$\sigma_{bc} = 0{,}034MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa$ → **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

▪ **Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :**

$$\tau_b = \frac{Vu}{e\ d} \leq \ \bar{\tau}_b = 0,2\ \ f_{c28} = 0,2x25 = 5mpa$$

Avec : d = 0,9 L= 1,845 m

V_u : effort tranchant dans la section

e : épaisseur des voiles.

$$\tau_b = \frac{1,4\times 19,8\times 10^3}{(0,25\times 0.9\times 2,05)10^6} = 0,06MPa \leq \ \bar{\tau}_b = 0,2\ \ f_{c28} = 5\ \ Mpa$$

$$\tau_b = 0,06MPA \leq \ \bar{\tau}_b = 5\ \ MPa$$ **Condition vérifiée.**

▪ **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{e\ d} \leq \ \overline{\tau_u} = \min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 3,26$$

$$\tau_u = \frac{19,8\times 10^3}{(0,25\times 0,9\times 2,05)10^6} = 0,043MPa \leq \ \overline{\tau_u} = \min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 3,26\ \mathrm{MPa}$$

$$\tau_u = 0,043 \leq \ \bar{\tau}_u = 3,26\ Mpa$$ → **Condition vérifiée.**

☞ **Remarque :**

- Les espacements qui se trouvent sur les tableaux au-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)
- Les sections des armatures horizontales calculées et adoptées sont pour une bande de 1m de hauteur.
- Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Zones/VT1			Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,2625	0,2625	0,2625	0,2625	0,2625
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3613,34	1487,15	1456,17	1424,53	1682,32
	σ_{min} [KN/m²]		-6900,88	-4910,15	-4233,88	-3884,14	-3539,15
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		13,54	47,35	55,72	62,53	93,22
	L_t(m)		0,69	0,81	0,78	0,77	0,71
	L_c(m)		0,36	0,24	0,27	0,28	0,34
	d (m)		0,345	0,403	0,391	0,384	0,356
	σ_1 [KN/m²]		3450,440	2455,075	2116,940	1942,070	1769,575
	N (kN)	N_1	445,85	370,98	310,11	279,75	236,14
		N_2	148,618	123,661	103,371	93,249	78,713
	A_v (cm²)	A_{V1}	**11,15**	**9,27**	**7,75**	**6,99**	**5,90**
		A_{V2}	**3,72**	**3,09**	**2,58**	**2,33**	**1,97**
	A_{vj} (cm²)		0,52	1,82	2,15	2,41	3,59
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**11,28**	**9,73**	**8,29**	**7,60**	**6,80**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**3,85**	**3,55**	**3,12**	**2,93**	**2,87**
	A_{min} (cm²)		4,52	5,29	5,13	5,04	4,67
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**12,3**	**12,3**	**9,05**	**9,05**	**9,05**
		Bande 2	**6,15**	**6,15**	**4,52**	**4,52**	**4,52**
Ferraillage	Choix des barres	Bande1	**2*4HA14**	**2*4HA14**	**2*4HA12**	**2*4HA12**	**2*4HA12**
		Bande 2	**2*2HA14**	**2*2HA14**	**2*2HA12**	**2*2HA12**	**2*2HA12**
	S_t (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,58	3,02	2,93	2,88	2,67
	A_H /Nappe (cm²)		3,08	3,08	2,26	2,26	2,26
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**
	esp =20cm		**(A=4.71cm²)**	**(A=4.71cm²)**	**(A=4.71cm²)**	**(A=4.71cm²)**	**(A=4.71cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u(MPa)	0,057	0,200	0,236	0,265	0,395
		τ_b(MPa)	0,080	0,281	0,330	0,371	0,552
	ELS	N_s (kN)	604,28	562,42	461,17	351,17	228,36
		σ_b(MPa)	**2,0E+00**	**1,9E+00**	**1,6E+00**	**1,2E+00**	**8,0E-01**

TAB VIII.1 : Ferraillage de voile transversal VT1.

Zones/VT2			Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,5125	0,5125	0,5125	0,5125	0,5125
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4416,95	1492,09	683,09	629,62	2170,91
	σ_{min} [KN/m²]		-9162,36	-5764,86	-4006,6	-3868,19	-2480,39
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		19,8	33,25	33,06	33,41	50,18
	L_t(m)		1,38	1,63	1,75	1,76	1,09
	L_c(m)		0,67	0,42	0,30	0,29	0,96
	d (m)		0,692	0,814	0,876	0,882	0,547
	σ_1 [KN/m²]		4581,180	2882,430	2003,300	1934,095	1240,195
	N (kN)	N_1	1188,13	880,13	657,86	639,35	254,21
		N_2	396,042	293,378	219,286	213,117	84,736
	A_v (cm²)	A_{V1}	**29,70**	**22,00**	**16,45**	**15,98**	**6,36**
		A_{V2}	**9,90**	**7,33**	**5,48**	**5,33**	**2,12**
	A_{vj} (cm²)		0,76	1,28	1,27	1,29	1,93
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**29,89**	**22,32**	**16,76**	**16,31**	**6,84**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**10,09**	**7,65**	**5,80**	**5,65**	**2,60**
	A_{min} (cm²)		9,08	10,69	11,49	11,57	7,17
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**32,16**	**24,62**	**24,62**	**24,62**	**18,1**
		Bande 2	**12,06**	**9,23**	**9,23**	**9,23**	**6,78**
Ferraillage	Choix des barres	Bande1	**2*8HA16**	**2*8HA14**	**2*8HA14**	**2*8HA14**	**2*8HA12**
		Bande 2	**2*3HA16**	**2*3HA14**	**2*3HA14**	**2*3HA14**	**2*3HA12**
	S_t (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5,19	6,11	6,57	6,61	4,10
	A_H /Nappe (cm²)		8,04	6,16	6,16	6,16	4,53
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12**	**10HA10**	**10HA10**	**10HA10**	**8HA10**
	esp =20cm		**(A=11.31cm²)**	**(A=7.85cm2)**	**(A=7.85cm2)**	**(A=7.85cm2)**	**(A=6.28cm2)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**				
	contrainte	τ_u(MPa)	0,043	0,072	0,072	0,072	0,109
		τ_b(MPa)	0,060	0,101	0,100	0,101	0,152
	ELS	N_s (kN)	1626,19	1522,27	1230,2	944,39	620,09
		σ_b(MPa)	**2,8E+00**	**2,7E+00**	**2,2E+00**	**1,7E+00**	**1,1E+00**

TAB VIII.2 : Ferraillage de voile transversal VT2.

Zones/VL1			Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,625	0,625	0,625	0,625	0,625
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1525,25	1016,6	890,7	1992,57	4859
	σ_{min} [KN/m²]		-4827,82	-4253,48	-3586,14	-3870,65	-5451,16
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		81,47	80,27	77,56	74,63	67,91
	L_t(m)		1,90	2,02	2,00	1,65	1,32
	L_c(m)		0,60	0,48	0,50	0,85	1,18
	d (m)		0,950	1,009	1,001	0,825	0,661
	σ_1 [KN/m²]		2413,910	2126,740	1793,070	1935,325	2725,580
	N (kN)	N_1	859,86	804,61	673,28	598,88	675,50
		N_2	286,621	268,202	224,426	199,628	225,166
	A_v (cm²)	A_{V1}	**21,50**	**20,12**	**16,83**	**14,97**	**16,89**
		A_{V2}	**7,17**	**6,71**	**5,61**	**4,99**	**5,63**
	A_{vj} (cm²)		3,14	3,09	2,99	2,87	2,61
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**22,28**	**20,89**	**17,58**	**15,69**	**17,54**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**7,95**	**7,48**	**6,36**	**5,71**	**6,28**
	A_{min} (cm²)		12,47	13,24	13,14	10,83	8,67
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**24,62**	**24,62**	**24,62**	**18,1**	**18,1**
		Bande 2	**15,39**	**15,39**	**15,39**	**11,3**	**11,3**
Ferraillage	Choix des barres	Bande1	**2*8HA14**	**2*8HA14**	**2*8HA14**	**2*8HA12**	**2*8HA12**
		Bande 2	**2*5HA14**	**2*5HA14**	**2*5HA14**	**2*5HA12**	**2*5HA12**
	S_t (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		7,12	7,57	7,51	6,19	4,96
	A_H /Nappe (cm²)		6,16	6,16	6,16	4,53	4,53
	Choix des barres/nappe (cm²)		**8HA12**	**8HA12**	**8HA12**	**8HA10**	**8HA10**
	esp =20cm		**(A=9.05cm²)**	**(A=9.05cm2)**	**(A=9.05cm2)**	**(A=6.28cm2)**	**(A=6.28cm2)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u(MPa)	0,145	0,143	0,138	0,133	0,121
		τ_b(MPa)	0,203	0,200	0,193	0,186	0,169
	ELS	N_s (kN)	1389,26	1292,35	1049,42	796,2	510,57
		σ_b(MPa)	**2,0E+00**	**1,9E+00**	**1,5E+00**	**1,2E+00**	**7,6E-01**

TAB VIII.3 : Ferraillage de voile longitudinal VL1.

