REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université MOULOUD MAMMERI de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'e l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : construction Civile et Industrielle

THEME

Etude d'un bâtiment (R + 9 + Etage en Attique) à usage d'habitation et de bureau

A contreventement mixte (Portiques / voiles)

Avec l'Application ETABS 9.6

Etudié par :

- M^{r} : **MOSTEFAI HAKIM**
- M^{elle} : **OUARAB LAMIA**

Dirigé par : M^{me} **LARABI SONIA**

Promotion : 2017/2018

Remerciements

Je remercie, tout d'abord, les bons dieux de nous avoir donné le courage et la patience pour bien mener ce travail.

Nous présentons nos remerciements les plus sincères à notre promotrice Mme ***LARABI SONIA*** *d'avoir accepté de nous encadrer et de nous avoir encouragée tout au longs de ce projet. Les conseils et l'aide qu'elle nous à fournis ont été d'un grand apport.*

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribuée à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Mes remerciements à l'ensemble de la communautée estudiantine de l'Université Mouloud Mammeri et en particulier à notre promotion.

On tient également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de nous juger sur ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

DEDICACE

A.....

A Mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin.

A Ma sœur **FARIZA** qui je considère comme ma 2éme mère qui ma toujours épauler et soutenue, son oublier son mari **HAKIM**

A Mon cher fiancé **JUBA** qui ma aidé.

A Mes frères : **YOUCEF**, **SAMIR**, **REMDAN**, **YACINE**, **BRAHIM**.

A mon cher ami **FARID.**

A Mes nièces : ma petite sœur **ANIA**, **CHABHA**, **THIZIRI**, **NINA** et **MARIA**

A Mes neveux : **YOUCEF**, **ZINDINE** et **MOULOUD**.

A Ma belle famille.

A Ma chère amie **OUIZA**.

A Mon binôme **HAKIM**.

OUARAB LAMIA

DEDICACE

Je tiens à manifester à travers cette dédicace, mon immense gratitude à mes parents **KARIM** et **NASSERA**, de m'avoir contribué par leur présence tout le long de mon chemins, plus particulièrement ma mère de m'avoir éclairé et épaulé et aidé tout le long de mon parcours.

A mon frère **MOUNIR**, pour son aide et son soutien, et à ma petite sœur **SABRINA** qui ma encourager et soutenue dans mon projet.

A ma grand mère **FATMA** dite : **AYI** qui ma beaucoup soutenue et aider pendant tout mon projet.

A la mémoire de mes deux grand père : **MOHAMMED** et **TOUATI**.

A tout mes oncles et tantes : **DALILA**, **NASSIMA**, **FARID**, **DARINE**, **KAHINA**, **KAMEL** plus particulièrement : **DJAMEL**, **FAZIA** qui mon aider pendant mon projet.

A tout mes cousins et cousines : **ISLAM, SOFIANE, MYRIAM, NESRINE, JENNA, IKRAM, ABDELAH, ABDERAHMAN, ARIS, MAYA**

A ma grand mère maternelle **DAHBIA**, qui ma encouragé dans mes études.

A la mémoire de ma tante maternelle **YAMINA**, qui ma toujours encourager.

A mon oncle et mes tantes maternelle : **SAID, OUARDIA, YASMINA, FARIDA, CHERIFA, MALIKA, NADIA, YAMINA** et tous leur enfants : **DJAZIA, SOFIANE, MEDHI, les JUMEAUX, HAKIM** et **YACINE**.

A tous mes cousins et amis : **AMINE, MOUNIR H, KATIA, NINA, RAHIM, LIZA, YASMINE, RABAH, IMANE, SELMA.**

A ma binôme **LAMIA**, je tiens à te remercier pour ton sérieux et ton humour, je te souhaite une bonne continuation.

MOSTEFAI HAKIM

SOMMAIRE

- **Introduction**

❖ **Chapitre I : Description et présentation de l'ouvrage……...1 - 10.**

❖ **Chapitre II : pré dimensionnement des éléments……..11 - 31**

- Plancher ……**11 - 12**
- Poutres……**13 - 16**
- Voile……...**17 - 18**
- Acrotère……..**18**
- Poteaux……...**19 - 31**

❖ **Chapitre III : calcul des éléments……...32 - 142**

- Calcul du l'acrotère……...**32 - 42**
- Calcul des escaliers……...**43 - 62**
- Calcul du plancher……**63 - 96**
- Etude de la salle machine……..**97 - 108**
- Poutre du chainage……**109 - 120**
- Poutre palière - brisée -……**121 - 142**

❖ **Chapitre IV : étude de contreventement…….……..143 - 190**

❖ **Chapitre V : présentation du logiciel (ETABS)……..191 - 204**

❖ **Chapitre VI : vérification des résultats……...205 - 216**

❖ **Chapitre VII : ferraillage des éléments ……217 - 269**

- Ferraillage des poutres……**217 - 238**
- Ferraillage des poteaux……**239 - 255**
- Ferraillage des voiles……**256 - 269**

❖ **Chapitre VIII : étude de l'infrastructure……..……270 - 301**

- **Conclusion**
- **Bibliographie**

Introduction Générale

Introduction générale

La construction des bâtiments à connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des dégâts naturel tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à sismicité moyenne, néanmoins elle à été soumise à une activité sismique intense. Le derniers séisme dévastateur du 21 Mai 2003, qui à touché les régions du centre du pays (Boumerdès, Alger, Tizi-Ouzou) est un grand exemple très probant d'énorme pertes tant humaines que matérielles.

Des expertises effectuées suite à ce séisme, elles ont révélée que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre revient aux normes et au manque de renforcement des matériaux lors de la réalisation.

A cet effet, le règlement parasismique Algérien (**RPA99 révisé 2003**) a été révisé et imposer, visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classée, afin de mieux les concevoir et réaliser.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondi, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages hors des ressources sismiques.

Chapitre I :

Présentation de l’ouvrage

I.1. Introduction :

Un bâtiment est un ouvrage durable, composé d'une partie enterré appelée infrastructure ou fondation, et d'une partie hors terre qui est la superstructure, sous sols, rez-de-chaussée et étage courants. Le rôle d'un bâtiment est d'abriter les individus pour une utilisation déterminée. Ce peut être pour un usage d'habitation (villas, immeubles), industriel (usines, entrepôts), commercial (locaux, magasins, bureaux).

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques géométriques mécaniques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.2. Description de l'ouvrage :

Le projet que nous allons étudié est un bâtiment (R+9+ étage en attique) à usage d'habitation et de bureaux, de Rez-de-chaussée à usage de locaux, du 1er étage composé de bureaux et les autres étages d'usage d'habitation. Notre projet sera implanté du coté du Sud West de la ville de Tizi-Ouzou dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le **(RPA 99, modifié en 2003)** comme zone de sismicité moyenne **(Zone IIa)**.

- **Groupe d'usage :** l'ouvrage appartient au **Groupe d'usage 2** « Ouvrage d'importance moyenne » (Article 3.2 du RPA).
- **Le Rapport de sol :** d'âpres le rapport de sol, les pénétrogrammes obtenue montrent qu'on est en présence de sol très résistants à partir de 1,20 m de profondeur (RP >80bars).
  D'âpres le LCTP : la capacité portante du sol peut être évoluée sur la bas des essais in-situ réalisé par l'application de la formule empirique suivante :

$$q_a = RP/\alpha$$

  Avec :
  - RP : la résistance minimale à la pénétration dynamique sous le niveau d'encrage des fondations égale a 81 bars.
  - α : coefficient de portance (α=30°)

  D'où : **q_a = 2,7 bars**
- la contrainte admissible : **σ_{sol} = 2,7 bars**

- D'âpres L'article 3.1.1 du RPA : on est dans un site meuble « S3 »

<u>La structure est composée :</u>

- D'un RDC destiné aux locaux.
- D'un étage à usage de bureaux
- Huit étages à usage de d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par deux cages d'escaliers et un ascenseur.

I-3- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre bâtiment à pour dimension :

Longueur totale du bâtiment	**25,05 m**
Largeur totale du bâtiment	**14,50 m**
Hauteur totale du bâtiment	**34,92 m**
Hauteur du rez-de-chaussé	**4,32 m**
Hauteur d'étage courant	**3,06 m**
Hauteur de l'acrotère	**0.60 m**

❖ Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueurs, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien **(RPA 99, modifiée en 2003)**
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites **(BAEL 91)**

I.4. Eléments de la structure :

1. **Ossature :**

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portique et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

2. **Planchers :**

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.

Supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse sera inaccessible avec un système d'étanchéités multicouches avec forme de pente.

3. **Escaliers :**

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escaliers qui permet d'accéder à l'étage de service et d'une autre cage pour les étages à usage d'habitations.

Elle comporte **trois volées** avec **deux paliers intermédiaires**.

4. **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

5. **Maçonnerie :**

Le bâtiment est d'un remplissage non rigide et elle est constituer de Deux types de murs :

♦ **Murs extérieurs et séparateur d'appartements :** constitués d'une double cloison en briques creuses et d'une lame d'air (10+5+10).

♦ **Murs intérieurs** en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

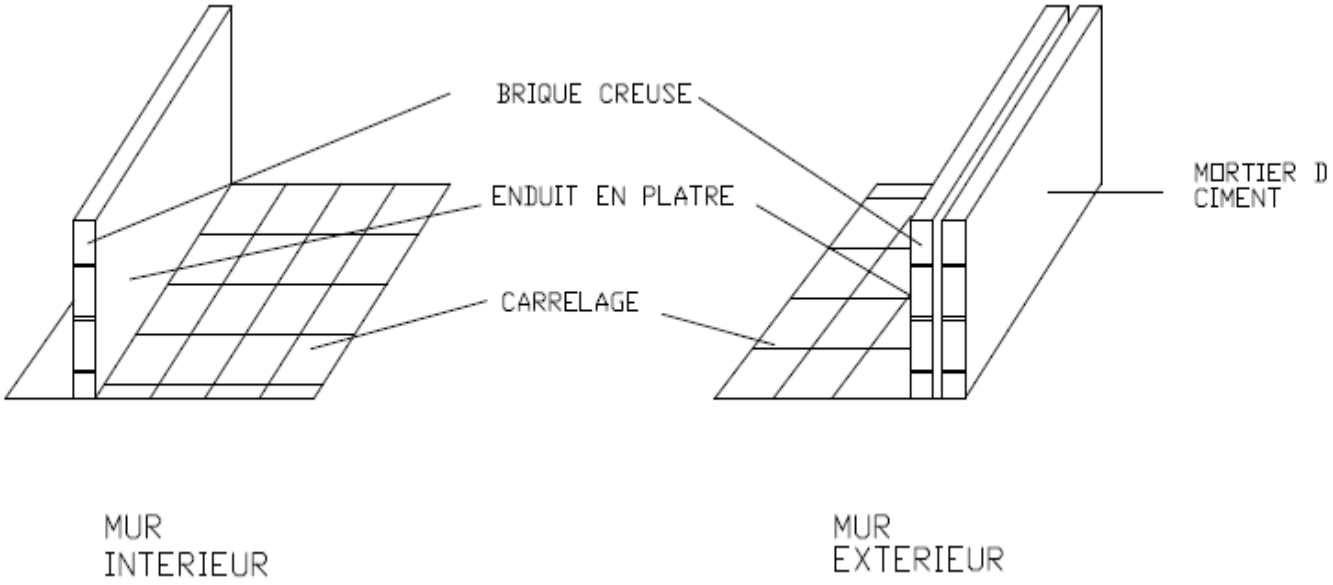


Figure I.1. Représentation du Mur extérieur et du Mur intérieur.

6. Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- Carreaux en Grés-Céram pour les sols.
- Faïence pour les murs des salles d'eau.
- Marbre pour les escaliers.

7. Système de coffrage :

- On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.
- Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles **(BAEL 91)** et aux règles parasismiques algériennes (**RPA 99) modifiée en 2003.**

I.6.1. Le Béton :

Dans 1 m^3 de Béton, on à environ :

- Sable fin : ……...380 à 450 dm^3
- Gravillons : …….....750 à 850 dm^3
- Dosage en ciment : ……300 à 400 kg.
- Eau de gâchage : ……150 à 200 L

Le Béton obtenue aura une masse volumique de 2500 kg/m^3

Remarque : pour éviter le retrait du Béton on tient compte du rapport :

Eau/Ciment = 0,5.

- **E/C > 0,5 :** dosage élevé en eau conduit à un retrait.
- **E/C< 0,5 :** insuffisance en eau conduit à un default de maniabilité du béton et une mauvaise étanchéité.

I.6.2 Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée $\mathbf{f_{c28}}$, après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^{n} f_{ci}}{n}$$

L'écart- type $S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$

La variabilité $V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$F_{c28} = f_{c\,moy} - ks$$

Avec :

k : Coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas k=1,64.

Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c\,28}$ = 25 MPa.