Zones/VL2			Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,875	0,875	0,875	0,875	0,875
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1487,81	970,01	890,7	1992,57	4859
	σ_{min} [KN/m²]		-4841,28	-4165,2	-3586,14	-3870,65	-5451,16
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		82,4	77,73	62,84	50,61	36,8
	L_t(m)		2,68	2,84	2,80	2,31	1,85
	L_c(m)		0,82	0,66	0,70	1,19	1,65
	d (m)		1,339	1,419	1,402	1,155	0,925
	σ_1 [KN/m²]		2420,640	2082,600	1793,070	1935,325	2725,580
	N (kN)	N_1	1215,12	1108,54	942,59	838,44	945,70
		N_2	405,039	369,515	314,196	279,479	315,232
	A_v (cm²)	A_{V1}	**30,38**	**27,71**	**23,56**	**20,96**	**23,64**
		A_{V2}	**10,13**	**9,24**	**7,85**	**6,99**	**7,88**
	A_{vj} (cm²)		3,17	2,99	2,42	1,95	1,42
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**31,17**	**28,46**	**24,17**	**21,45**	**24,00**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**10,92**	**9,99**	**8,46**	**7,47**	**8,24**
	A_{min} (cm²)		17,57	18,63	18,40	15,16	12,14
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**32,16**	**32,16**	**32,16**	**24,62**	**24,62**
		Bande 2	**20,1**	**20,1**	**20,1**	**15,39**	**15,39**
Ferraillage	Choix des barres	Bande1	**2*8HA16**	**2*8HA16**	**2*8HA16**	**2*8HA14**	**2*8HA14**
		Bande 2	**2*5HA16**	**2*5HA16**	**2*5HA16**	**2*5HA14**	**2*5HA14**
	S_t (cm)	Bande1	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm
		Bande 2	25cm	25cm	25cm	25cm	25cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		10,04	10,65	10,51	8,66	6,94
	A_H /Nappe (cm²)		8,04	8,04	8,04	6,16	6,16
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12**	**10HA12**	**10HA12**	**8HA12**	**8HA12**
	esp =20cm		**(A=11.31cm²)**	**(A=11.31cm2)**	**(A=11.31cm2)**	**(A=9.05cm2)**	**(A=9.05cm2)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**				
	contrainte	τ_u(MPa)	0,105	0,099	0,080	0,064	0,047
		τ_b(MPa)	0,146	0,138	0,112	0,090	0,065
	ELS	N_s (kN)	1850,48	1706,88	1383,84	1047,74	668,88
		σ_b(MPa)	**1,9E+00**	**1,8E+00**	**1,5E+00**	**1,1E+00**	**7,2E-01**

TAB VIII.4 : Ferraillage de voile longitudinal VL2.

IX.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (Cas des semelles repesant sur le sol ou Cas des radiers), soit par l'intermédiaires d'autres organes (Cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort Normale : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.

Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondations selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonnes capacités portantes. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas ou le bon sol se trouve a une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

IX.2. Etude géotechnique 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. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol σ_{sol} **= 2.00 bars,** situé à une profondeur de **2 m** (Site meuble). En l'absence d'une nappe phréatique il n'y aura pas de risque de remontée des eaux

IX.3 : Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité de l'exécution.

IX.4 : Dimensionnement :

a. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s\,max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A.B \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = 1 = \frac{A}{B} = A = b$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

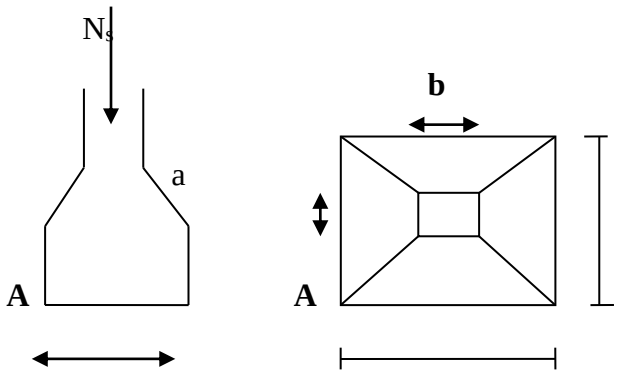


Figure XI .1 : dimension d'une fondation

Exemple de calcul :

N_s=1723,58KN

σ_{sol} =200 KN/m^2

$$B \geq \sqrt{\frac{1723,58}{200}} = 2.94m$$

Soit : B=2.94m

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

Le dimensionnement se fera à L'ELS en utilisant la formule suivante :

$$\frac{N_S}{A_{min}} \leq \sigma \text{ Sol}$$

Avec :

σ_{Sol} : Contrainte admissible du sol

A min : Surface nécessaire minimale

Ns : Effort normal sous poteaux et voiles à l'ELS donnée par fichier résultat :

STORY	**POINT**	**LOAD**	**Fz (KN)**
Summation	**Base**	**ELS**	59652,31

- **La surface nécessaire minimale:**

$A_{min} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = 298{,}26 m^2$

- **La surface totale de la structure :**

$S_t = 27 \times 15{,}70 = 423{,}90\ m^2$

Calcul du rapport:

$\frac{A_{min}}{A_{bat}} = \frac{298{,}26}{423{,}90} = 70\ \%$

❖ **Conclusion:**

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.

IX-5) Etude du radier général :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.

IX-5.1: Pré dimensionnement du radier

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

2) Selon la condition forfaitaire (sous poteaux) :

- **Tablier**: la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

h : épaisseur du radier

L_{max} : portée maximale

$L_{max} = 450$ cm

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = 22{,}5$ cm $\Longrightarrow$ soit $h_d = 30$cm

- **Nervure (poutre) :** la nervure du radier doit avoir une hauteur hn égale à :

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = 45$ cm $\Longrightarrow$ soit $h_n = 70$ cm

3) Selon la condition forfaitaire (Sous voiles) :

$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$

$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5}$ $\Longrightarrow 50 \leq h \leq 80$ On prend : h=70cm

4) Condition de la longueur élastique (L_e)

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Ce qui conduit à : $h \geq \sqrt[3]{[\frac{2}{\pi} x\, L_{max}]^4 x \frac{3x\,K}{E}}$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

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 déférée **E_{vj} = E** : Module de déformation longitudinale différée $\mathbf{Ev28} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{10818{,}86\ MPa}$.

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

Soit : $h_n \geq \sqrt[3]{[\frac{2}{\pi} x\, 4.5]^4 x \frac{3x40}{10818.87}} = \mathbf{0{,}907\ m}$ On prend $h_n = 100$ cm

- **Largeur de la nervure.**

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45$ cm

Soit : $h_n = 100$ cm et $0{,}4\ h_n \leq b_n \leq 0{,}7\ h_n$

$\Longrightarrow$ $40\text{ cm} \leq b_n \leq 70\text{cm}$ $\longrightarrow$ soit $\mathbf{b_n = 50cm.}$

- **Dalle flottante :**

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{max}} \leq \frac{1}{40}$$

L_{max}= 450 cm

$\frac{450}{50} \leq h_t \leq \frac{450}{40} \longrightarrow 9cm \leq h_t \leq 11{,}25cm$ On prend : $h_t = 10$ cm

❖ **Conclusion :**

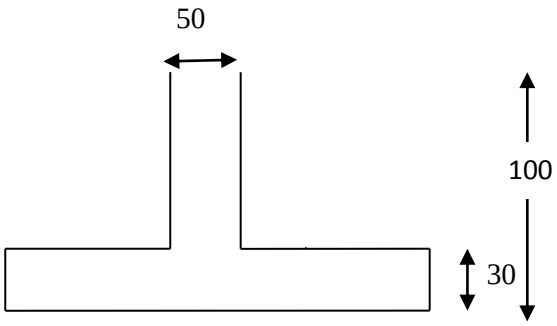
D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100cm$ ……...Hauteur de la nervure.

$h_d = 30$ cm …… . .Hauteur de la dalle.

$b_n = 50cm$ …… Largeur de la nervure.

$h_t = 10$ cm …… Hauteur de la dalle flottante



IX –5-2) Détermination des efforts :

-Charge permanente : **G = 50861,03 KN**

-Charge d'exploitation : **Q = 8791,26KN**

Combinaison d'actions

à l'ELU : N_u = 1.35 G +1.5 Q = 81849,28 KN.

à l'ELS : N_S = G + Q = 59652,29 KN.

IX-5-3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\,\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{81849{,}28}{1.33X200} = 307{,}70\ m^2$

ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{59652{,}29}{200} = 298{,}26\ m^2$

$S_{radier} = Max\ (S_{rad}^{ELU};\ S_{rad}^{ELS}) = 307{,}70\ m^2$

$\Longrightarrow$ **S_{bat} = 423,90 m² ≥ Max $(S_{rad}^{ELU};\ S_{rad}^{ELS})$ = 307,70 m².**

❖ **Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$\mathbf{L_{déb}} \geq \max\left(\frac{h_{ner}}{2}; 30\ cm\right) = \left(\frac{100}{2}; 30\right) = \mathbf{50\ cm}.$$

On opte pour : $\mathbf{L_{déb} = 50\ cm}$.

$\mathbf{S_{débort}} = [27 \times 0{,}5 + 15{,}7 \times 0{,}5] \times 2 = \mathbf{42{,}70\ m^2}$.

$\mathbf{S_{rad}} = S_{bat} + S_{déb} = 423{,}9 + 42{,}7 = \mathbf{466{,}6\ m^2}$.

IX- 5- 4) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes :

Poids de bâtiment : **G = 50861,03** KN

- **Poids de radier :**

G = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle:**

$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \gamma_b$

$P_{dalle} = (466,6 \times 0,3) \times 25 = 3499,5$ KN.

- **Poids des nervures:**

$\mathbf{S}_{nerv} = (1 - 0,3) \times 27 \times 7 + (1 - 0,3) \times 15,7 \times 4 = \mathbf{176,26 m^2}$

$P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \gamma b$

$Pn = [(1 - 0,3) \times 0,5 \times 25 \times 15,7 \times 4] + [(1 - 0,3) \times 0,5 \times 25 \times 27 \times 7] = 2203,25$ kn

- **Poids de (T.V.O) :**

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) .(h_n - h_d).\rho$

$= (466,6 - 184,55) \times (1- 0,3) \times 17 = 3356,4$ KN.

- **poids de la dalle flottante:**

$P_{dalle\ flottante} = (S_{rad} - S_{ner}) .e_p.\rho_b$

$P_{dalle\ flottante} = (466,6 - 184,55) \times 0,1 \times 25 = 705,13$ KN.

D'ou le poids du radier est: $G_{rad} = 9764,28$ KN.

Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : Q = 8791,26 KN

Surcharge du radier : $Q = 2.5 \times S_{rad} = 2,5 \times 466,6 = 1166,5$ KN

- **Poids total de la structure :**

G_{tot} = poids du radier + poids de la structure

$G_{tot} = 9764,28 + 50861,03 = 60625,31$ KN.

Q_{tot} = surcharge du radier + surcharge de la structure

$Q_{tot} = 1166,5 + 8791,26 = 9957,76$ KN.

Combinaison d'actions:

A l'ELU: $Nu_{total} = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 96780,81$ KN .

A l'ELS : $Ns_{total} = G_{tot} + Q_{tot} = 70583,07$ KN

X-5.5) -I Vérifications :

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b\,d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ \text{MPa}\right\}$$

b =100 cm ; d = 0.9 h_d =0.9 x 0.3 =0.27 m.

$$T_u = q_u x \frac{L_{max}}{2} = \frac{b\,N_{u\,tot}}{S_{rad}} x \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{96780,81 \times 1}{466,6} x \frac{4.5}{2} = 466,69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b\,d} = \frac{466,69}{0.27 x\,1} = 1728,48 \text{ KN/m}^2 = 1,73 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 x 25}{1.5}; 4\ \text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$\tau_u =$ 1,73 MPa $\leq \bar{\tau} = 2.5$ MPa $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

2) Vérification à l'effort sous pression :

P $\geq \alpha\ S_{rad}$ x γ x Z

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1.00 m

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement α = 1.5

γw : Poids volumique de l'eau ($\gamma w = 10 KN/m^3$)

P =G_t= 60625,31 KN

$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 466,6 \times 10 \times 1 = 6999$ KN

P= 60625,31 $\geq (\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z) = 6999$ KN $\Longrightarrow$ (condition vérifiée).

Pas de risque de soulèvement de la structure.

3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq \frac{0.045\ \mu_c\ h\ xf_{c28}}{\gamma_b}$$

Nu : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau et pour le voile.
μc : Périmètre du contour cisaillé 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)

- **Calcul du périmètre utile μc :**

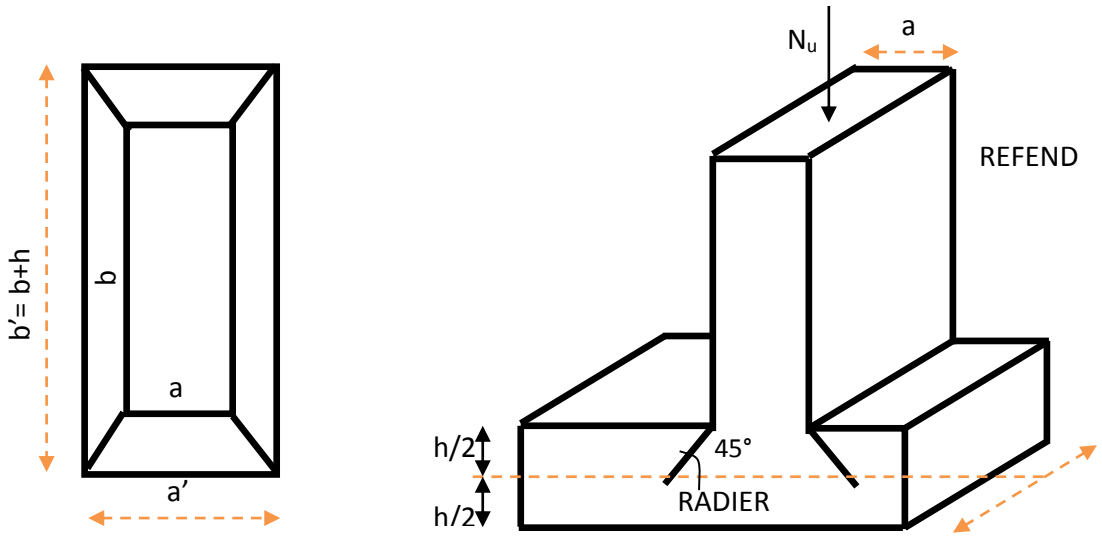


Figure. IX -3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteaux :

$\mu = 2\times(\alpha' + b') = 2x\ (a + b + 2\ h) = 2\times [0{,}5 + 0{,}5 + (2\times 1)] = 6$

N u = 2383,76 KN l'effort normal maximum

$$N_u \leq \frac{0.045\mu_c\ h\ xf_{c28}}{\gamma_b} = \left(\frac{0.045\ x\ 6\ x\ 1x\ 25000}{1.5}\right) = 4500\ KN$$

N_u = 2383,76 KN < 4500 KN……Condition vérifiée

- Voile :

$\mu = 2\times(\alpha' + b') = 2x\ (a + b + 2\ h) = 2 \times (\ 0.25 + \ 1 + (\ 2\ x\ 1) = 6{,}5$

N u = 2528,27 KN l'éffort normal maximum

$$\frac{0.045\ X6.5x\ 1x\ 25000}{1.5} = 4875\ KN$$

N_u = 2528,27 KN < 4875 KN..... Condition vérifiée

4) Vérification de la contrainte en situation accidentelle :

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'ETABS sont :

M_E^x = 77101,389 KN.m M_E^y = 54259,051 KN.m

➢ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 13{,}29\text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7{,}58\text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➢ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{h\,b^3}{12} = \frac{27 \times 15{,}7^3}{12} = 8707{,}26\text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h\,b^3}{12} = \frac{15{,}7 \times 27^3}{12} = 25751{,}93\text{m}^4$$

C) Vérification de la stabilité du radier :.

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales, G +Q ou 0.8G
-Moment de renversement (M) du au séisme $M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)}.h$

Avec : $M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base

h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

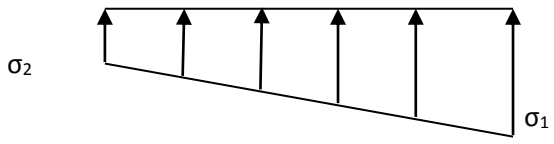


Figure IX-4 : Diagramme des contraintes

ainsi on doit vérifier que :

➢ **A l'ELU:** $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

➢ **A l'ELS:** $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma 1$; $\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_j}{I} V$

A l'ELU :

❖ Sens longitudinal : (Sens XX)

$N_u = 81849{,}28$ KN

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{yy}} X_G = \frac{81849{,}28}{466{,}6} + \frac{77101{,}389}{25751{,}93} \times 13{,}29 = 215{,}21 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{yy}} X_G = \frac{81849{,}28}{466{,}6} - \frac{77101{,}389}{25751{,}93} \times 13{,}29 = 135{,}63\ KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 195{,}32\ KN/m^2$$

$\sigma_m = 195{,}32\ KN/m^2 < 1{,}33\,\sigma sol = 266\ KN/m^2$……..**Condition vérifiée.**

❖ Sens transversal : (Sens y-y)

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{81849{,}28}{466{,}6} + \frac{83803.21}{8707{,}26} \times 7{,}58 = 248{,}37\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{81849{,}28}{466{,}6} - \frac{83803.21}{8707{,}26} \times 7{,}58 = 102{,}46\ KN/m^2.$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 211{,}89\ KN/m^2$$

$\sigma_m = 211{,}89\ KN/m^2 < 1{,}33\,\sigma sol = 266\ KN/m^2$……**Condition vérifiée**

A l'ELS

- **Sens longitudinal : (Sens XX)**

N_s = 59652,29 KN

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{59652{,}29}{466{,}6} + \frac{77101{,}389}{25751{,}93} \times 13{,}29 = 167{,}63\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{59652{,}29}{466{,}6} - \frac{77101{,}389}{25751{,}93} \times 13{,}29 = 88{,}05\ KN/m^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 147{,}74\ KN/m^2$$

$\sigma_m = 147{,}74\ KN/m^2 < \sigma sol = 200\ KN/m^2$…….. **Condition vérifiée**

- **Sens transversal :(Sens y-y)**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{59652{,}29}{466{,}6} + \frac{54259{,}051}{8707{,}26} \times 7{,}58 = 175{,}08\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{59652{,}29}{466{,}6} - \frac{54259{,}051}{8707{,}26} \times 7{,}58 = 80{,}61 KN/m^2$$

D'où:

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 151{,}46$ KN/m^2

$\sigma_m = 151{,}46$ KN/m^2 < σsol = 200 KN/m^2…….. **Condition vérifiée**

❖ **Conclusion** : Toutes les contraintes sont vérifiées.

IX-6) Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 99.

IX-6-1) Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

- **1er Cas** : Si **$\alpha < 0{,}4 \rightarrow$ L**a dalle travaille dans un seul sens (La flexion longitudinale est négligeable).

$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$; $M_{oy} = 0$

- **2eme Cas :** Si **$0{,}4 < \alpha \leq 1$**
  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 potée : Lx : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande potée : Ly : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x,μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$\boldsymbol{\rho = \frac{L_x}{L_y}}$ **avec** : $\left(L_X < Ly \right)$

❖ **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

IX-6-2) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferraillage, 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 :** L a contrainte moyenne max : $\sigma_m = 211,89$ KN / m^2

$q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (211,89 - \frac{10137,91}{466,6}) \times 1m = 190,16$ KN/ml.

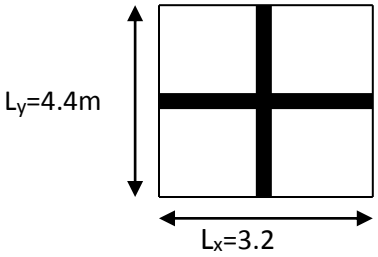
- **A l'ELS :** La contrainte moyenne max : $\sigma_m = 151,46$ KN /m^2

$q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (151,46 - \frac{10137,91}{466,6}) \times 1\ m = 129,73$ KN/ml.