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \le 28 jours$**,** elle est déterminée est calculée comme suit: **(BAEL91/A.2.1,11) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{pour} f_{c28} \le 40\,MPa, \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{pour} f_{c28} > 40\ MPa. \end{array} \right\} \rightarrow \textbf{(BAEL91/A.2.1,11).}$$

I.6.3. Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj}, est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

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

Pour notre cas : $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 MPa donc :** $\mathbf{f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2.1\ MPa.}$

$\mathbf{f_{t\,28} = 2,1\ MPa}$

I.6.4. Module de déformation longitudinal :

D'âpres le RPA le module de déformation instantanée est définie par :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ **(Art A.2.1, 21 BAEL 91)**

Pour notre cas : $E_{i28} = 11000\ (25)^{1/3}$ = **32164 MPa**

- Le module de déformation différée est : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ **(Art A.2.1, 21 BAEL 91)**

Pour notre cas : $E_{v28} = 3700\ (25)^{1/3}$ = **10818,86 MPa**

I.6.5. Le module de déformation transversal :

La valeur du module de déformation transversal est donné par :

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

Avec :

- **E** : module de Young
- **ν :** coefficient de Poisson **(A 2.13 du BAEL91)**
  - **ν = 0.2** à ELS (pour le calcul de sollicitation en considérons le Béton fissuré)
  - **ν = 0** à ELU (pour le calcul de déformation en considérons le Béton non fissuré)

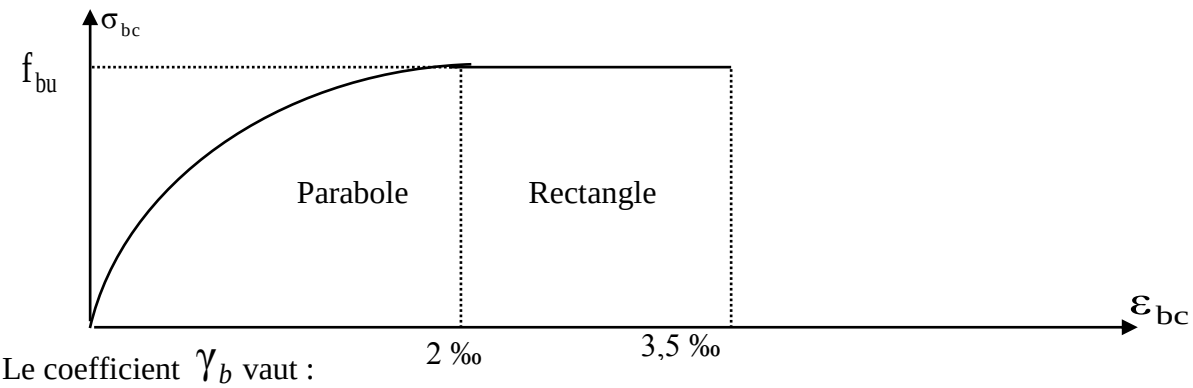
I.6.7 Les contraintes limite :

I.6.7.1. Contrainte De compression :

❖ **A l'ELU :**

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le Diagramme de calcul dit : « parabole – rectangle » ; il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2$ ‰ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangente à la parabole à son sommet avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta.\gamma_b} f_{c28}$$ **(Article 4.3..4.1 du BAEL91/Modifiée99)**



- Le coefficient γ_b vaut :

Figure. I.2 Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

- γ_b =1,5 en situation courante (combinaison fondamentale).
- γ_b =1,15 en situation accidentelle (SA).

- Le coefficient θ est donné en fonction de la durée d'application des charges :
  - θ =1 pour une durée > 24 heures
  - θ =0,9 pour une durée entre 1 et 24 heures.
  - θ =0,85 pour une durée < 1 heure.

➢ Dans notre cas on prend : θ =1

Pour θ =1, γ_b =1,5 on aura f_{bu} = 14,20 MPA (situation courante)

Pour θ =1, γ_b =1,15 on aura f_{bu} = 18,48 MPa (situation accidentelle)

❖ **A l'ELS :**

C'est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation ne sont pas satisfaites et la durabilité qui comprennent les états limite de fissuration.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme de la parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.
La contrainte limite de service en compression est limité par :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{cj}$ MPa **(Article 4.5.2 du BAEL91/modifiée99)**

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$ = contrainte admissible à ELS

A j=28 jours on à : $\bar{\sigma}_{bc}$ = **0,6 x 25=15 MPa**

$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

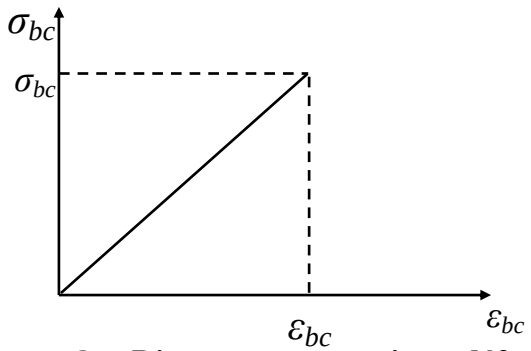


Figure I.3 Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELS

I.6.7.2. La Contrainte de cisaillement (A 5.1.21 du BAEL91modifiée99)

La contrainte de cisaillement ultime ($\overline{\tau_u}$) pour les armatures droites (α = 90°), est donnée par les expressions suivantes :

1. **cas d'une fissuration peu nuisible :**

$\tau_u = \min(0{,}2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33 \ ; 5)$ MPa $\longrightarrow$ $\overline{\tau}_u = 3{,}33$ MPa.

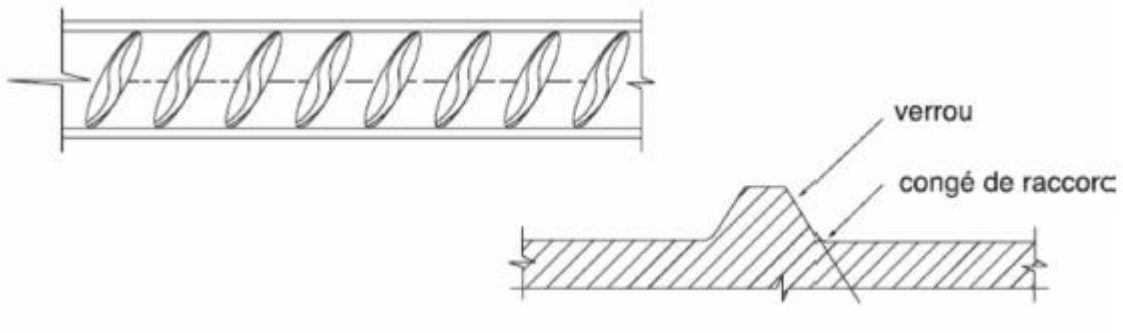
2. **cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable**

$\tau_u = \min(0{,}15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}5 \ ; 4 \text{ MPa})$. $\longrightarrow$ $\overline{\tau_u} = 2{,}50$ MPa.

(Avec: γ_b **= 1.5; et** $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 MPa)**

I.5. L'acier :

Au cour des premières décennies de l'histoire du Béton armé, les armatures étaient constituées de barres d'acier doux et lisse, les « Ronds lisses » de section circulaire, dont la limite d'élasticité était habituellement comprise entre 215 et 235 MPa, ce type d'acier n'est pratiquement plus utilisé. On utilise désormais des aciers de limite d'élasticité plus élevée afin de réduire les sections d'armatures. Pour amélioré l'adhérence des armatures au béton, on crée à la fabrication des aspérités en saillis ou en creux. Les aspérités en saillie incliné par rapport a l'axe de la barre sont appeler « verrous ». Les aspérités en creux sont appelées « empreintes ». Ces aciers sont dits à Haute Adhérence « HA » et ont couramment une limite d'élasticité de 500MPa.



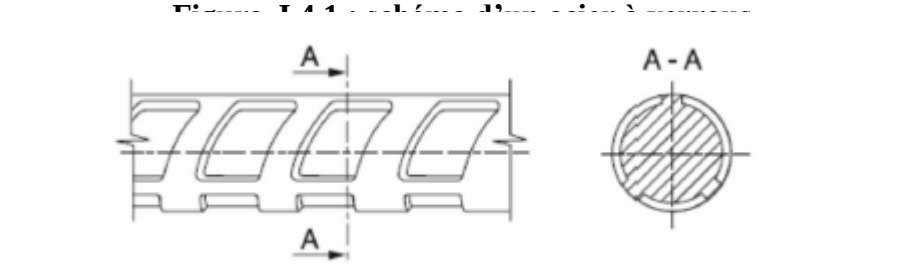


Figure. I.4.2 : schéma d'un acier à empreintes

Dans notre projet, on utilisera deux types d'acier dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Type d'acier	Nomination	Sym	Limite d'élasticité fe en [MPa]	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	HA	400	14	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis Soudé TS (TL520)	TS	520	8	1,3	1

Tableau I.1 : caractéristique de l'acier

I.6.8. Module de déformation longitudinal :

Pour tout les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera pris égale à : Es **= 2 x 10^5 MPa (Article 2.2.1 BAEL91/Modifiée99)**

I.6.9. Contraintes limites :

1) A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3] :

$$\overline{\sigma}_{st} = \mathbf{f_e} \,/\, \gamma_s$$

- $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : Coefficient de sécurité

Avec :

- γ_s=1,15 situation courante
- γ_s=1,00 situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$\mathbf{f_e = 400\,MPa}$	$\overline{\sigma}_{st}$=348 MPa	$\overline{\sigma}_{st}$=400 MPa
$\mathbf{f_e = 520\,MPa}$	$\overline{\sigma}_{st}$= 452 MPa	$\overline{\sigma}_{st}$=520 MPa

2) A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3] :

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

- **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

$\overline{\sigma}_{st}$ = **f_e**

- **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

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

Avec :

η : Est le coefficient de fissuration, $\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6\,mm$) et $\eta = 1.3$ pour les HA ($\phi < 6\,mm$).

- **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

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

I.6.10. Diagramme de contrainte-déformation de l'acier : (BAEL 91/Art A.2.2, 2)

Dans le calcul relatif des états limitent, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

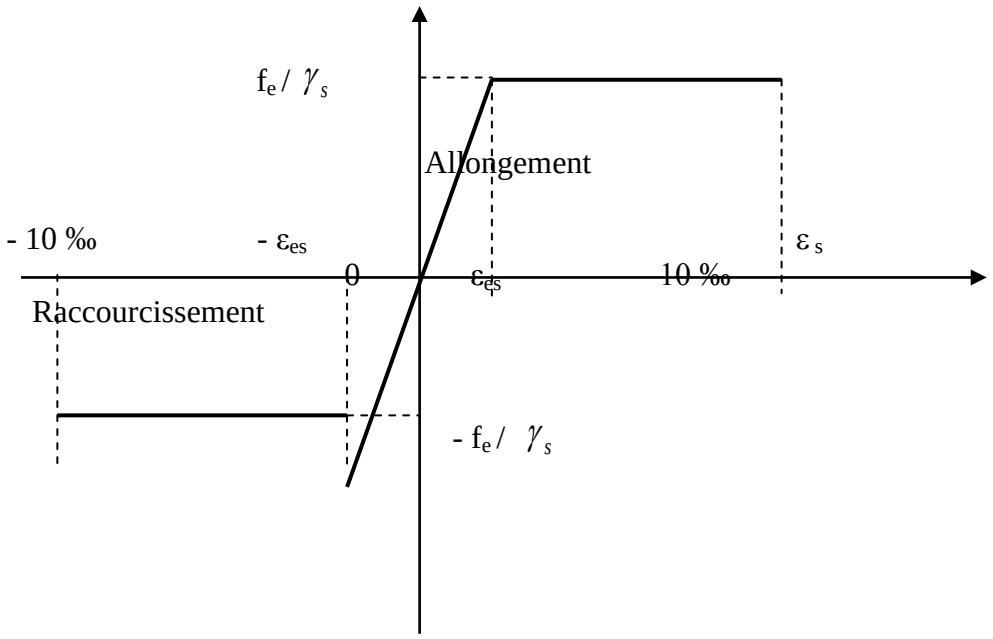


Figure .I.5. Diagramme contrainte-déformation d'acier

I.7. Protection d'armatures [A.7.1 du BAEL91/modifiée99.] :

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

- **C ≥ 5cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3cm** : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Pour notre cas :

C=3 : pour les éléments exposés aux intempéries

C=2 : pour les éléments qui se trouve à l'intérieur de la structure.

I.8. Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles suivantes :

- **BAEL 91 modifiée99 :** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **RPA 99 / Version 2003 :** Règles Parasismiques Algériennes.
- **DTR.BC_22 :** Document Technique Réglementaire (charge permanentes et d'exploitations).

Conclusion :

A ce niveau on à définie tout les éléments qui contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utilisés lors de la construction, en respectons les règles du **BAEL91modifiée99**, et les Règle Parasismique Algérienne(**RPA**).

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés puis les modèles adoptés pour la conduite des calculs réglementaires.

Chapitre II :

Pré – dimensionnement des Éléments

II. 1. Introduction :

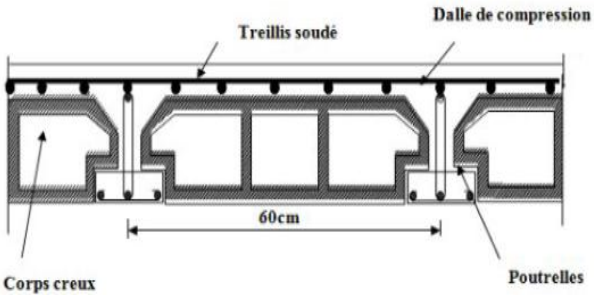
Afin de déterminer la section minimale des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procèdent a un pré dimensionnement de ces éléments.

Cette opération se fait conformément édictés par les règlements en vigueur le règlement Parasismique Algérien « **RPA 99 / Version 2003** » et les bases du « **BAEL 91/ modifié 99 »,** ainsi que le « **DTR CB.22 »** pour les charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2.Le Planchers :

Le plancher est un élément qui joue un rôle, car il supporte les charges et surcharges, il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

II.2.1. Le Plancher à Corps creux :



Il est constitué d'une dalle de compression ferraillée, et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L\,Max}{22,5}$$

Avec :

- h_t : Épaisseur du plancher,
- L_{Max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

- En premier temps, nous prendront une section minimale de poteau de (25x25) cm^2 exigé par le RPA qui correspond à la zone sismique IIa.

Donc on à : $L_{Max} = 360 - 25 = 335$ cm

$$h_t \geq \frac{L\ Max}{22,5} \longrightarrow h_t \geq \frac{335}{22,5} = \mathbf{14,89\ cm}$$

On opte pour un plancher (16 + 4) cm d'épaisseur **:** h_t = 20 cm**,** il sera valable pour tous les planchers.