Calcul à l'ELU :

Calcul des moments M_x , M_Y

$\upsilon = 0$; $\rho = \frac{4,3}{4,5} = 0,96 \Longrightarrow \begin{cases} U_x = 0,0401 \\ U_y = 0,911 \end{cases}$



Moment isostatiques :

On aura donc : $\begin{cases} M_{0x} = 0,0401 \times 190,16 \times 4,3^2 = 140,99 \text{ KN .m} \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.911 \times 140,99 = 128,44 \text{KN.} \end{cases}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (-0.3) aux appuis et de (0.85) en travée.

Moments sur appuis : $\begin{cases} M_{ax} = (-0.3) \times 140,99 = 42,3 \text{ KN .m} \\ M_{ay} = (-0.3) \times 128,44 = 38,53 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 140,99 = 119,84 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 128,44 = 109,17 \text{ KN .m} \end{cases}$

1) Ferraillage à ELU :

- **Sens longitudinale :**

  ✓ **Aux appuis :**

$$\boldsymbol{\mu_{ap}} = \frac{M_x^a}{b\ d^2\ f_{bc}} = \frac{42{,}3\times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = \boldsymbol{0,040 < \mu_{id} = 0,392}$$

La section est simplement armée **(S.S.A).**

$$\boldsymbol{\mu = 0,040} \xrightarrow{\text{tableau}} \boldsymbol{\beta = 0,980}$$

$$\boldsymbol{A_x^a} = \frac{M_{ux}^a}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{42{,}3 \times 10^3}{0{,}980 \times 27 \times 348} = \boldsymbol{4,59\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA12 \Longrightarrow A_{ad}^x = 5,65\ cm^2,}$ Avec $\boldsymbol{S_t = 20\ cm.}$

  ✓ **En travées :**

$$\boldsymbol{\mu} = \frac{M_{ux}^t}{b\ d^2\ f_{bc}} = \frac{119{,}84 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = \boldsymbol{0,116 < \mu_{id} = 0,392}$$

La section est simplement armée **(S.S.A).**

$$\mu = \boldsymbol{0,116} \xrightarrow{\text{tableau}} \boldsymbol{\beta = 0,938}$$

$$\boldsymbol{A_x^t} = \frac{M_{ux}^t}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{119{,}84 \times 10^3}{0{,}938 \times 27 \times 348} = \boldsymbol{13,60 cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{7HA16 \Longrightarrow A_{ad}^x = 14,07\ cm^2,}$ Avec $\boldsymbol{S_t = 15\ cm.}$

- **Sens transversale :**

  ✓ **Aux appuis :**

$$\boldsymbol{\mu} = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{38{,}53 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = \boldsymbol{0,038 < \mu_{id} = 0,392}$$

La section est simplement armée **(S.S.A).**

$$\boldsymbol{\mu = 0,038} \xrightarrow{\text{tableau}} \boldsymbol{\beta = 0,981}$$

$$\boldsymbol{A_y^a} = \frac{M_{uy}^a}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{38{,}53 \times 10^3}{0{,}981 \times 27 \times 348} = \boldsymbol{4,18\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA12 \Longrightarrow A_{ad}^x = 5,65\ cm^2,}$ Avec $\boldsymbol{S_t = 20cm.}$

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b\, d^2\, f_{bc}} = \frac{109{,}17 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = \mathbf{0,106 < \mu_{id} = 0,392}$$

La section est simplement armée **(S.S.A).**

$$\mu = 0{,}106 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}944$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{109{,}17 \times 10^3}{0{,}944 \times 27 \times 348} = \mathbf{12{,}31\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{7HA16 \Longrightarrow A_{ad}^x = 14{,}077\ cm^2}$, Avec $\mathbf{S_t = 15\ cm.}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	zone	M (KN.m)	μ	β	ferraillage	S_t (cm)	Section (cm^2)
Longitudinal	Aux appuis	42,3	0,040	0,980	**5HA12**	20	5,65
	En travée	119,84	0,116	0,938	**7HA16**	15	14,07
Transversal	Aux appuis	38,53	0,038	0,981	**5HA12**	20	5,65
	En travée	109,17	0,106	0,944	**7HA16**	15	14,07

TAB IX-3 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

2) Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).**

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad ==> \quad A_{min} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 27 \times 2{,}1}{400} = \mathbf{3{,}26\ cm^2}$$

- **Ferraillage minimal :**

✓ **Aux appuis**

$\mathbf{A_{ad}^x = 5{,}65\ cm^2 > A_{min} = 2{,}45\ cm^2}$ …… **Condition vérifiée.**

$\mathbf{A_{ad}^y = 5{,}65 cm^2 > A_{min} = 2{,}40\ cm^2}$ …… **Condition vérifiée.**

- ✓ **En travée :**

$\mathbf{A_{ad}^x = 14,07\ cm^2 > A_{min} = 2,45\ cm^2}$ …… **Condition vérifiée**.

$\mathbf{A_{ad}^y = 14,07\ cm^2 > A_{min} = 2,40\ cm^2}$ …… **Condition vérifiée**.

Avec :

$$\mathbf{A^x_{min}} = \omega_0 bh \frac{3 - L_X / L_Y}{2} \Rightarrow \omega_0 = 0{,}0008 \text{ pour HA Fe 400}$$

$$\mathbf{A^y_{min}} = \omega_0 bh$$

B) Espacement (Art A8.2 242 BAEL 91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.
Direction la plus sollicitée (sens xx) : St = 15 cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.
Direction la moins sollicitée (sens yy) :St = 10 cm < min (4h, 45 cm) = 45 cm.

Conclusion :

la condition est vérifiée dans les deux sens

3) Vérification à l'ELS :

❖ **Evaluation des moments $\mathbf{M_x}$; $\mathbf{M_y}$:**

qs =146.09KN

$\vartheta = 0{,}2$; $\rho = 0.96$ $\begin{cases} \mu_x = 0{,}0475 \\ \mu_y = 0{,}939 \end{cases}$

- **Sens longitudinal :**

$\mathbf{M_0^x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$

$\mathbf{M_0^x} = 0{,}0475 \times 129{,}73 \times 4{,}30^2 = \mathbf{113,94\ KN\ m}$.

- ✓ **Moment aux appuis :** $\mathbf{M_a^x} = 0{,}5 \times 113{,}94 = \mathbf{56,97\ KN\ m}$.
- ✓ **Moment en travées :** $\mathbf{M_t^x} = 0{,}85 \times 113{,}94 = \mathbf{109,39\ KN\ m}$.

- **Sens transversal :**

$\mathbf{M_0^y} = \mu_y \times M_0^x$

$\mathbf{M_0^y} = 0{,}939 \times 113{,}94 = \mathbf{106,99\ KN\ m}$.

- ✓ **Moment aux appuis :** $\mathbf{M_a^y} = 0{,}5 \times 106{,}99 = \mathbf{53,5\ KN\ m}$.
- ✓ **Moment en travées :** $\mathbf{M_t^y} = 0{,}85 \times 106{,}99 = \mathbf{90,94\ KN\ m}$.

Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

La contrainte de compression dans le béton :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$.

$\bar{\sigma}_{bc}$ =0.6 f_{c28} = 0.6 x25 = 15 MPa.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

On a : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$ $\rho_1 = \frac{100\ x A_{st}}{bd}$

Sens	Zone	Ms	$A_{(ELU)}$	ρ_1	K_1	B	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
X- X	Appuis	56,97	5,65	0 ,205	53,49	0,927	402,86	7,53	15	vérifié
	Travée	109,39	14,07	0,518	31,30	0,892	322 ,82	10,31	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	53,50	5,65	0,205	53,49	0,927	378,32	7,07	15	Vérifié
	Travée	90,94	14,07	0,518	31,30	0,892	268,37	8,57	15	vérifié

Figure IX-6 : Vérification de la contrainte dans le béton .

IX-7) Ferraillage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 0,50 m, encastré d'un côté et libre de l'autre, soumis à une charge uniformément répartie et la surcharge du mur plaque

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

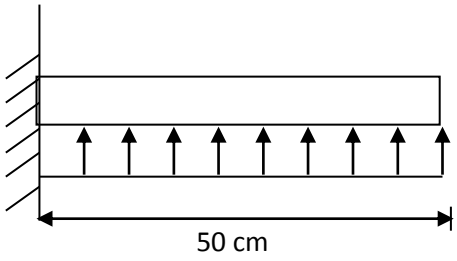


Fig. IX.7-1: Schéma statique du débord

Remarque:

Avant de passé au ferraillage il faut vérifiée est ce que on a une console courte (Annexe E.6 BAEL99) .

Pour la vérification que: d > l ou d > 2a

l : longueur de la console

a : distance du point d'application de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement.

d : hauteur utile.

d = 25cm < l = 50cm ⟹ Condition non vérifiée.

On ferraille la console comme suit :

IX- 8) Sollicitation de calcul :

- **A l'ELU** : $q_{um} + q_{mur\ plaque}$ = 190,16 KN/ml.+10kn/ml = 200.16 kn/ml.

$M_u = \frac{q_u\, l^2}{2} = \frac{200{,}16x\ 0.5^2}{2}$ = 25,02 KN.m

IX -8-1)Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

b = 1 m

on ferraille comme suit :

	M(KN.m))	Acal (cm^2)	Add (cm^2)	Ferraillage
ELU	25,02	2,92	4,52	4HA12

Tableau IX – 8 -1: Ferraillage de débord

Vu que les armatures du débord sont inferieur à celle du tablier ; et pour une meilleur disposition les armatures du tablier vont être prolongées.

Donc on opte pour le même ferraillage dans les deux sens

IX –8-2) Vérification à l'ELU:

A) La condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{0.23b\ d\ f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23\ x100\ x25x\ 2.1}{400}$ = 3.018cm^2

$A_U = 4.51\ cm^2 > 3.018\ cm^2 \Longrightarrow$ condition vérifiée.

b) Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.51}{4} = 1.127\ cm^2$ ⟶ On adopte pour**:** 4 HA12 = 4.51 cm^2 St = 15cm.

❖ **Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis.

IX-9) Ferraillage de la nervure :

❖ **<u>Calcul des moments dans le sens longitudinal :</u>**

b = 50 cm h = 100 cm d =97cm

qu = 190,31kn/m

qs = 129,73 kn/m

a)- Détermination des efforts :

La condition d'application de la méthode forfaitaire ($0.8<L_i/L_{i+1}<1.25$) n'est pas vérifiée ; donc il faut utiliser la méthode des trois moments :

a) Moment aux appuis ;

$$M_{i-1}.L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = -\left(\frac{q_i.L_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}.L_{i+1}^3}{4}\right)$$

b) Moments en travées :

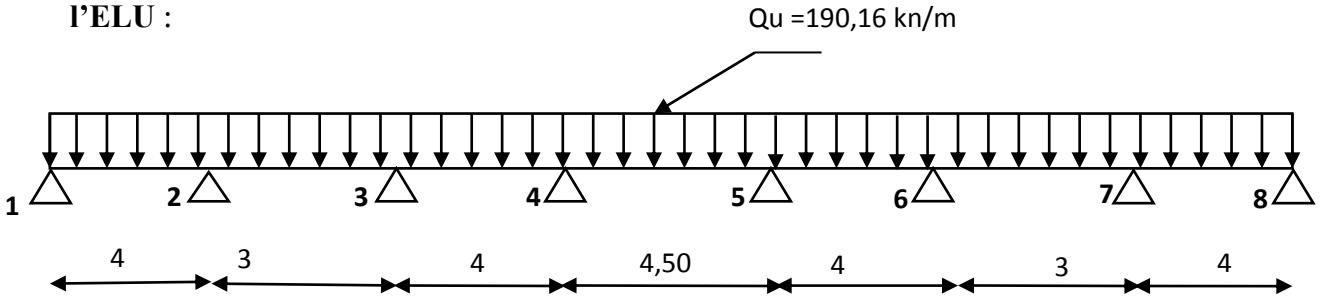
$M(x) = \mu(x) + M_i\left(1 - \frac{x}{L_{i+1}}\right) + M_{i+1}\frac{x}{L_{i+1}} \Rightarrow$ Moment à l'abscisse x de la travée (i+1).

$\mu(x) = q\frac{L_{i+1}}{2}x - q\frac{x^2}{2}$ et $X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{qL_{i+1}}$

La résolution du système par la méthode des trois moments nous donne les résultats suivants :

<u>SENS XX</u>

l'ELU :



Pour i=1…….$8M_1+4M_2 = -3046.56$

Pour i=2…….$4M_1 + 14M_2 + 3M_3 = - 4326,54$

Pour i=3…….$3M_2 +14\ M_3 +4\ M_4 = - 4326,54$

Pour i=4…….$4M_3 +17\ M_4 +4,5\ M_5 = - 7374,64$

Pour i=5…….$4,50M_4+17M_5+4M_6 = -7374,64$

Pour i=6…….$4M_5+14M6+3M_7 = -4326,54$

Pour i=7…….$3M6+14M_7+4M_8 = -4326,54$

Pour i=8…….$4M_7+8M_8 = -3046.56$

La résolution de ce systéme nous donne les moments suivants :

- ***Moments aux appuis :***

M_1 = - 286.54 kn.m ; M_2 = -188.55 kn.m ; M_3 = -180.21 kn.m ; M_4 = -204,73kn.m ; M_5 = - 309.48 kn.m ; M_6 = -180.21 ; M_7 = -188.55 kn.m ; M_8 = - 286.54kn.m

- **Moments en travées :**

$M_{(1-2)}$: M(x) = 142.49 KN.m

$M_{(2-3)}$: M(x) =29.56 KN.m

$M_{(3-4)}$: M(x) = 138.22KN.m

$M_{(4-5)}$) : M(x) : M(x) = 171.87KN.m

$M_{(5-6)}$: M(x) = 138.22 KN.m

$M_{(6-7)}$: M(x) =29.56 KN.m

$M_{(7-8)}$: M(x) =142.49KN.m

L'ELS :

- **Moment aux appuis :**

M_1 = - 195.09 kn.m ; M_2 = -128.73 kn.m ; M_3 = -122.89 kn.m ; M_4 = -211.14 kn.m ; M_5 = - 211.14 kn.m, ; M_6 = -122.89 ; M_7 = -128.73 kn.m ; M_8 = - 195.09 kn.m

- **Moments en travées :**

$M_{(1-2)}$: M(x) = 98.61 KN.m

$M_{(2-3)}$: M(x) = 20.15 KN.m

$M_{(3-4)}$: M(x) = 94.35KN.m

$M_{(4-5)}$: M(x) = 117.24 KN.m

$M_{(5-6)}$: M(x) = 94.35 KN.m

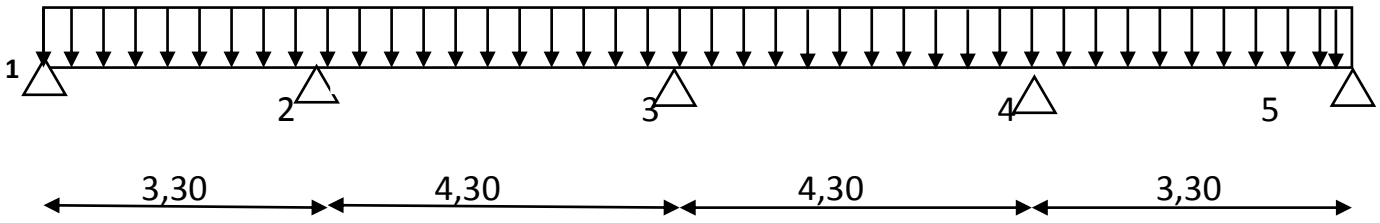
$M_{(6-7)}$: M(x) = 20.15 KN.m

$M_{(7-8)}$: M(x) = 98.61 KN.m

- **SENS YY :**

Qu=190,16 kn/m

Qs=129,73 kn/m



L'ELU :

Moments sur appuis :

M_1 =-92,33 kn.m ; M_2 =-160,47 kn.m ; M_3= -212,77 kn.m ;
M_4 = - 160,47kn.m ; M_5 = -92,33 kn.m

Moments en travées

Les moments en travées sont :

Travée (1-2) : M(x) = 71,77 kn.m

Travée (2-3) : M(x) = 160,45 kn.m

Travée (3-4) : M(x) = 160,45 kn.m

Travée (4-5) : M(x) = 71,77 kn.m

L'ELS :

Moments aux appuis :

M_1 =-62,99 kn.m ; M_2 =-109,48 kn.m ; M_3 = -145,15 kn.m ;
M_4= -109,48 kn.m **;** M_5= -62.99 kn.m,

Moments en travées

Les moments en travées sont :

Travée (0-1) : M(x) = 49.96 kn.m

Travée (1-2) : M(x) = 109.46 kn.m

Travée (2-3) : M(x) = 109.46 kn.m

Travée (3-4) : M(x) = 49.96 kn.m

Les moments fléchissant max sont sans le sens X-X

a) Effort tranchant :

$T(x) = \frac{d\,M(x)}{dx} = q\frac{L_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_{i+1}}$

Pour $x=i \Rightarrow T_i = q\frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_{i+1}}$

Pour $x=i+1 \Rightarrow T_{i+1} = -q\frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_{i+1}}$

Travée (1-2) : T_1= 410.82 [KN]

T_2= - 386.32[KN]

Travée (2-3) : T_2= 288.02 [KN]

T_3= - 282.46[KN]

Travée (3-4) : T_3= 502,56 [KN]

T_4= -263.9 [KN]

Travée (4-5) : T_4= 427,86 [KN]

T_5= -427,86 [KN]

Travée (5-6) : T_4=263.9 [KN]

T_5= -502.56 [KN]

Travée (6-7) : T_4=282.46 [KN]

T_5= - 288.02[KN]

Travée (7-8) : T_4= 386.32 [KN]

T_5= - 410.82[KN]

- **à l'ELU :**

M_{ua} = -309.48 KNm

M_{ut} = 171.87 KNm

T_{max}= 502.56 KN

- **à l'ELS:**

M_{Sa} = -211.14 *KNm*

M_{St} = 117.24 KNm

b)- Calcul du ferraillage à l'ELU

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{309.48\times10^3}{50\times(97)^2\times14,2} = 0,046 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{ua} = \frac{M_{au}}{\beta_u d\sigma_{st}} = \frac{309.48\times10^3}{0,976\times97\times348} = 9,39\,cm^2$$

Soit 2 x4 HA14 =12,30 cm² Avec un espacement de [**15cm]** entre les barres.

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{171.87\times10^3}{50\times(97)^2\times14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{ua} = \frac{M_{tu}}{\beta d\sigma_{st}} = \frac{171,87\times10^3}{0,987\times97\times348} = 5,16cm^2$$

Soit 2 x 4HA10= 6.28 cm² Avec un espacement de [**15cm]** entre les barres

La section calculée SA =21,32 cm^2 est inférieure a la section minimale de ferraillage des nervures SA= 0.005x100x50 =25 cm^2 on prendra 2x8 HA16= 32,16cm^2

On prendra 2x4HA16 sur appuis et 2x4HA16 en travée

➢ **Armatures transversales :**

$$\phi \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67mm.$$

Soit $\phi = 8mm$,

On prend 2 cadres de $\phi = 8mm$.