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

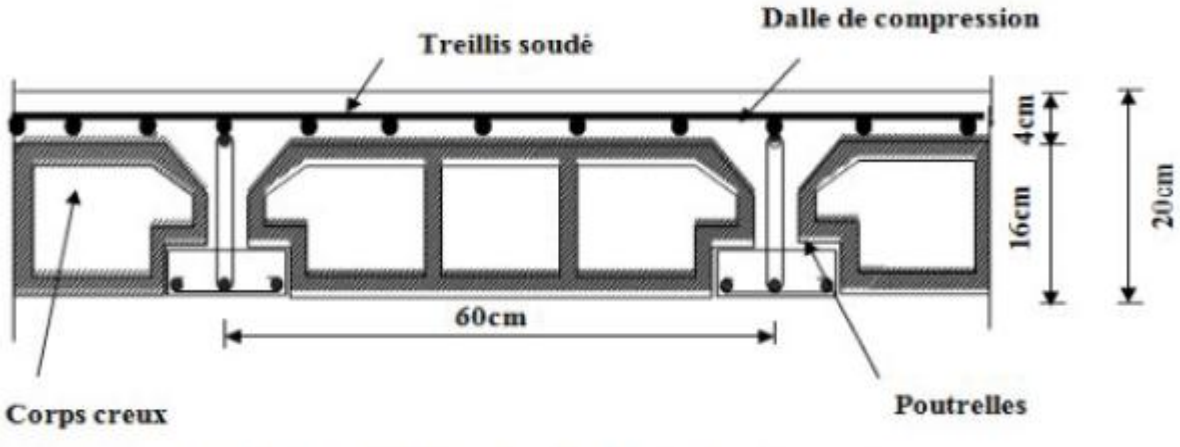
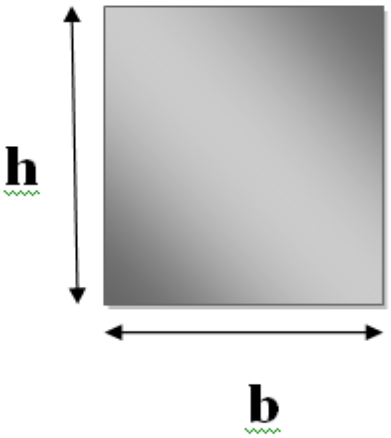


Fig. II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux

Sur la figure II.1 : nous montrons la composition d'un plancher à corps creux.

II.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).



On à deux type de poutres : les poutres Principales qui constituent les éléments porteurs, et les poutres secondaires qui assurent le chainage.

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

$$\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{15}} \leq \mathbf{h} \leq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{10}}$$

$$\mathbf{0.4h} \leq \mathbf{b} \leq \mathbf{0.7h}$$

Avec :

- **h** : hauteur de la poutre,
- **b** : largeur de la poutre,
- **L** : portée maximum entre nus d'appuis.

Les dimensions doivent respecter les conditions du **RPA 99/version 2003**

- $b \geq 20$.
- $h \geq 30$.
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1{,}5\ h + b_1$

II.3.1. Poutres principales PP (sens longitudinale) :

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

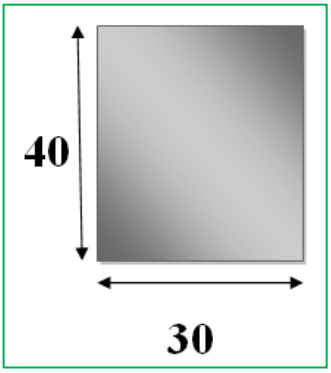
- La hauteur :

  On à L_{max} = 400 cm

L = 400 – 25 = 375 cm

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Longrightarrow \frac{375}{15} = \mathbf{25} \leq h \leq \frac{375}{10} = \mathbf{37,5}$$

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



- <u>La largeur :</u>

0.4 x (40) < b < 0.7 x (40) ⟹ 16 < b < 28

- **On prend : b =30 cm**

Remarque : nous prendront une section minimale des poteaux de (**25x25**) cm^2 exigé par le RPA qui correspond à la zone sismique IIa.

- ❖ Pour des raisons de sécurité, ainsi que la facilité de mise en œuvre de coffrage, on est amené à adopté la valeur de « b=30 cm », supérieur un peut à sa fourchette.
- ❖ Quant aux exigences du (RPA99), on constate qu'elles sont toute vérifiées.

II.3.2. Poutres secondaires PS (sens transversal) :

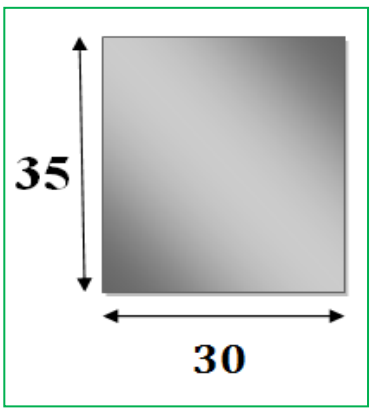
- <u>La hauteur :</u>

On a L_{max} = 360 cm

L = 360 – 25 = 335 cm

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \Longrightarrow \frac{335}{15} = \mathbf{22,5} \leq h \leq \frac{335}{10} = \mathbf{33,5}$$

- On opte pour : **h = 35 cm**



- <u>La largeur :</u>

0.4 x (35) < b < 0.7 x (35) ⟹

14 < b < 24,5

On prend : **b = 30 cm**

Remarque :

- ❖ Pour des raisons de sécurité, ainsi que la facilité de mise en œuvre de coffrage, on est amené à adopté la valeur de « b=30 cm », supérieur un peut à sa fourchette.
- ❖ Quant aux exigences du (RPA99), on constate qu'elles sont toute vérifiées.

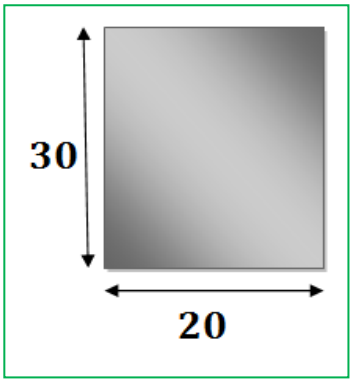
II.3.3. Poutre brisée :

- La hauteur :

On a L_{max} = 300 cm

L = 300 – 25 = 275 cm

$$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \Longrightarrow \frac{275}{15} = \mathbf{18,33} \leq h \leq \frac{275}{10} = \mathbf{27,5}$$



- On opte pour : **h = 30 cm**

- La largeur :

0.4 x (30) < b < 0.7 x (30) ⟹ 12 < b < 21

On prend : **b = 20 cm**

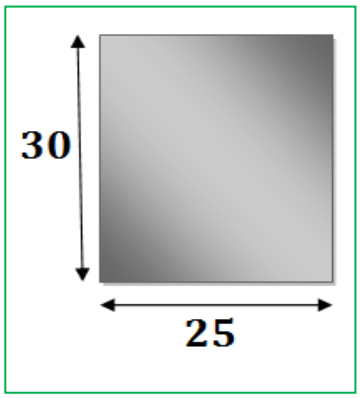
II.3.4. Poutre de chainages :

- La hauteur :

On a L_{max} = 400 cm

L = 400 – 25 = 375 cm

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Longrightarrow \frac{375}{15} = \mathbf{22,5} \leq h \leq \frac{375}{10} = \mathbf{37,5}$$



- On opte pour : **h = 30 cm**

- La largeur :

0.4 x (35) < b < 0.7 x (35) ⟹ 14 < b < 24,5

On prend : **b = 25 cm**

Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 751 du RPA99 (modifié 2003) :

Condition	Poutre Principale	Poutre Secondaire	Poutre de chainage	Poutre palière	Vérification
h ≥ 30	40	35	30	30	Vérifié
b ≥ 20	30	30	25	20	Vérifié
h/b≤ 4	1,14	1,16	1,2	1,5	Vérifié

Tableau II.3: Vérification des conditions exigées par le RPA

Les conditions sont vérifiées, Alor les sections adoptées pour les poutres seront comme suite :

- Poutres Principales : **(30 x 40) cm^2**
- Poutres Secondaires : **(30 x 35) cm^2**
- Poutre brisée : **(20x30) cm^2**
- Poutre de chainage : **(25x30) cm^2**

II.4. Les voile :

PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES (Article 7.7.1 du RPA) :

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à **l'Article 7.7.1**.

Les voiles sont des éléments rigides réalisés en Béton armé, coulés sur place, ils auront un rôle de contreventement du bâtiment et éventuellement de supporté une fraction des charges verticales.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

D'âpres le RPA 99 version 2003 de l'article 7.7.1

Le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes : L ≥ **4a**

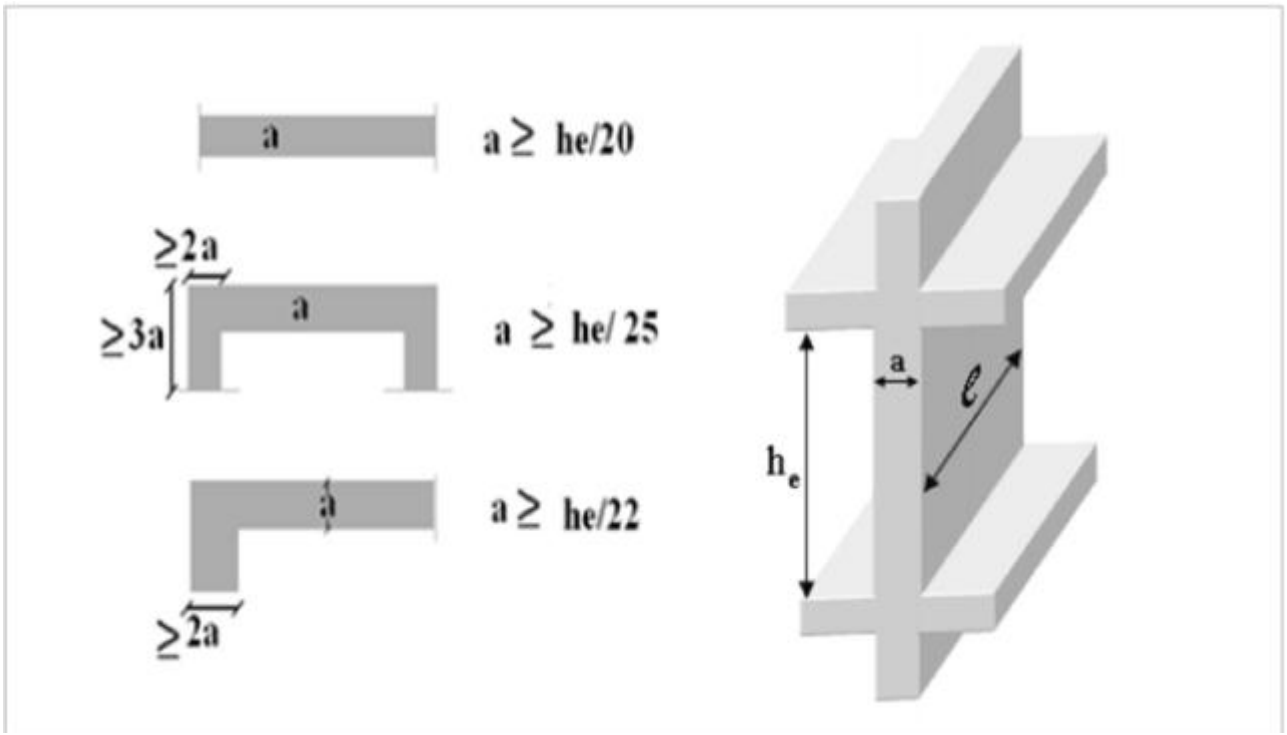


Figure II.2 : section réduite du voile

Avec :

a : épaisseur du voile.

L : largeur du voile.

H_e : hauteur d'étage.

Dans notre cas, on a :

$a \geq h_e /20$ e $h_e = h - e_p$

- **Pour le RDC :**

$a \geq h_e /20$ e h_e = 432-20 =412 cm, donc : $a \geq 412/20$ = 20,6 cm ≥ 15 cm

On opte pour une épaisseur de : **a = 20 cm**

- **Pour l'étage courant** :

h_e= 306-20 =286 cm, donc $a \geq 286/20 = 14.3$ cm < 15 cm

On opte aussi pour une épaisseur de : **a = 20 cm**

Vérification du RPA *:*

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. **(ART 7.7.1)RPA99 Version 2003**.

D'après les plans d'architecture les bouts de voile on : **L = 1m** de longueur

Donc :

L_{min} = 1m $\geq 4(0.20) = 0{,}80$ m

- L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité (II_a).
- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

  e = 20 cm $\geq e_{min}$ = 15 cm condition vérifiée

II.5. l'acrotère

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure 3, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.

$\mathbf{G_{acr}} = \rho_{beton} \times S_{acr}$ •

$G_{acr} = 25 \times [(0,6 \times 0,1) + (0,3 \times 0,05) + (\frac{0,3 \times 0,05}{2})]$

G_{acr}=2.0625KN/ml.

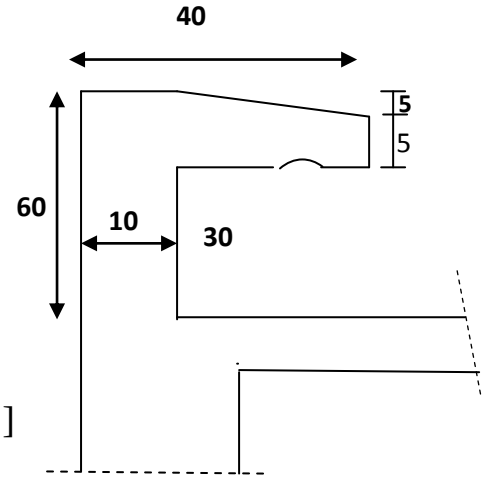


Fig. II .7 : **coupe vertical de l'acrotère.**

II.6 : Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

Les poids volumiques des éléments constituants les planchers et les murs sont donnés par le **DTR B.C.2.2**, idem pour les surcharges d'exploitation.