- **Espacement des armatures :**

✓ **En zone nodale** $S_t \le \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \left(\frac{100}{4}; 12x1,4\right) = 16,8cm$

✓ On opte pour S_t=10cm

✓ **En zone courante :** $S_t \le \frac{h}{4} = 25$ cm

On opte pour $S_t = 10$cm

- **Vérification à l'ELU :**

$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 97 \times 2.1}{400} = 5,86cm^2$

$A_a = 12,30cm^2 > A_{min} = 5,86cm^2$…… Condition vérifiée.

$A_t = 9.02cm^2 > A_{min} = 5,86cm^2$……Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \le \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2,5MPa$

Avec : T_{umax} = 437,45 KN

$\tau_u = \frac{502.56 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,97} = 1.03MPa$

$\tau_u = 1.03MPa \prec \overline{\tau_u} = 2,5MPa$ …… Condition vérifiée.

- **Vérification à l'ELS :**

On se disposera de cette vérification si cette inéquation est vérifiée :

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

✓ **Aux appuis :**

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{309.48}{211.14} = 1.46 \Rightarrow \mu = 0,022 \rightarrow \alpha = 0,0279$

$\alpha = 0,0279 < \frac{1.46 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48$ Condition vérifiée.

✓ **En travée :**

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{171.87}{117.24} = 1,47 \Rightarrow \mu = 0,024 \rightarrow \alpha = 0,0304$

$\alpha = 0,0304 < \frac{1,47 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,485$ Condition vérifiée.

Conclusion :

La condition $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

On tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de **Φ12** avec des épingles **Φ8** comme le montre le schéma de ferraillage des nervures.

X .1. Introduction :

Au niveau de sous-sol un mur de soutènement est prévu pour supporter la totalité de la poussée des terres et la transmettre aux fondations.

Pour éviter tout risque de torsion on désolidarise ce voile de la structure.

X.1.1.Dimensionnement :

Le mur sera considéré comme une console encastré au niveau du radier.

L'épaisseur minimale exigé par le RPA 2003 est de 15cm (Art 10.1.2) dans notre cas on opte pour e=30 cm.

Il sera calculé indépendamment des autres éléments de la construction.

Le mur est réalisé en béton armé, le béton sera revêtu par une couche de bitume.

Hauteur de mur : H = 5,40 m

X .1.2. Détermination des sollicitations.

a) Caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

γ**:** Le poids volumique du sol γ = 17KN/m^3.

φ: Angle de frottement interne φ = 30°.

C : La cohésion *C* =0.

q : La surcharge éventuelle q=10KN/m^3.

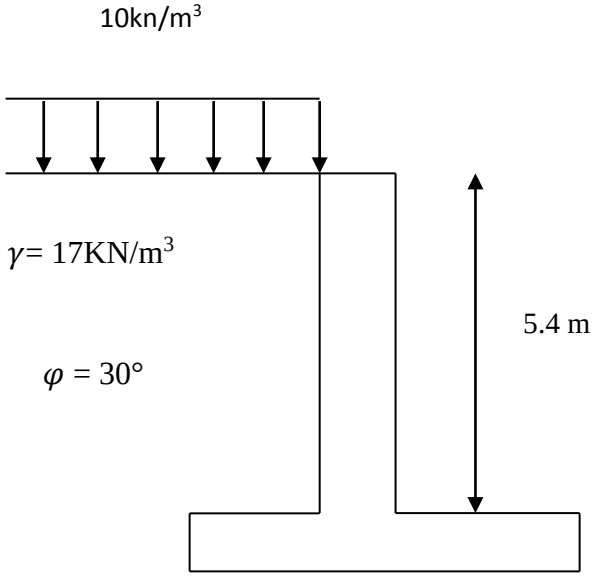


Fig.X.1 : *Schéma du voile de soutènement*.

b) Contrainte due à la poussée des terres.

Poussée horizontale des terres au repos est :

$\sigma_{h1} = k_0 \times \gamma \times h$ *avec* K_0*étant le coefficient des terres au repos calculé par l'expression deJacky :*

$k0 = 1 - \sin\varphi \longrightarrow k_0 = 0.5$

$\sigma_{h1} = 0{,}5 \times 17 \times h$

h=0m ⇒ σ_{h1}= *0* KN/m²

h=5.4m ⇒ σ_{h1}=45,9KN/m²

- **Point d'application**

$y_1 = \frac{h}{3}$ =1.8 m

- **Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge.**

$\sigma_{h2} = k_q \times q$

k_q : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_0}{\cos(\beta - \lambda)}$$

Comme ; $\beta = \lambda = 0$.

$k_q = 0{,}5$

σ_{h2}= *5 KN/m²*

- **Point d'application**

$y_2 = \frac{h}{2}$ =2,7m

Les charges à prendre en compte dans le calcul pour une bande de 1 m de largeur sont :

q_1 = 45,9 kn/ml.

q_2 = 5 kn/ml.

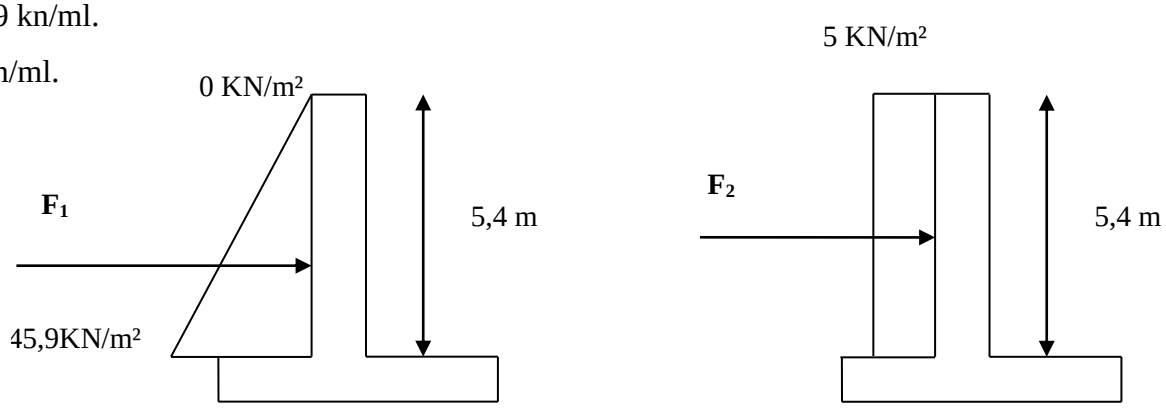


Fig. X.2: *Contraintes due à la poussée des terres et à la surcharge respectivement.*

c) Calcul des moments.

$$F_1 = \frac{\sigma_1 \times h}{2} = 121{,}26\ KN$$

$M_1 = F_1 \times y_1$= 121,26 × 1,8 =218.27 KN.m

$F_2 = \sigma_2 \times h = 27\ KN$

$M_2=F_2\times y_2= 27 \times 2,7 = 72,9$ KN.m

X .1.3. Calcul des armatures à l'ELU :

$M_u=1.35M_1+1.5M_2= 404,01$ KN.m (ELU)

$M_s = 218,27 + 72,9 = 291,17$ kn.m (ELS)

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.390 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$\mu=0.390 \Rightarrow \beta =0.735$

$$A_p = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = 58.5 cm^2$$

On opte pour 2* 10HA20 = 62,82 cm^2 avec S_t=10 cm

X .1.4. Vérification à l'ELU :

- **Recommandation du RPA99 :**

Les armatures sont constituées en deux nappes.

Les deux nappes sont liées entre elles par quatre épingles /m^2 de diamètre HA8.

a. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = 15.70\ cm^2$$

On opte pour 8HA16 = 16.08 cm^2 avec S_t = 25 cm.

b. Condition de non fragilité .

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

$A_{min} = 3,62\ cm^2 < A = 58,5\ cm^2$ **→condition verifié.**

X .1.5. Vérification à l'ELS :

❖ Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b\times d} \leq \overline{\tau_u} = \min(0.2\times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA) = 3,33MPA$$

$\tau_u = \frac{V}{b\times d} = \frac{(82,51+17,98)}{1000\times 280} 10^3$ = 0,55MPA< 3,33 MPA→ **condition vérifié.**

❖ Verification des contraintes :

- Dans l'acier :

$$\sigma s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100xA_{st}}{bxd} = \frac{100x62{,}82}{100x27} = 1{,}148 \rightarrow K_1 = 14{,}07 \Rightarrow \beta = 0.828$$

$$\sigma s = \frac{291{,}17\ x1000}{0{,}828 \times 27 \times 62.82} = 207{,}33 \text{ MPA} < 348 \text{ MPA}$$

$\sigma_s = 207.33mpa \leq \overline{\sigma}_s = 348mpa \rightarrow$ donc la section d'acier est vérifié.

- Dans le beton :

On doit vérifier que : $\sigma b < \overline{\sigma} b$.

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\ f_{c28} = 15\text{MPa}$ …et…. $\sigma b = k\,\sigma s$, avec $k = \frac{1}{k1} = \frac{1}{14.07} = 0{,}071$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} x\sigma_{st} = \frac{1}{14.07} x207.33 = 14.74\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 14.74\text{Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa}$**.....Condition vérifiée**.

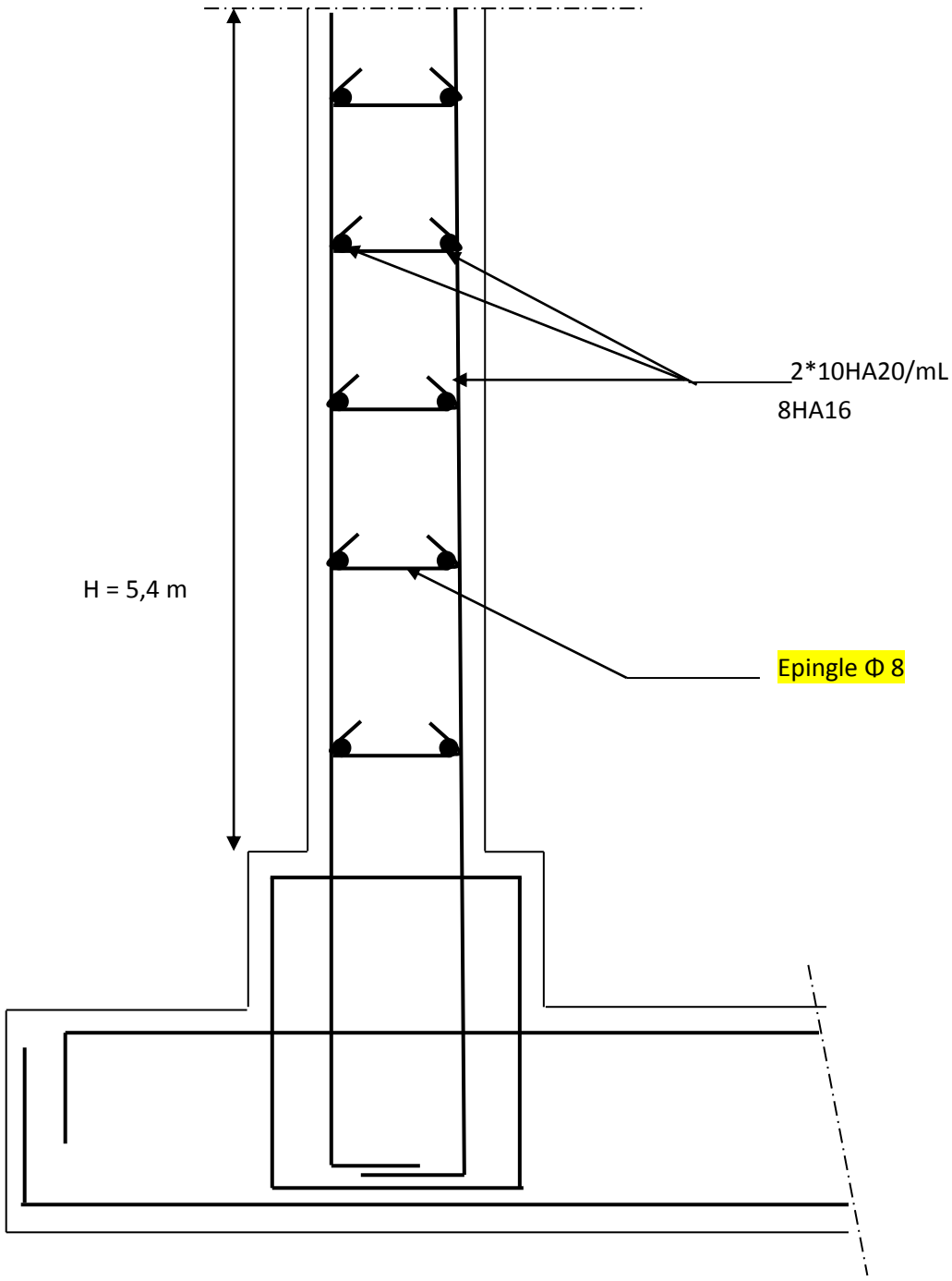
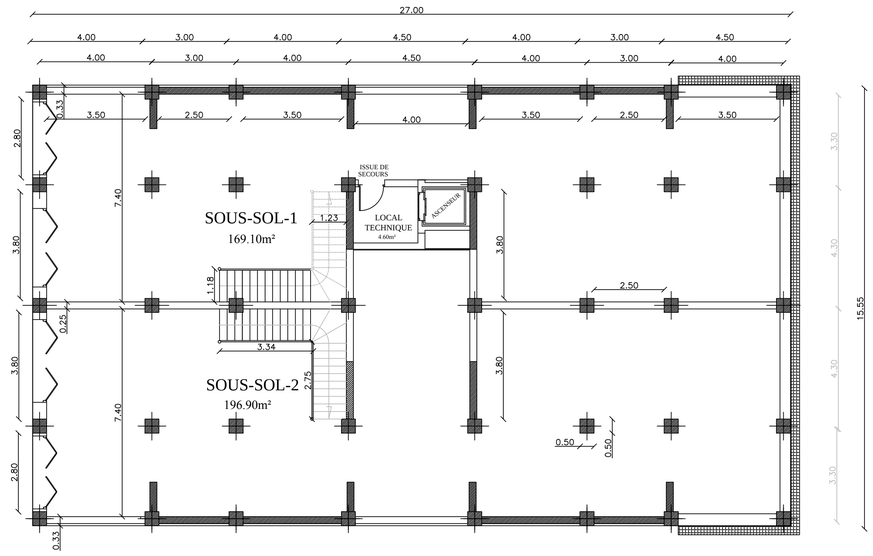
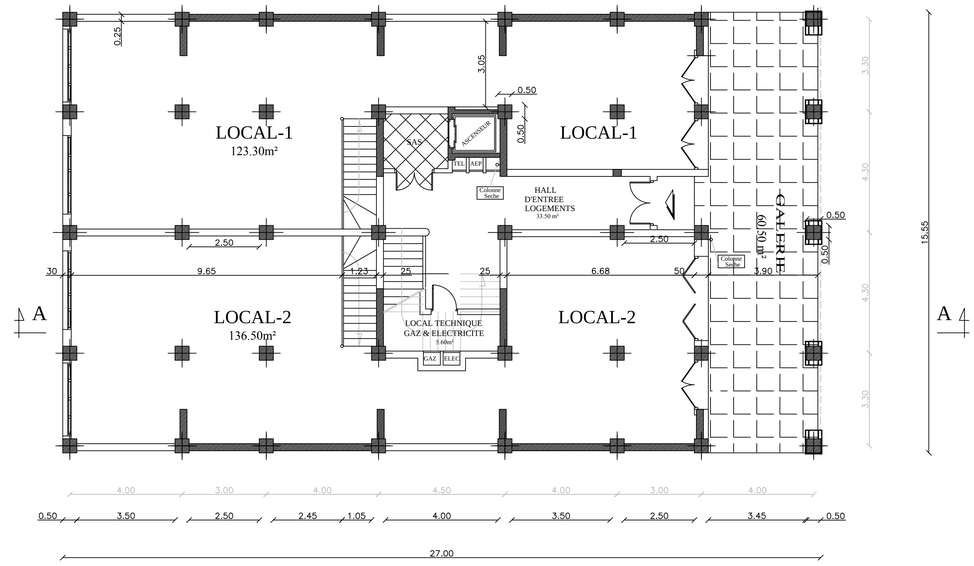


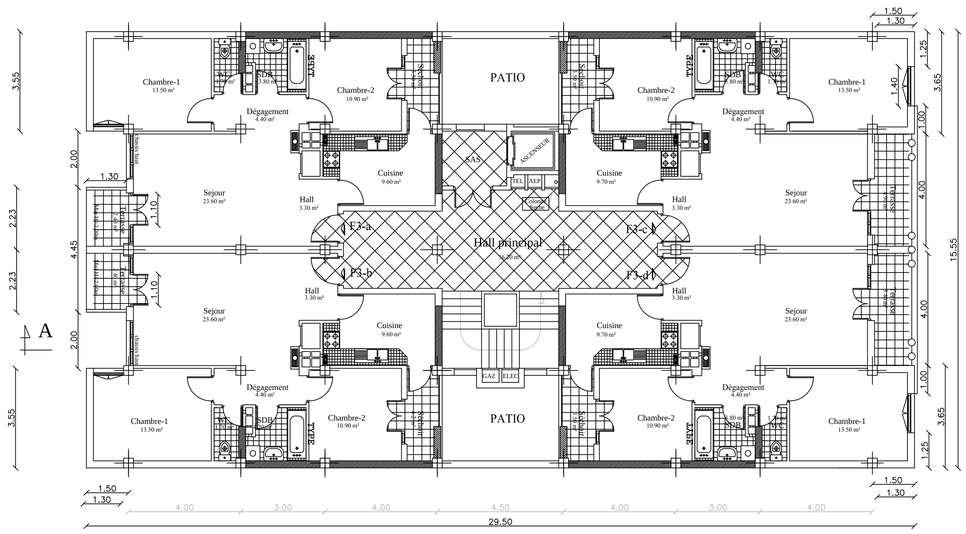
Fig X.3.Ferraillage du mur de soutènement