A. <u>Charges permanentes</u> :

1. Plancher en corps creux de la terrasse inaccessible :

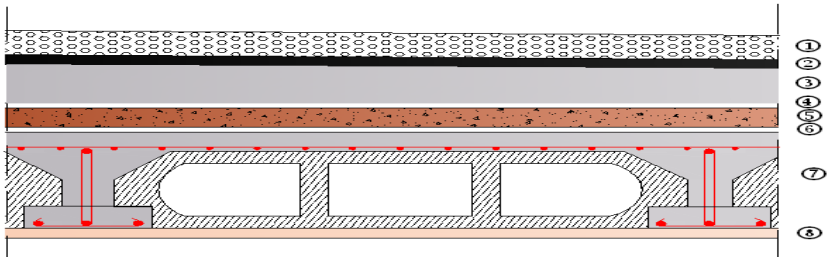


Fig. II.6.1 coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

Le poids des différents éléments qui constituent le plancher de la terrasse inaccessible est :

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	17	**0,85**
2	Etanchéité multicouches	2	6	**0,12**
3	Forme de pente en béton	7	22	**1,54**
4	Feuille de polyane	-	-	**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	10	**0,20**
		$G_{Pterasse}$ = 5, 74 KN/m^2		

Tableau II.6.1.charge constituant un plancher terrasse inaccessible.

2. Plancher en corps creux étage courant :

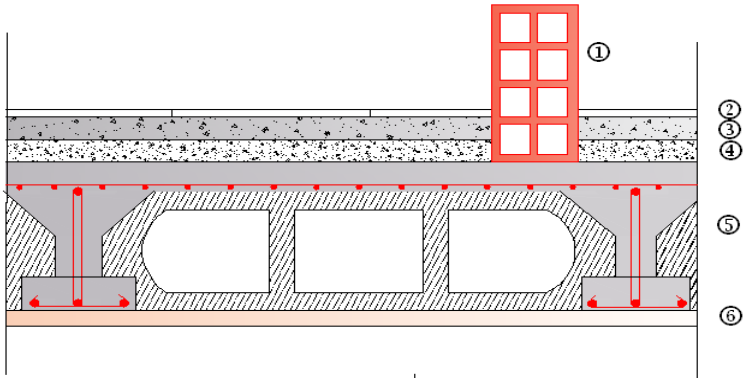


Fig. II.6.2 coupe verticale du plancher étage courant.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (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	Plancher en corps creux	16+4	-	**2,85**
6	Enduit plâtre	2	10	**0,20**
		$G_{E\cdot Courant}$ = 5,45 KN / m^2		

Tableau II.6.2. Tableau II.6.1.charge constituant un plancher d'étage courant.

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

3. Maçonnerie :

Il y'a deux type de murs, extérieur et intérieur :

a. **Mur extérieur** :

Le poids des différents éléments qui constituent le mur extérieur :

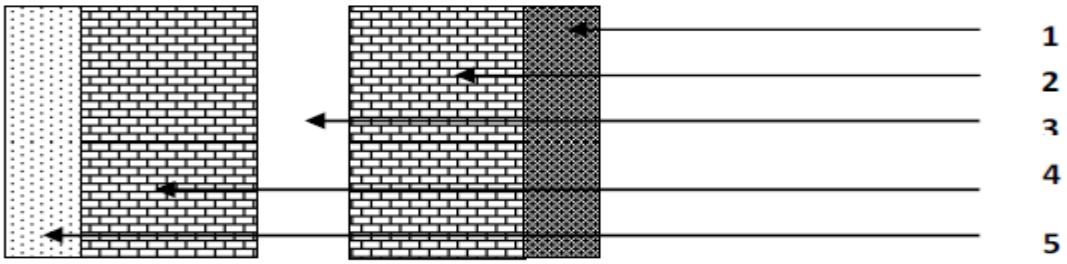


Fig. II.6.3 coupe verticale du Mur extérieur.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Enduit de mortier de ciment	3	18	**0,54**
2	Cloison en brique creuse 8 trous	10	-	**0,90**
3	Lame d'air	-	-	**-**
4	Cloison en brique creuse 8 trous	10	-	**0,90**
5	Enduit de plâtre sur face intérieur	2	10	**0,20**
		$G_{p.mur\ .ext}$ = 2,54 KN/m^2		

Tableau II.6.3

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

b. **Murs intérieurs :**

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

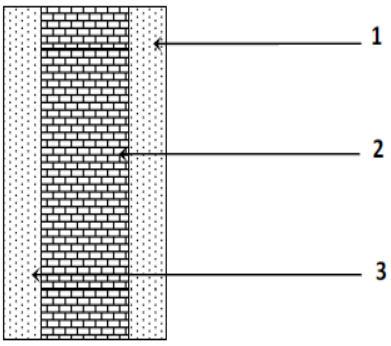


Fig. II.6.4 coupe verticale du Mur intérieur.

Le poids des différents éléments qui constituent le mur intérieur est :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Enduit plâtre	2	10	0.2
2	Briques creuses	10	-	0.90
3	Enduit plâtre	2	10	0.2
		$G_{M.I}$ = 1.3 KN /m^2		

Tableau II.6.4

II.7. Détermination du poids propre des éléments

II.7.1 Surface d'influence :

Le poteau le plus sollicité est le B3, et le G3 (surface d'influence selon l'éxigence du RPA qui minimise la section du poteau à (25 × 25) cm^2

On démare avec cette section donnée par le règlement.

Note : on vas s'intéresser lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre en considération la présence des voiles.

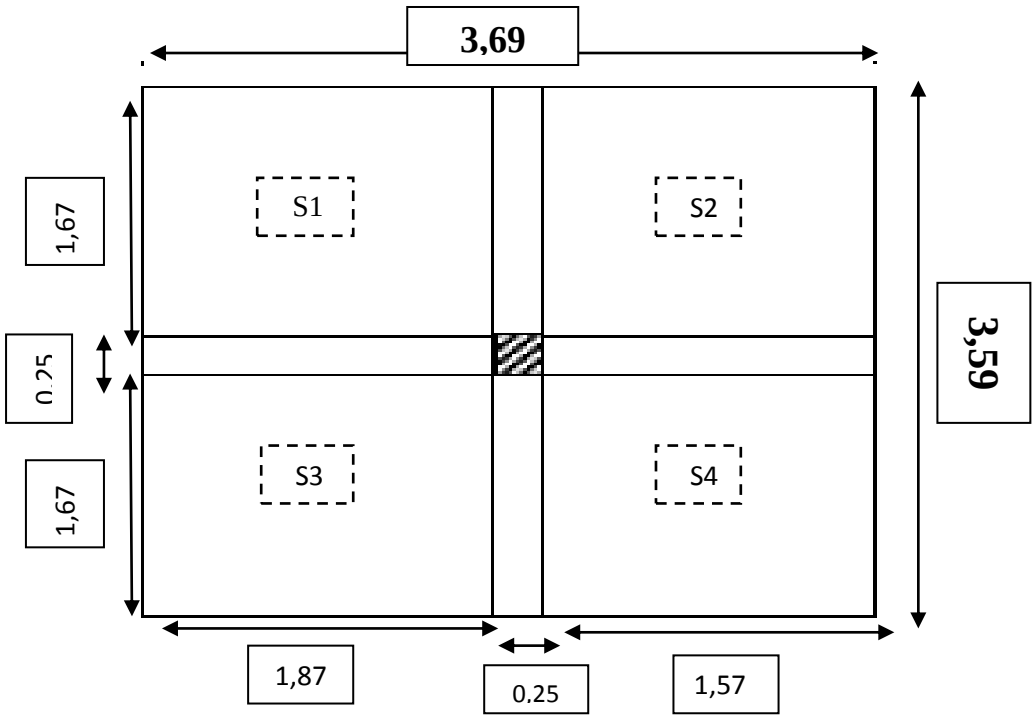


Fig. II.7. Détermination de l'ai revenant sur le poteau.

1. **Calcul de l'air du plancher revenant au poteau de plus sollicité (B3) :**

S=S1+S2+S3+S4

= (1, 87 x 1, 67+1, 57 x 1, 67) x 2 = 11, 48 m^2

S = 11, 48 m².

Section nette : S_{nette} = 11,48 m^2

La section brute est de : S_{brute} = (3,59 x 3,69) =13,25 m^2

S_{brute} = 13,25 m^2

2. **Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau (B3) :**

(Avec ρ = 25 KN/m^3)

✓ **Poutres principales :**

G_{pp} = ρ x [(h_{pp} x b_{pp}) x (1, 87 + 1, 57)] = 25x [(0, 3x0, 40) x3, 44] =10, 32 KN

G_{pp} = 10, 32 KN

✓ **Poutres secondaires :**

G_{ps} = ρ x [(h_{ps} x b_{ps}) x (1, 67 + 1, 67)] = 25x [(0, 30 x 0, 35) x3, 34] =08, 77 KN

G_{ps} = 08, 77 KN

D'ou: G_{Total} = G_{pp} + G_{ps} = 10, 32 + 08, 77 = 19, 09 KN

3. **Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau (B3) :**

✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G_{P.Terasse}$ = S x $G_{terasse}$

$G_{Pterasse}$ = 11,48 x 5,74 = 65, 89 KN

D'où : **$G_{Pterasse}$ = 65,89 KN**

✓ **Plancher étage courant :**

$G_{p.courant}$ = S x $G_{E•Courant}$

$G_{p.courant}$ = 11, 48 x 5, 45 = 62, 56 KN

D'où : $G_{p.courant}$ = 62, 56 KN

4. Calcul du poids propre du poteau :

On a : h_{RDC} = 4,32 cm, $h_{e.courant}$ = 3,06 cm et (ρ_{beton} = 25 KN/ m^3)

Poteau du RDC : $G_{pot.1}$ = 25 x [(0,25 x 0,25) x 4,32] = 6,75 KN

D'où : $G_{pot.1}$ = 6,75 KN

Poteau de l'étage courant : $G_{pot.2}$ = 25 x [(0,25 x 0,25) x 3,06] = 4, 78 KN

D'où : $G_{pot.2}$ = 4, 78 KN

II.8.1.Les Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leur pré dimensionnement se fait à la compression centrée, selon les règles du **BAEL 91.**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en considérant un effort de compression simple N_S, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- S_{pot} : Section transversale du poteau.
- N : Effort normal de compression a l'ELS à la base du poteau.

- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ \text{Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15\ Mpa}$$

II.8.2 Surcharge d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Elément	Surcharge Q (KN/m^2)
Plancher Terrasse Inaccessible	1.0
Plancher étage courant a usage d'habitation	1.5
Plancher d'étage de service (bureau)	2.5
Plancher d'étage RDC (locaux)	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1.0

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$Q_{terasse} = S_{brute} \times Q = 13{,}25 \times 1.00 =$ **13,25 KN**

❖ **Plancher étage courant :**

✓ Etage de service (bureaux) et RDC : Q = 13,25 x 2,5 = **33,125 KN**

✓ Etage à usage d'habitation : Q = 13,25 x 1,5 = **19,857 KN**

II.8.3 Dégression des surcharges d'exploitation :

La loi des dégressions de charge s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considéré comme indépendant, les niveaux occupés par des locaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prise sans abattement. Le nombre minimum de

niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas de notre bâtiment :

On à : $$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{n} Q_i \quad ; \quad \text{avec } n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation de la terrasse.

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

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

Q_n : surcharge d'exploitation de l'étage **« n »**, et tenant compte de la dégression des surcharges.

La loi de dégression est donc définie comme suite :

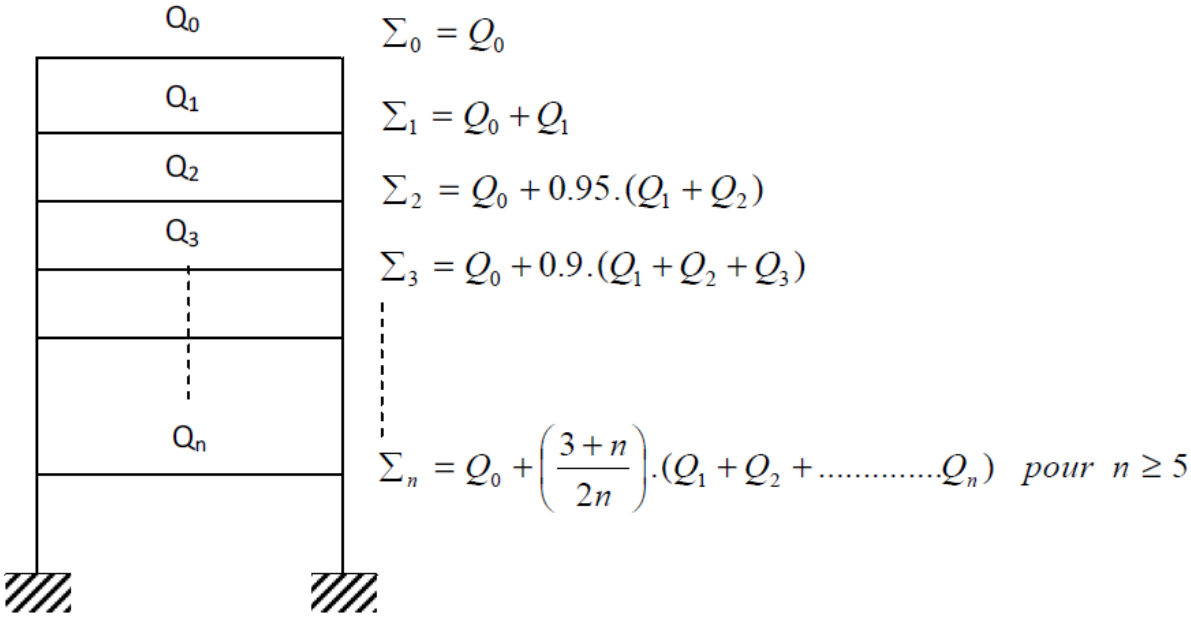


Fig. schéma de descente de charge

Le coefficient de dégression des surcharges :

Niv	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65

Tableau. II.8. Coefficient de dégression des charges

Les charges cumulés Q_n : La dégression des charges d'exploitations sont :

Niveau	Opération	Résultat (KN)
Terrasse	$Q_0 = 1 \times 13,25$	**13,25**
Niveau 9	$Q_0 + Q_1 = 13,25 + 19,857$	**33,107**
Niveau 8	$Q_0 + 0,95(Q1 + Q_2) = 13,25+0,95\ (19,857+19,857)$	**50,978**
Niveau 7	$Q_0 + 0,90(Q_1+Q_2+Q_3) = 13,25+0,90(39,714+19,857)$	**66,864**
Niveau 6	$Q_0 + 0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 13,25+0,85(59,571 + 19,857)$	**80,764**
Niveau 5	$Q_0 + 0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 13,25+0,80(79,428 + 19,857)$	**92,678**
Niveau 4	$Q_0 + 0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 13,25+0,75(99,285 + 19,857)$	**102,606**
Niveau 3	$Q_0 + 0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 13,25+0,714(119,142 + 19,857)$	**112,495**
Niveau 2	$Q_0 + 0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 13,25+0,687(138,999+19,857)$	**122,384**
Niveau 1	$Q_0 + 0,667(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 13,25+0,667(158,856+33,125)$	**141,301**
RDC	$Q_0 + 0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}) = 13,25+0,65(191,981+33,125)$	**159,567**

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]	Effort normal N= G+Q [KN]	Section [cm²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	$Q_{cumulée}$		Section trouvée	Section adoptée
10	65,89	19,09	4,78	89,76	89,76	13,250	103,010	**68,673**	**30x35**
9	62,56	19,09	4,78	86,43	176,19	33,107	209,297	**139,531**	**30x35**
8	62,56	19,09	4,78	86,43	262,62	50,978	313,598	**209,065**	**35x40**
7	62,56	19,09	4,78	86,43	349,05	66,864	415,914	**277,276**	**35x40**
6	62,56	19,09	4,78	86,43	435,48	80,764	516,244	**344,16**	**35x40**
5	62,56	19,09	4,78	86,43	521,91	92,678	614,588	**409,725**	**40x45**
4	62,56	19,09	4,78	86,43	608,34	102,606	710,946	**473,976**	**40x45**
3	62,56	19,09	4,78	86,43	694,77	112,495	807,265	**538,177**	**40x45**
2	62,56	19,09	4,78	86,43	781,20	122,384	903,584	**602,389**	**40x45**
1	62,56	19,09	4,78	86,43	867,63	141,301	1008,931	**672,620**	**45x50**
RDC	62,56	19,09	6,75	88,40	956,03	159,567	1115,597	**743,731**	**45x50**

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge

- **D'où les sections adoptées sont**

Sous sol, RDC, étage de service	⇒	(45× 50) cm²
Niveau : 2, 3, 4,5	⇒	(40× 45) cm²
Niveau : 6, 7,8	⇒	(35× 40) cm²
Niveau : 9, 10	⇒	(30× 35) cm²

- **Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :**

Min $(b_1 , h_1) \geq 25$ cm ……. Vérifier.

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

$1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} < 4$ ……. Vérifier.

1. ***R*DC :**

▪ Min (b_1 , h_1) = min (45cm ,50 cm) =45 cm > 25 cm ….. **Vérifier**

▪ Min (b_1 , h_1) = min (45cm ,50 cm) = 45 cm $> {}^{h_e}/_{20}$

$= {}^{396}/_{20} =$ 19,8cm ……**vérifier**.

▪ $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{45}/_{50} = 0,90 < 4$ ……. **Vérifier**

2. **1er étage (étage de service) :**

▪ Min (b_1 , h_1) = min (45cm ,50 cm) = 45 cm $> 25\ cm$ ……. **Vérifier**

▪ Min (b_1 , h_1) = 50 cm $> {}^{h_e}/_{20} = {}^{306}/_{20}$ =15,3 ……. **Vérifier**

▪ $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{45}/_{50} = 0,90 < 4$ ……**Vérifier**

3. Etage courant : 2, 3, 4,5 :

- Min (b_1 , h_1) = min (40cm ,45 cm) = **40 cm > 25 cm** ….. **Vérifier**
- Min (b_1 , h_1) = min (40cm ,45 cm) = **40 cm** $> {}^{h_e}/_{20}$

$= {}^{306}/_{20} =$ **15,3 cm** ……vérifier.

- $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{40}/_{45} = \mathbf{0,88} < 4$ …… **Vérifier**

4. Etage courant : 6, 7, 8 :

- Min (b_1 , h_1) = min (35cm ,40 cm) =**35 cm > 25 cm** ….. **Vérifier**
- Min (b_1 , h_1) = min (35cm ,40 cm) = **35 cm** $> {}^{h_e}/_{20}$

$= {}^{306}/_{20} =$ **15,3 cm** ……vérifier.

- $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{35}/_{40} = \mathbf{0,87} < 4$ …… **Vérifier**

5. Etage courant : 9,10 :

- Min (b_1 , h_1) = min (30cm ,35 cm) = **30 cm > 25 cm** ….. **Vérifier**
- Min (b_1 , h_1) = min (30cm ,35 cm) = **30 cm** $> {}^{h_e}/_{20}$

$= {}^{306}/_{20} =$ **15,3 cm** ……vérifier.

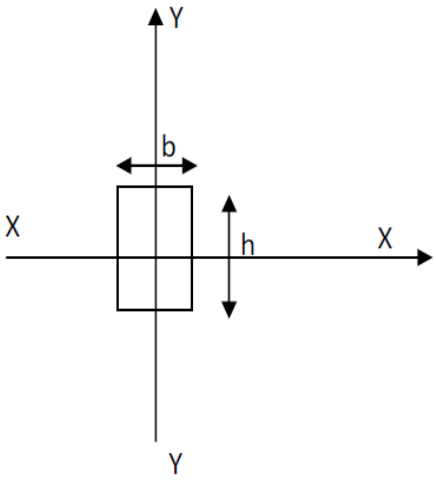
- $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{30}/_{35} = \mathbf{0.85} < 4$ …… **Vérifier**

Conclusion : Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

II.9.Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut subvenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$



Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0{,}7\ L_0$)

i : rayon de giration ($i = \frac{\sqrt{I}}{S}$)

L_0 : longueur libre d'un poteau.

S : section transversale du poteau (b x h)

I : moment d'inertie du poteau ($I_{xx} = \frac{bxh^3}{12}$; $I_{yy} = \frac{hxb^3}{12}$)

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

- **Poteau (45x50) :** $L_0 = 4{,}32$ m ⟶ $\lambda = 23{,}27 < 35$. (vérifier)
- **Poteau (40x45) :** $L_0 = 3{,}06$ m ⟶ $\lambda = 18{,}55 < 35$. (vérifier)
- **Poteau (35x40) :** $L_0 = 3{,}06$ m ⟶ $\lambda = 21{,}20 < 35$. (vérifier)
- **Poteau (30x35) :** $L_0 = 3{,}06$ m ⟶ $\lambda = 24{,}73 < 35$. (vérifier)

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

II.10.Conclusion :

A ce niveau on à pré-dimensionné tout les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitive, car on peut redimensionner âpres l'étude dynamique. Les différents règles, loi de document technique nous ont permis de pré-dimensionner.

Les éléments de notre structure sont comme suite :

Les éléments		Les dimensions
Plancher		16+4 = 20 cm
voile		e_p = 20 cm
Poutre	**Poutre principale**	(30x40) cm^2
	Poutre secondaire	(30x35) cm^2
	Poutre de chainage	(25x30) cm^2
	Poutre brisée	(20x30) cm^2
Poteau	**RDC, étage de service**	(45x50) cm^2
	Etage : 2, 3, 4,5	(40x45) cm^2
	Etage : 6, 7, 8	(35x40) cm^2
	Etage : 9, 10	(30x35) cm^2

Tableau II.10. Récapitulatif des résultats obtenus.

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

Chapitre III :

Calcul des éléments

III.1.Calcul de l’acrotère

III.1.1. Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l’acrotère, les escaliers et les planchers.

III.1.2 Calcul des éléments structuraux

- **Calcul de l’acrotère**

L’acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferraillage se calcule sous l’effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L’acrotère est sollicité par :

-Un effort normal G dû à son poids propre

-Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M.

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d’encastrement.

- **Dimension de l’acrotère**

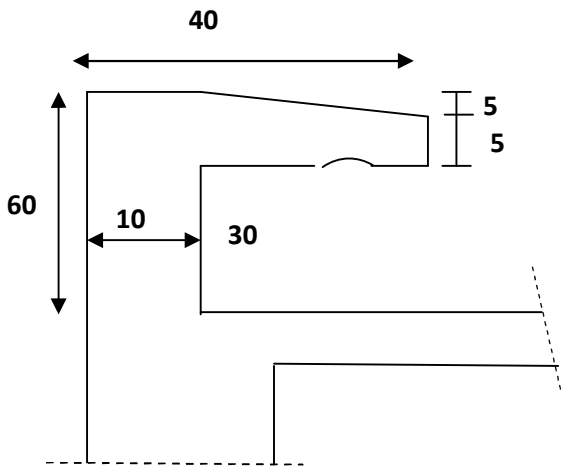


Figure III.1 : **coupe verticale de l’acrotère. (cm)**

III.1.2.1. Calcul de sollicitation :

- ✓ Poids propre de l'acrotère : (effort normal N_G)

$$\mathbf{G_{acr}} = \rho_{beton} \times S_{acr}$$

Avec : **ρ** : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

Donc :

$$G_{acr} = 25 \text{ x } [(0,6 \text{ x } 0,1) + (0,3 \text{ x } 0,05) + (\frac{0,3 \text{ x } 0,05}{2})]$$

$$G_{acr}=2.0625KN$$

- ✓ Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$
- ✓ Surcharge due à la poussée latérale Q (effort tranchant V) : **Q = 1 KN/ml**
- ✓ Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$
- ✓ Moment de renversement M_Q :

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml}$$

- **Schema statique:**

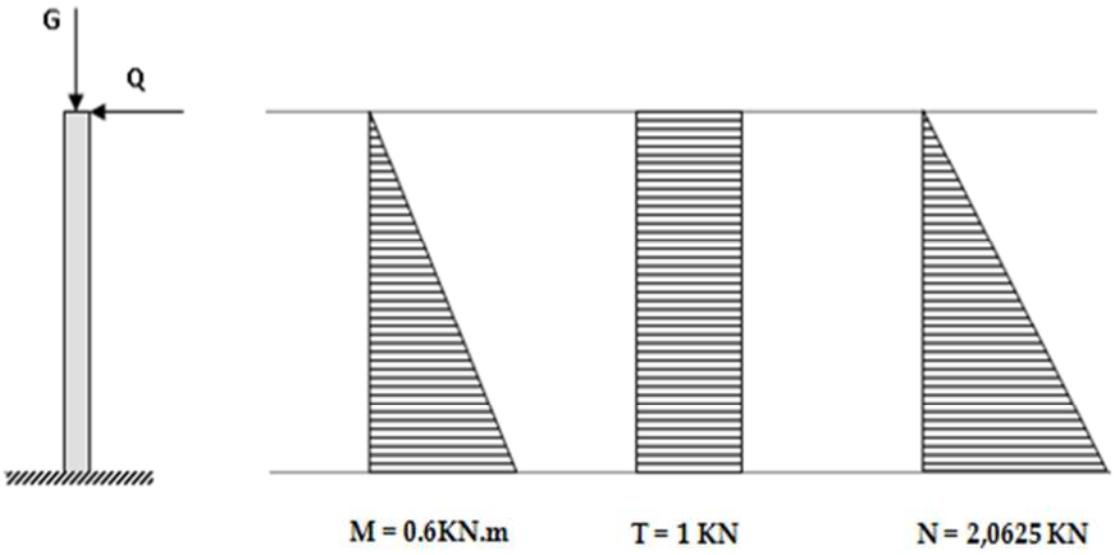


Figure III.2. Diagramme des efforts internes.

III.1.2.2. Combinaison de charges :

- **ELU : q_U = 1,35 G + 1,5 Q (BAEL91)**

Effort normal de compression :

N_U = 1,35 G = 1,35 (2,0625) = **2,78 KN**

Moment de Flexion :

M_U = 1,5 Q = 1,5 (0,6) = **0,9 KN.m**

- **ELS : q_S = G + Q**

Effort normal de compression :

N_S = G = **2,0625 KN**

Moment de Flexion :

M_S = Q = **0,6 KN.m**

III.1.2.3. Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section (b × h) cm^2 soumise à la flexion composée

Les dimensions de la section à ferrailler sont les suivants :

H = 10 cm; B = 100 cm; c = 2 cm; d = H – c = 8 cm

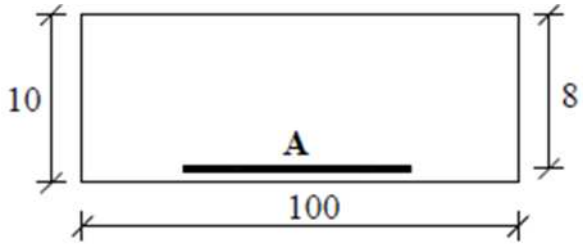
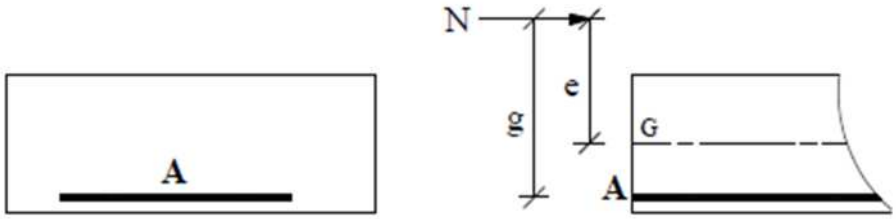


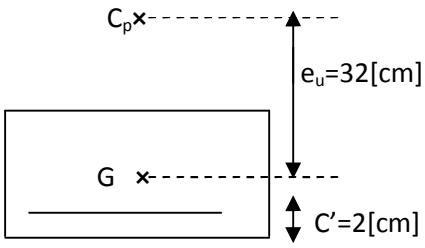
Figure III.3. Section de calcul

A. L'etat limite ultime : (ELU)

- **Calcul de l'Excentricité :**



- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,78} = 32\,[cm]$.
- $a = \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3[cm]$
- $e_u = 32cm \rangle 3[cm]$



⟹ Le centre de pression (**C_P**) se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple, en deux étapes :

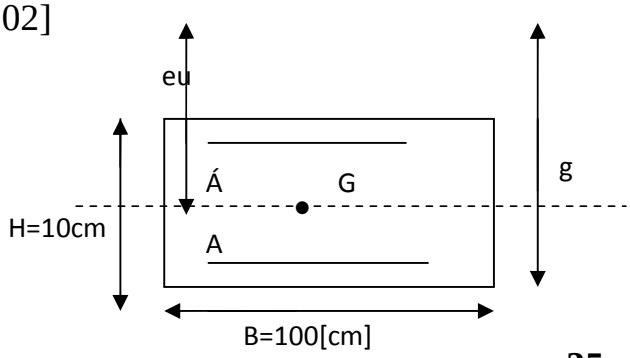
1. **Etape fictive :**
   - **Le moment fictif M_F :**

$M_F = N_U \times g$ avec $g = (e_u + 0,5h - c)$

Avec g : la distance entre le centre des armatures tendue et le centre de pression C_P.

Donc : $M_F = 2,78 \times [0,32 + 0,5 \times 0,1 - 0,02]$

$M_F = 0,973$ KN.m



- **Calcul des armatures fictives en flexion simple :**

On à :

$$M_F = f_{bu}.\, b.d^2.\, \mu_f \longrightarrow \mu_f = \frac{M_F}{f_{bu}.b.d^2}$$

Donc : $\mu_f = \frac{0{,}973 \times 10^6}{14{,}2 \times 1000 \times (80)^2} = \mathbf{0{,}0107}$

Avec : $f_{bu} = \frac{0{,}85 \times fc28}{\gamma_b} = 14{,}2$ MPa ; $\gamma_b = 1{,}5$

On à : $\mu_f < \mu = 0{,}186$; donc la section est simplement armée.

- A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante :

Pour $\mu = 0{,}010 \longrightarrow \beta = 0{,}995$

Donc : $A_f = \frac{M_F}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{0{,}973 \times 10^3}{0{,}995 \times 8 \times 348} = \mathbf{0{,}35\ cm^2}$

Avec : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1{,}15} = 348$ MPa

$$\mathbf{A_f = 0{,}35\ cm^2}$$

2. **Etape réelle :**

Calcul des armatures réelles à la flexion composée :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0{,}35 - \frac{2{,}78}{34{,}8} = 0{,}27\ cm^2$$

III.1.3. Vérification :

III.1.3.A. condition de non fragilité (BAEL91/Art.4.2,1) :

Généralement le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

Avec : $A_{min} > 0{,}23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} . b. d \left[\frac{e_s - 0{,}455d}{e_s - 0{,}185d} \right]$

On à : $e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0{,}6}{2{,}0625} = 0{,}29$ m

Et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06.25 = 2,1$ MPa

Donc : $A_{min} > 0,23\times \frac{2,1}{400} \times (100) \times (8) \times [\frac{29-3,64}{29-1,48}] = 0,89$ cm^2

$A_{min} > 0,89$ cm^2

On à : $A_L = \max (A_u ; A_{min}) = \max (0,27 ; 0,89)$

$$\mathbf{A_L = A_{min} = 0,90\ cm^2}$$

$\mathbf{A_L = 0,9}$ cm^2 ; soit **5HA8 = 2,51 cm^2,** avec un espacement de **e = 20 cm**

❖ **Armature de répartition :**

$$\mathbf{A_r} = \frac{A_L}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627\ [cm^2]$$

$\mathbf{A_r = 0,627\ cm^2}$ soit **4HA8 = 2,01 cm^2** ; avec un espacement de **e = 25 cm**

III.1.3.B. Vérification au cisaillement (BAEL91/Art 5.1, 211) :

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u} < \overline{\boldsymbol{\tau_u}}$

$$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \min \begin{cases} \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,15\times 25}{1,5} = 2,5\ \text{MPa} \\ 4\ \text{MPa} \end{cases}$$

$\longrightarrow$ $\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 2,5$ MPa **(fissuration préjudiciable)**

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{1,5\times 10^3}{1000\times 80} = 0,01875$ MPa

Avec $T_{max} = V_u = 1,5\times (1) = 1,5$ KN

Donc on à : $\boldsymbol{\tau_u} < \overline{\boldsymbol{\tau_u}}$ $\Longrightarrow$ **la condition est vérifiée.**

III.1.3.c. Vérification de l'adhérence : (BAEL 91/art. A.6.3)

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}}$

$\boldsymbol{\overline{\tau_{se}}}$ = $\Psi_s \times f_{t28}$ = 1,5× 2,1 = 3,15 MPa.

Avec : Ψ_s : coefficient de scellement relatif des armatures.

(L'acier utilisé est le FeE400 ⟶ Ψ_s = 1,5).

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{V_{max}}{0{,}9.d.\sum u_i}$$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_{se}}$: contrainte d'adhérence.
- $\boldsymbol{\overline{\tau}_{se}}$: contrainte limite d'adhérence.
- $\sum u_i$: la somme des périmètres utile des barres.

Donc : $\sum u_i$ = n.π.$\emptyset$ = 5× 3,14 × 8 = 125,6 mm

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{0{,}9 \times 80 \times 125{,}6} = 0{,}166 \text{ MPa}$$

Donc : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}}$ ⟶ Condition vérifiée.

III.1.3.d. Vérification aux séismes : (BAEL 91 / A.6.2.3)

Les forces horizontales de calcul Fp agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : $\boldsymbol{F_P = 4.A.C_P.W_P}$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de la zone, A=0,15 (Zone II.a, groupe 2).
- C_p : Facteur des forces horizontales, C_p = 0,8 (Tableau 6-1, RPA).
- W_p : poids des éléments considérés. W_p = 2,0625 Kn/ml

Donc : F_P = 4×0,15×0,8×2,0625 = 0,99 Kn/ml

On à : F_P = 0,99 KN/ml < Q = 1 KN/ml ⟶ condition vérifier.

III.1.3.e. Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

La longueur de scellement doit être de :

$$l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_{se}} = \frac{0{,}8 \times 400}{4 \times 3{,}15} = 25{,}39 \text{ cm}$$

Donc : $l_s = 25{,}39$ cm

On adoptera une longueur de scellement de **l_s = 30cm.**

B. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

1. Les contraintes dans le béton et dans les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

Si : $e_s = \frac{M_S}{N_S} > \frac{h}{6}$ ⟹ **la section est partiellement comprimée.**

Donc : $e_s = \frac{0{,}6}{2{,}0625} = 0{,}29 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0{,}1}{6} = 0{,}016$. ……..(Vérifier).

2. On doit vérifier que :

$a. \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$; avec : σ_{bc} : la contrainte dans le béton comprimé.

$b. \sigma_{sc} < \overline{\sigma_{sc}}$; avec : σ_{sc} : la contrainte dans les aciers comprimé.

$c. \sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$; avec : σ_{st} : la contrainte dans les aciers tendus.

($\overline{\sigma}$ Sont les contraintes limites)

a. Contrainte dans le béton comprimé : . $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

On à : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$

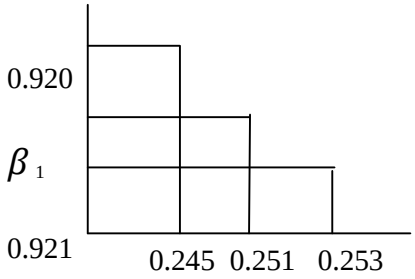
Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_S}$; M_S= 0, 6 KN.m , A_r = 2, 01 cm^2

- Calcul *de β :*

On à: $\rho = \frac{100.A_r}{b.d} = \frac{100\times2,01}{100\times8} = 0,251$

ρ = 0,251; du tableau: β =?

Interpolation:



On à : $\rho = 0,251$

$\frac{0,920-0,921}{\beta-0,921} = \frac{0,253-0,245}{0,253-0,251}$

Donc : β = 0,920

Donc: $\sigma_{st} = \frac{0,6\times10^6}{0,920\times80\times201} = 40, 56MPa \longrightarrow \sigma_{st} = 40, 56\ MPa$

- *Calcul de K :*

On à : $K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$; *avec α= 3(1 – β) = 3(1 – 0,920) = 0,24.*

Donc : $K = \frac{0,24}{15(1-0,24)} = 0,021.$

$\longrightarrow$ $\sigma_{bc} = 0,021\times 40, 56 = 0,85\ MPa$

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6\times f_{c28} = 0,6\times 25 = 15\ MPa$

Donc on à : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

b. ***La contrainte dans les aciers comprimés :*** $\sigma_{sc} < \overline{\sigma_{sc}}$

Il n'y a pas lieu de vérifier, car il n'y a pas d'acier comprimé (SSA).

c. La contrainte dans les aciers tendus : $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$

On à : $\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta.d.A_r}$ (déjà calculé) ; **σ_{st} = 40,56 MPa**

Et : $\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{2/3.\ F_e\ ;\ 110.\sqrt{\eta.f_{t28}}\right\}$

Avec : **η =1,6** pour les Barres H.A

$\overline{\sigma_{st}} = \min\left\{2/3.\ F_e = 266,67MPa;\ 110.\sqrt{\eta.f_{t28}} = 201,63\ MPa\right\}$

Donc : $\overline{\sigma_{st}} = 201,63$ MPa

Finalement on à $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ $\longrightarrow$ **condition vérifier.**

Conclusion : la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

III.1.4 Ferraillage adopté :

- Armatures principales : **5HA8/ml = 2,51cm^2**

Avec un espacement de **e = 20 cm**

- Armatures secondaires : **4HA8/ml = 2,01cm^2**

Avec un espacement de **e = 25 cm.**

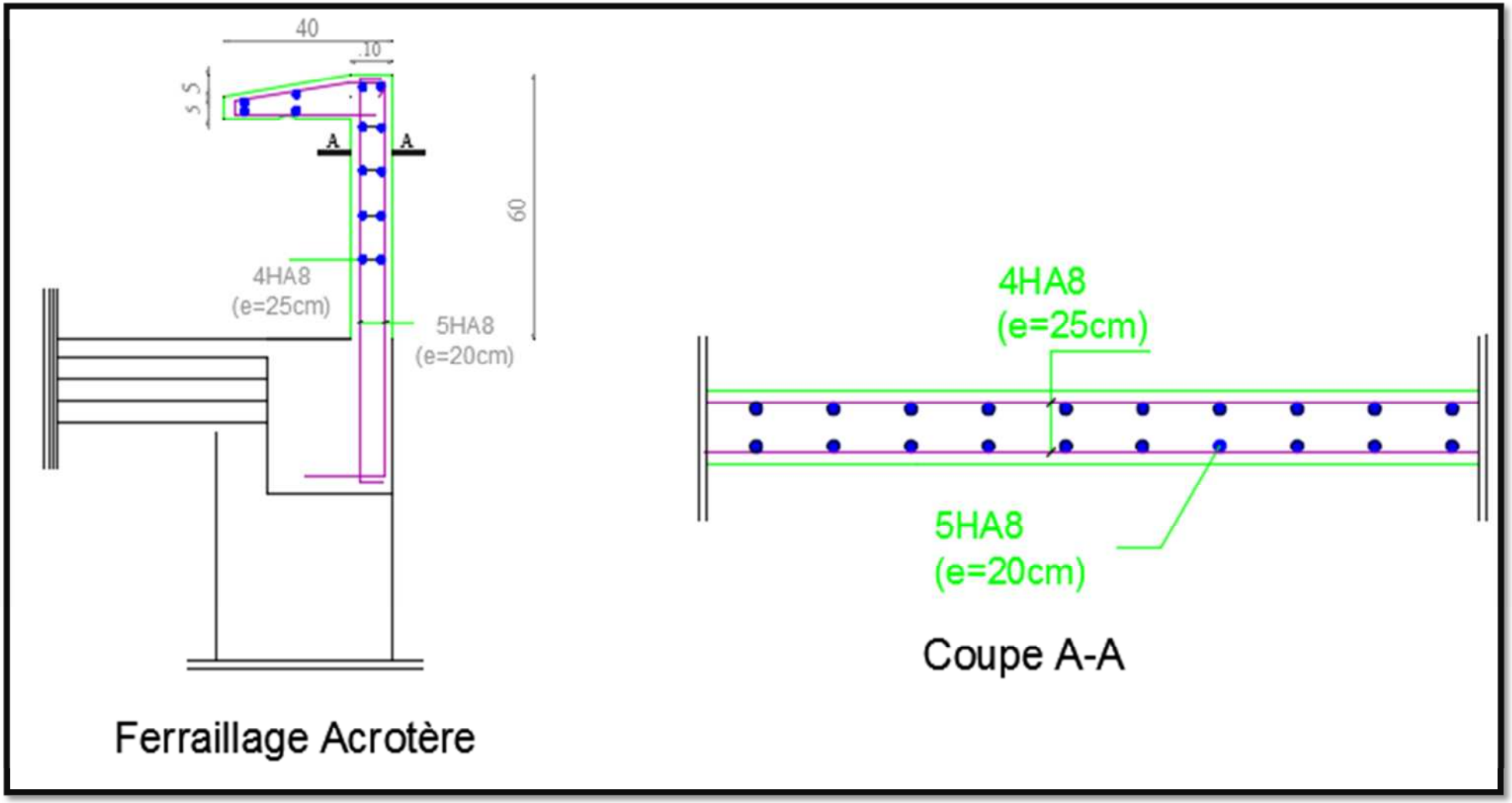


Figure III.4. Ferraillage de L'acrotère.

III.2. Escalier

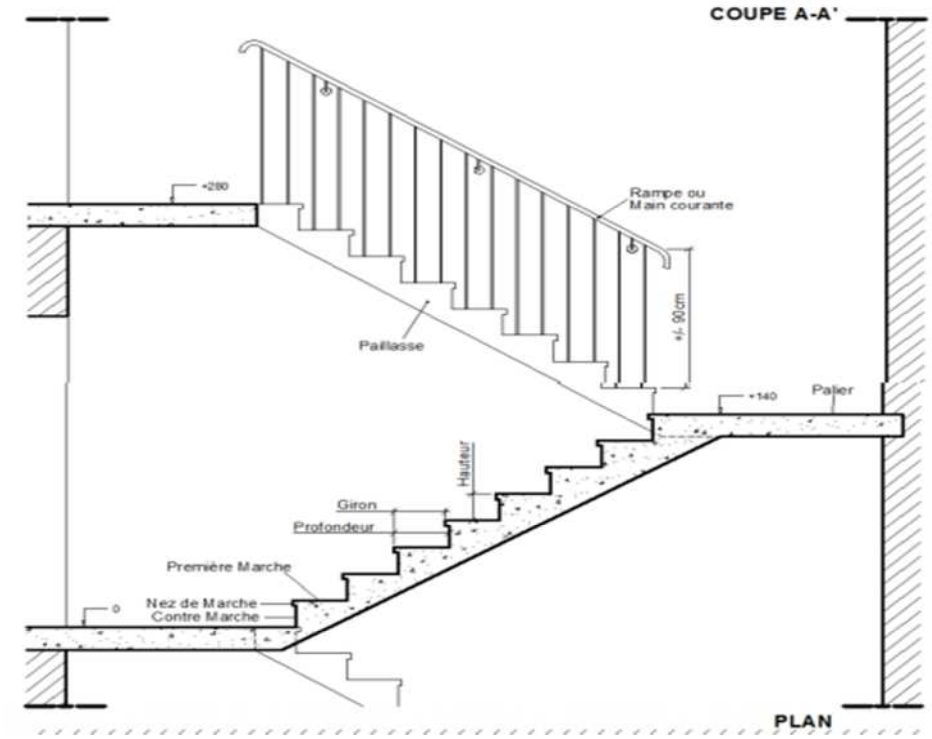
III.2.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à trois volées, il est constitué de paillasse, deux palier et d'un palier d'étage courant.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatique.

A. Terminologie et Définitions :



B. Caractéristiques dimensionnelles :

- **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.
- **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courante varies entre 14 à 18 cm.
- **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 voilée :** est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers constitutifs.
- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ ou a chaque étage.
- **L'Emmarchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne e foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 65 cm de collet si E > 1
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armée incorporant les marches et contre marches.

III.2.2. Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement consiste à déterminer : le nombre de marche (n) ; la hauteur de la marche (h) ; le giron (g) ; l'épaisseur de la paillasse (e).

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 la condition suivant :

$$\mathbf{g+2h = 64cm}$$

Avec :

- h : Hauteur de la contre marche.
- g : Giron.

- **Contre marche : 14 cm ≤ h ≤ 18 cm**
  on prend h= 17 cm, avec H = 306 cm (hauteur d'étage)

Donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contre marches.

Soit : 3 volées à (8 – 2 – 8) contre marches.

- **Giron :** 28 cm ≤ g ≤ 35 cm

$L = (n - 1) \times \frac{g}{2} = (18 - 1) \times 28 / 2 = 238$ cm

Donc : $g = \frac{L}{n-1} = \frac{238}{7} = 34$ cm, on prend g = 30 cm

- **Vérification de la loi de BLANDEL :**

Il faut vérifier que : 59 cm ≤ g + 2h ≤ 66 cm

Donc : 30 + 2× 17 = 64 → **condition Vérifier.**

Les 22 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 et 3 :** n= 8 contre marches ; Donc : m=n-1 = 7marches.
- **Volée 2 :** n= 2 contre marches ; Donc : m=n-1 = 1 marche.

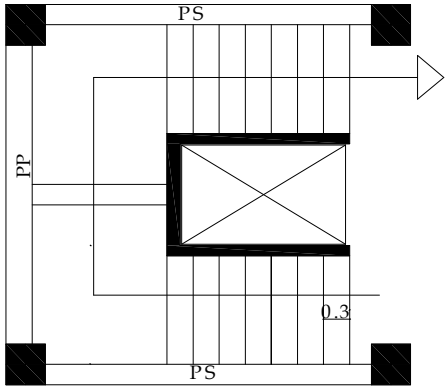


Figure III.2.2. Schéma de l'escalier étudié.

III.2.3. Dimensionnement du palier et le da palliasse :

L'épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

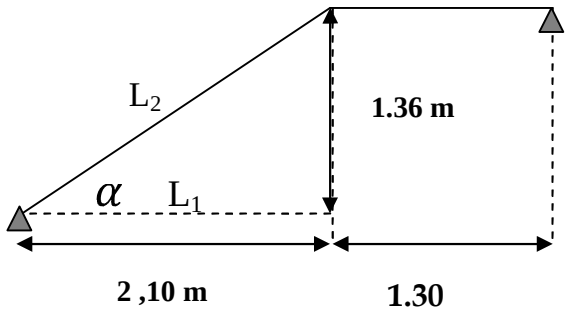
$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

- e_p : épaisseur du pallier et de la paillasse.
- L_0 : longueur libre (palier + la portée de la paillasse)

On à : tng $\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566$, donc : $\alpha = 29,54°$

<u>Paillasse</u> :



Avec : $L_1 = 7 \times 30 = 2.10$ m

Calcul de L_2 : on à : $\cos \alpha = \frac{L_1}{L_2} \rightarrow L_2 = \frac{L_1}{COS\alpha} = \frac{2,10}{\cos(29,54)} = 2,41$ m

Donc L' = $L_1 + L_2 = 2,41 + 1,30 = 3,70$ m

D'où: $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow \frac{370}{30} \leq e_p \leq \frac{370}{20} \rightarrow 12,33 \leq e_p \leq 18,5$cm

⟹ On opte pour une épaisseur de $e_p = 15$ cm pour la paillasse et du palier de repos.

III.2.4. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

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

1. **Les charges permanentes** : ($\rho_{Béton} = 25$ KN/m^3)
   - **La paillasse :**

   La charge totale de la paillasse est :

Eléments	**Poids propre (KN/m^2)**	
Poids propre de la paillasse	(25× 0,15) / cos (29,54°) = **4, 310 KN/m^2**	
Poids propre des marches	(25×0,17)/2 = **2, 125 KN/m^2**	
Poids propre du revêtement	Couche de sable	18 × 0,02 = **0,36 KN/m^2**
	Mortier de pose	22 × 0,02 = **0,40 KN/m^2**
	Carrelage	20 × 0,02 = **0,40 KN/m^2**
	Enduit en ciment	18 × 0,02 = **0,36 KN/m^2**
Poids propre du garde corps (Métallique)	**0, 60 KN/m^2**	
Charge totale	**G = 8, 30 KN/m^2**	

Tableau III.2.1 chargement de la paillasse

- **Palier de repos :**

La charge totale du palier de repos est de :

Eléments	**Poids propre (KN/m^2)**
Poids propre du palier	25 × 0,15 = 3, 75 KN/m^2
Poids propre du revêtement	= **1,56** KN/m^2
Charge totale	**5, 31 KN/m^2**

Tableau III.2.2 chargement du palier de repos.

- **La charge concentrée :**

Une charge concentrée sur l'extrémité du palier de repos due a la charge du mur extérieur (P) : $G_{mur\ extérieur}$ = 2,54 KN/m^2 (chapitre 2)

P = (3, 06 – 0,15) × 2, 54 × 1m = **7, 39 KN.**

2. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du **DTR (Art.7.2.4)**, qui est la même pour la paillasse et le palier :

Q = 2,5 × 1m = 2,5 KN/m^2

III.2.5 Calcul à ELU :

Pour le calcul de l'escalier on prend une bande de **1m** de largeur :

III.2.5.a. Combinaison des charges :

q_u = 1,35.G + 1.5Q

- **La paillasse :** q_u = [1,35× (8, 30) + 1,5 ×(2,5)] × 1 = **14, 995 KN/ml**
- **Le palier :** q_u = [1,35× (5, 31) + 1,5 ×(2,5)] × 1 = **10, 918 KN/ml**
- **Le mur extérieur :** q_u = 1,35 × (7, 39) = **9, 976 KN**

Donc :

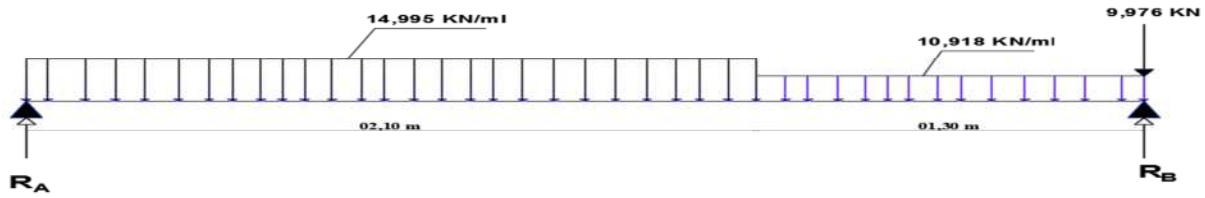


Figure III.2.3.Schéma statique de calcul à ELU.

III.2.5.b. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + palier) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge **q** sur la paillasse d'une portée projetée de $\mathbf{L_q = 1,30\ m}$

1. **Calcul des réactions d'appuis :**

$\sum \boldsymbol{F} = \mathbf{0}$

$R_A + R_B = (14,995 \times 2,10) + (10,918 \times 1,30) + 9,976 = 55,66$ KN.

$\sum M / A = 0$

$\rightarrow 14,995 \times (2,10) \times \frac{2,10}{2} + 10,918 \times (1,30) \times (2,10 + \frac{1,30}{2}) + 9,976 \times 3,4 = 3,4.R_B$

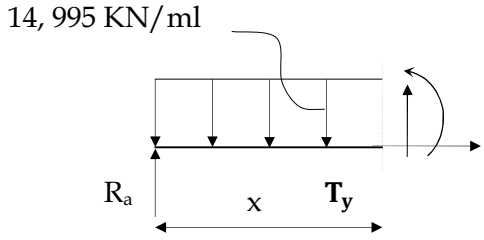
$\rightarrow \mathbf{R_B = 31,18\ KN}$.

$\sum M / B = 0 \quad \rightarrow \quad \mathbf{R_A = 24,48\ KN}$

2. **Calcul des efforts interne :**

- **1er tronçon : $0 \leq x \leq 2,10$ m**

$\sum M / A = 0$



$M_z(x) = -14,995 (\frac{x^2}{2}) + 24,48\ x$

- Pour x=0 $\rightarrow \boldsymbol{M_z = 0}$
- Pour x=2,10 m $\rightarrow \boldsymbol{M_z = 18,34\ KN.m}$

$T_y(x) = -14,995.x + 24,48$

- Pour x=0 $\rightarrow \boldsymbol{T_y = 24,48\ KN}$.
- Pour x=2,10 m $\rightarrow \boldsymbol{T_y = -7\ KN}$

- **2^{éme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30$ m (de droite)**

$\sum M$ / B = 0

$M_z(x) = -10,918 (\frac{x^2}{2}) + 31,18\ x - 9,976x = -5,459.x^2 + 21,204.x$

- Pour x=0 → $\boldsymbol{M_z = 0}$
- Pour x=1, 30 m → $\boldsymbol{M_z = 18,34\ KN.m}$

$T_y(x) = -10,918.x + 31,18 - 9,976 = -10,918.x + 21,20$

- Pour x=0 → $\boldsymbol{T_y = 21,20\ KN}$.
- Pour x = 1,30 m → $\boldsymbol{T_y = 7\ KN}$

✓ **Moment fléchissant max :**

M_z atteint la valeur max ou l'effort tranchant égal à 0, donc :

$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = -14,995.x + 24,48 \quad \rightarrow x = 1,63$ m

$M_z^{max}(1,63) = -14,995.(\frac{1,63}{2})^2 + 24,48 \times 1,63 = 29,94$ KN.m

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Max aux niveaux des appuis de (**0,3**), et en travée de (**0,85)**.

- Aux appuis : $M_u^A = -0,3 \times (29,94) = -8,98$ KN.m
- En Travée : $M_u^T = 0,85 \times (29,94) = 25,45$ KN.m

- **A ELU :**

Diagramme des efforts interne

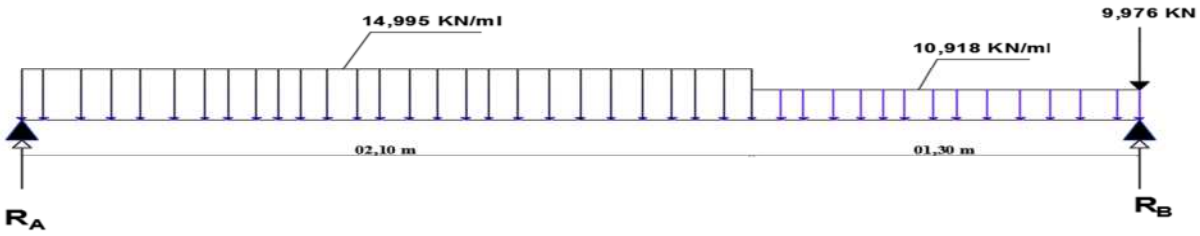


Figure III.2.4 : schéma statique de calcul à ELU.

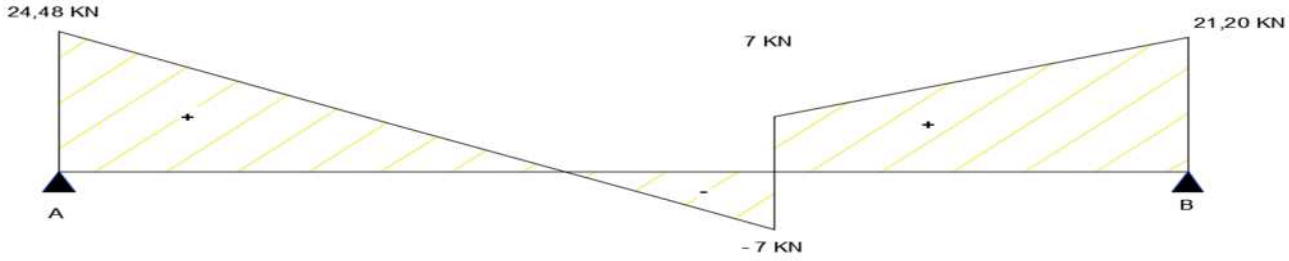


Figure III.2.5 : diagramme des efforts tranchant à ELU.

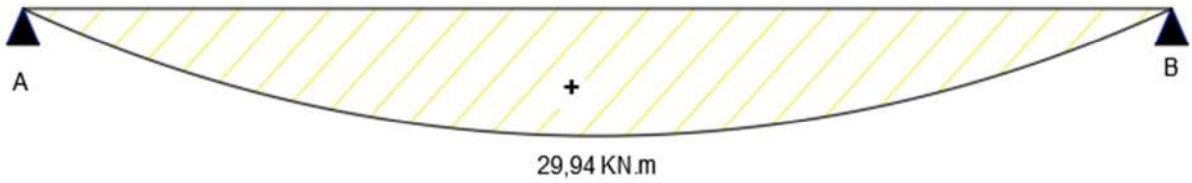


Figure III.2.6 : diagramme des moments fléchissant à ELU.

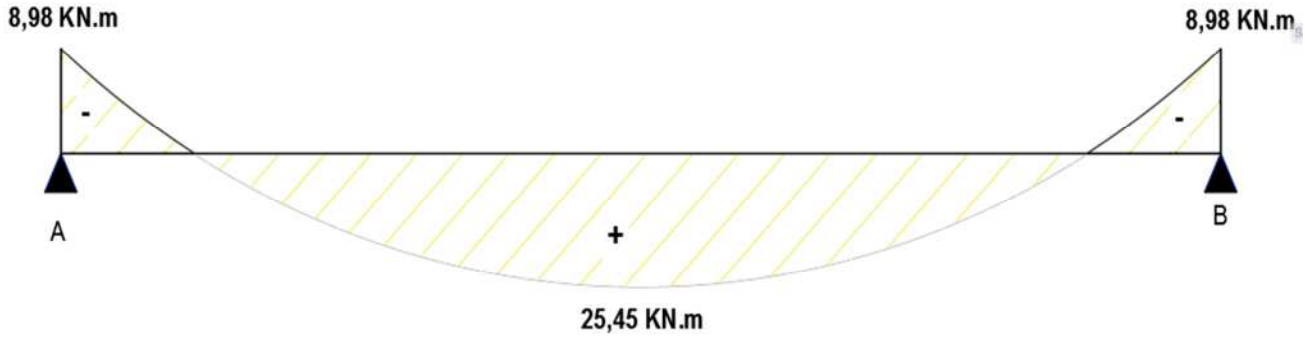


Figure III.2.7 : diagramme des moments fléchissant avancé.

III.2.6. calcul des armatures :

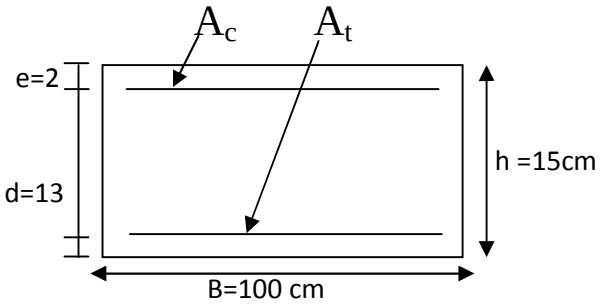
Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts tranchant max définis dans les diagrammes précédant, pour une section rectangulaire de **1m** de longueur et épaisseur **e_p = 15 cm**.

III.2.6.A. Armatures principales (longitudinales) :

- **Aux appuis :**

On à : M_u^a = - 8,98 KN.m

(Les fibres supérieures sont tendues)



Et : $\mu_u = \frac{M_u}{f_{bu}.b.d^2}$

Avec : $f_{bu} = 0,85.f_{c28} / \gamma_b = 14,2$ MPa

Donc : $\mu_u = \frac{8,98\times10^6}{14,2\times1000\times(130)^2} = 0,037 < \mu_l = 0,392$ → **S.S.A**

- On à : $\mu_u = 0,037$ → de l'abaque (avec interpolation) : $\beta = 0,981$.

Donc : $A_{sa} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{8,98\times10^3}{0,981\times13\times348}$ = **2, 02 cm²**

Avec : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1,15}$ = 348 MPa

A_{sa} = 2, 02 cm²

Soit 4HA10 = 3, 14 cm² avec espacement S_t = 25 cm.

- **En Travée :**

Soit : M_u^t = 25, 45 KN.m

$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{25,45\times10^6}{14,2\times1000\times(130)^2} = 0,106 < \mu_l = 0,392$ → **S.S.A**

- On à : $\mu_u = 0,106$ → de l'abaque : $\beta = 0,944$.

Donc : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{25,45\times10^3}{0,944\times13\times348}$ = **5, 95 cm²**

A_{st} = 5, 95 cm²

Soit : **6HA12 = 6, 78 cm²**, avec un espacement de **St = 20 cm**.

III.2.6.B. Armature de répartition :

- **Aux appuis :**

Donc c'est : $A_r = \frac{A_{Sa}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785\ cm^2$

Soit : **4HA8 = 2, 01 cm²** avec un espacement de **St = 25 cm**

- **En Travée :**

$A_r = \frac{A_{St}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,696\ cm^2$

Soit : **6HA10 = 4, 71 cm²** avec un espacement de **St = 20 cm**.

III.2.7. Vérification à ELU :

1. **Condition de non fragilité (Art 4.2.1 /BAEL91)**

On doit vérifier la condition suivante :

$A_{min}\ 0,23 \geq .b.d\frac{f_{t28}}{f_e}$; avec $f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1$ MPa

Donc : $A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400}$ = **1, 57 cm²**

- **En travée : A_{st} = 6, 78 cm² > 1, 57 cm² → condition vérifier.**
- **Aux appuis : A_{sa} = 3,14 cm² > 1, 57 cm² → condition vérifier.**

- **Espacement des barres : (Art A.6.1.24/BAEL91)**

- Armature principale : (St ≤ min (3h ; 33cm)

Appuis : St = 25 cm < 33 cm ……. Condition vérifié.

Travée : St = 20 cm < 33 cm …….. Condition vérifié.

- Armature de répartition : (St ≤ min (4h ; 45cm)

Appuis : St = 25 cm < 45 cm ……. Condition vérifié.

Travée : St = 20 cm < 45 cm …….. Condition vérifié.

2. Vérification de l'adhérence : (BAEL 91/art. A.6.3)

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}}$

$\boldsymbol{\overline{\tau_{se}}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa.

Avec : Ψ_s: coefficient de scellement relatif des armatures.

(L'acier utilisé est le FeE400 $\longrightarrow$ $\Psi_s = 1{,}5$).

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{V_{max}}{0{,}9.d.\sum u_i}$; avec $V_{max} = 24, 48$ KN

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_{se}}$: contrainte d'adhérence.
- $\boldsymbol{\overline{\tau_{se}}}$: contrainte limite d'adhérence.
- $\sum u_i$: la somme des périmètres utile des barres.

Donc : $\sum u_i = n.\pi.\emptyset = 6 \times 3{,}14 \times 12 = 226, 08$ mm

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{24{,}48 \times 10^3}{0{,}9 \times 130 \times 226{,}08} = 0, 92$ MPa

Donc : $\boldsymbol{\tau_{se}} = 0{,}92$ MPa $\leq \boldsymbol{\overline{\tau_{se}}}$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

3. Vérification de l'effort tranchant (Art 5.1.2.1/ BAEL91)

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$

$$\boldsymbol{\overline{\tau_u} = \min \begin{cases} \frac{0{,}2.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}2 \times 25}{1{,}5} = 3, 33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}}$$

Donc : $\boldsymbol{\overline{\tau_u} = 3, 33}$ **MPa (fissuration peu nuisible)**

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{24{,}48 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0, 19$ MPa

Donc on à : $\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$ $\Longrightarrow$ **la condition est vérifiée.**

4. Ancrage des barres : (Art. A.6.1,21/BAEL91)

$\tau_{su} = 0{,}6 \times \psi^2 \times ft_{28} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835 MPa.$

La longueur de scellement droit être de :**(Art. A.6.1,23/BAEL91)**

$l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_{su}} = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42, 33$ cm

Remarque : l_s est supérieur à la largeur de la poutre (b = 25 cm) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochet, soit des crochets de longueur l_r tel que :

$l_r = 0,4 \times l_s$ **[Art A.6.1.253 BAEL 91]**

Donc des crochets de diamètre **Ø8** : $l_r = 0,4 \times 42,33 = 15$ cm

5. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art 5.1.3.21 /BAEL91)

Il faut vérifier la condition suivante :

$T_u^{max} = 24,48$ KN $\leq \overline{T_u} = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_s}$

Donc : $\overline{T_u} = \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 100 \times 13}{1,5} = 780$ KN.

$T_u^{max} = 24,48$ KN $\leq T_u = 780$ KN ⟶ **Condition vérifier.**

6. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale (Art.5.1.3.13 / BAEL91) :

Il faut vérifier que :

$A_a \geq \frac{\left[T_u^{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d}\right]}{\sigma_{st}} = \frac{\left[24,48 - \frac{8,98}{0,9 \times 0.13}\right]}{348 \times 10^{-1}} = -1,50$ **cm**$^2 < 3,14$ cm^2

⟶ **Condition vérifié.**

7. Justification de section d'appuis : (Art 5.1.3/BAEL91)

Il faut vérifier que :

$A_s \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{24,48}{348 \times 10^{-1}} = 0,70$ cm^2

Donc on à : $A_s = 3,14$ cm$^2 > 0,70$ cm^2 ⟶ **Condition vérifié.**

III.2.8. Vérification à ELS :

Pour le calcul de l'escalier on prend une bande de **1m** de largeur :

III.2.8.a. Combinaison des charges :

$$q_u = G + Q$$

- **La paillasse :** $q_u = [(8, 30) + (2,5)] \times 1 =$ **10, 80 KN/ml**
- **Le palier :** $q_u = [(5, 31) + (2,5)] \times 1 =$ **07, 81 KN/ml**
- **Le mur extérieur :** $q_u =$ **7, 39 KN**

Donc :

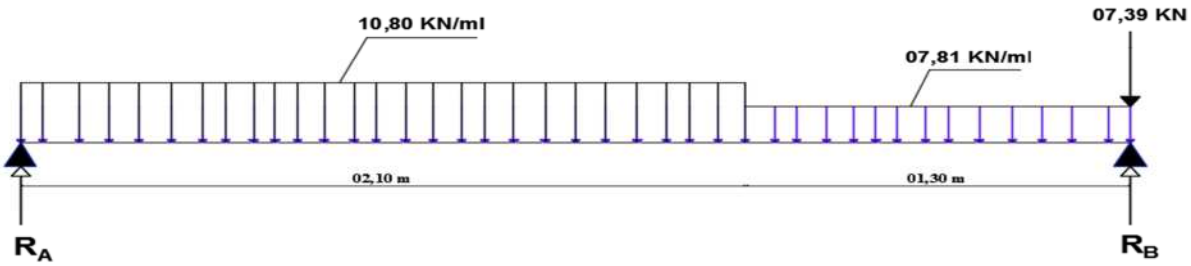


Figure III.2.8.Schéma statique de calcul à ELS.

III.2.8.b. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + palier) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge **q** sur la paillasse d'une portée projetée de $\mathbf{L_q = 1,30\ m}$

3. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum \boldsymbol{F} = \mathbf{0}$$

$R_A + R_B = (10,80 \times 2,10) + (7,81 \times 1,30) + 7,39 =$ **40, 22 KN.**

$\sum M / A = 0$

$$\rightarrow 10,80 \times (2,10) \times \frac{2,10}{2} + 7,81 \times (1,30) \times (2,10 + \frac{1,30}{2}) + 7,39 \times 3,4 = 3,4.R_B$$

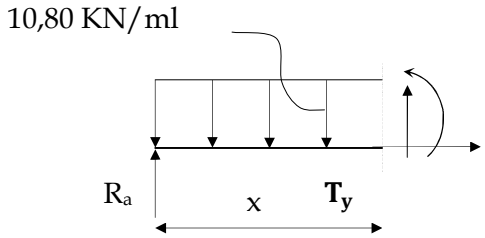
$\rightarrow$ **R_B = 22, 60 KN**.

$\sum M / B = 0 \quad \rightarrow$ **R_A = 17, 62 KN**

4. Calcul des efforts interne :

- 1er tronçon : $0 \leq x \leq 2,10$ m

$\sum M$ / A = 0



$M_z(x) = -10,80 \left(\frac{x^2}{2}\right) + 17,62\ x$

- Pour x=0 → $\boldsymbol{M_z = 0}$
- Pour x=2,10 m → $\boldsymbol{M_z = 13,18\ KN.m}$

$T_y(x) = -\ 10,80.x + 17,62$

- Pour x=0 → $\boldsymbol{T_y = 17,62\ KN}$.
- Pour x=2,10 m → $\boldsymbol{T_y = -5,05\ KN}$

- 2éme tronçon : $0 \leq x \leq 1,30$ m (de droite)

$\sum M$ / B = 0

$M_z(x) = -\ 07,81 \left(\frac{x^2}{2}\right) + 22,60\ x - 7,39.x = -\ 3,905.x^2 + 29,99.x$

- Pour x=0 → $\boldsymbol{M_z = 0}$
- Pour x=1, 30 m → $\boldsymbol{M_z = 32,38\ KN.m}$

$T_y(x) = -\ 7,81.x + 22,60 - 7,39 = -7,81.x + 15,21$

- Pour x=0 → $\boldsymbol{T_y = 15,21\ KN}$.
- Pour x = 1,30 m → $\boldsymbol{T_y = 5,05\ KN}$

✓ **Moment fléchissant max :**

M_z atteint la valeur max ou l'effort tranchant égal à 