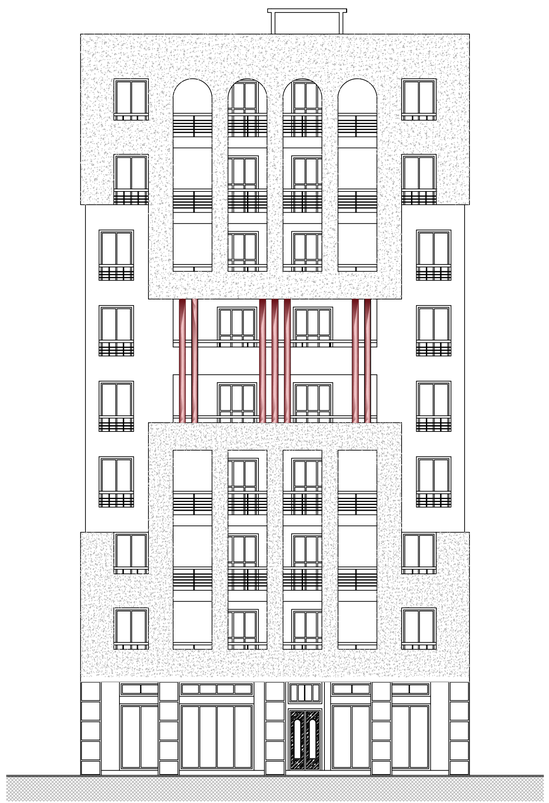
SOUS-SOL



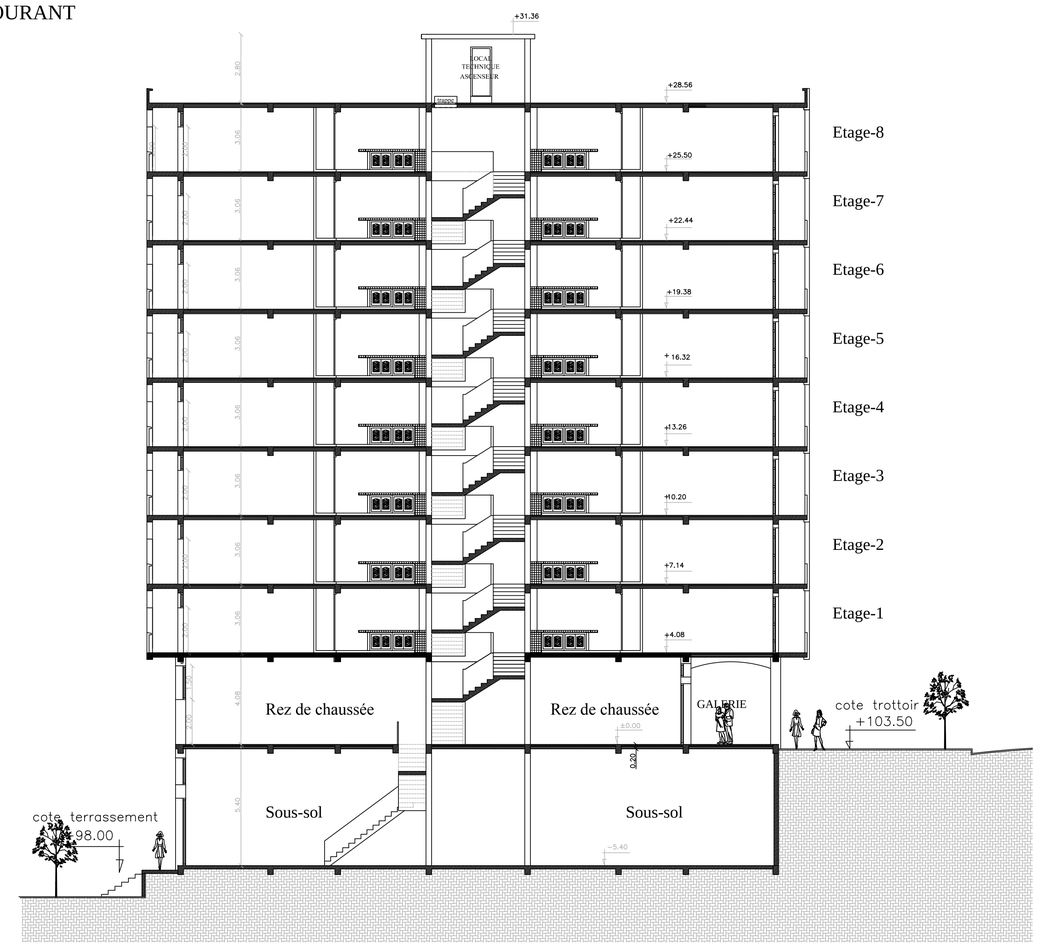
REZ DE CHAUSSEE



ETAGE COURANT

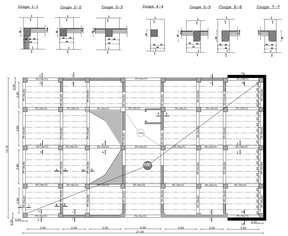


FACADE PRINCIPALE

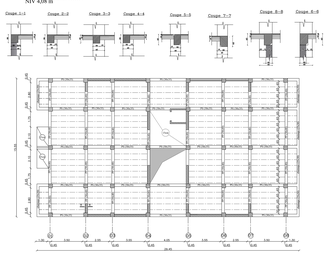


COUPE LONGITUDINALE: A-A

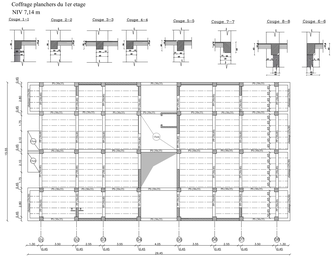
Coffrage planchers sous sol
NIV 0,00 m



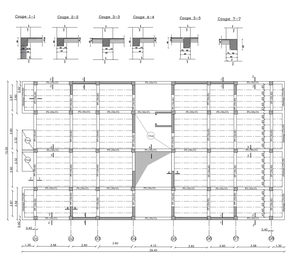
Coffrage planchers RDC
NIV 3,06 m



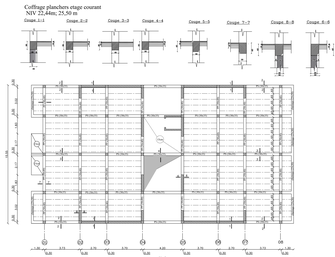
Coffrage planchers du 1er etage
NIV 7,14 m



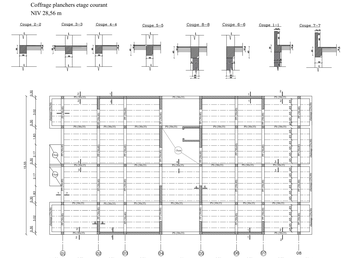
Coffrage planchers etage courant
NIV 10,20m; 13,26 m



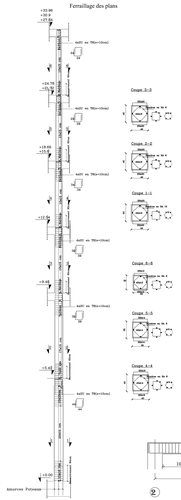
Coffrage planchers etage courant
NIV 22,44m; 25,50 m



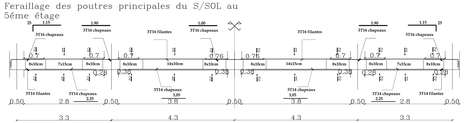
Coffrage planchers etage courant
NIV 28,56 m



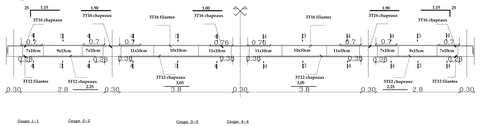
Ferraillage des plans

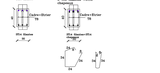


Ferraillage des poutres principales du S/SOL au 5ème étage

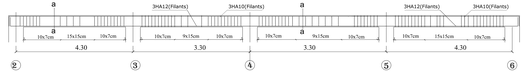


Ferraillage des poutres principales du 6 au 8ème étage

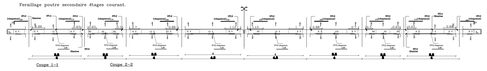




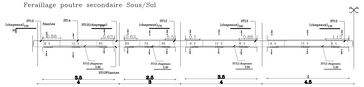
-COFFRAGE FERRAILLAGE DES CHAINAGES (25x30)



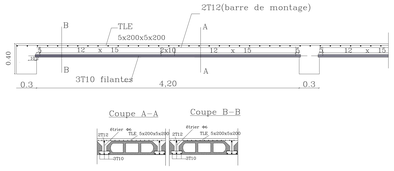
Ferraillage poutre secondaire étages courant



Ferraillage poutre secondaire Sous/Sol



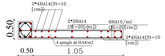
Ferraillage des planchers



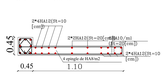
FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX

VT1

ZONE 1 et 2

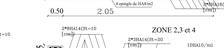


ZONE 3,4 et 5

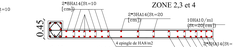


VT2

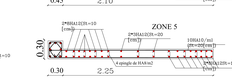
ZONE 1



ZONE 2,3 et 4



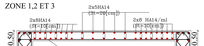
ZONE 5



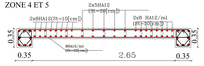
FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX

VL1

ZONE 1,2 ET 3

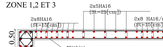


ZONE 4 ET 5

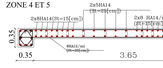


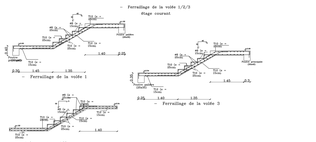
VL2

ZONE 1,2 ET 3

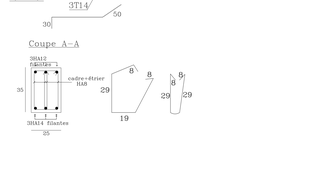


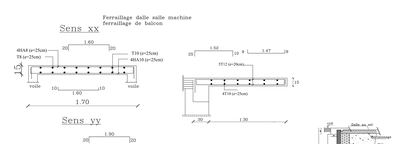
ZONE 4 ET 5



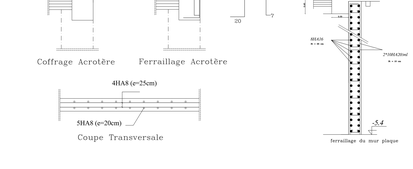












Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'une structure en voiles en béton armé et d'appliquée les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) d'une part, Et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (ETABS, A-CAD, ROBOT-BAT …..etc) d'autre part.

Suite à l'étude de ce projet, nous avons constaté combien important d'avoir une concertation et une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dés le début du projet pour éviter une mauvaise conception.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'**U.M.M.T.O.**

Bibliographie

I- Règlements :

1- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.

2- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.

3- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 modifiée 99.

4- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.

II- Ouvrage :

1- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé
D'Albert FUENTES

2- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**

3- Les abaques de **PIGEAUD**

4- Les mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

5- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire.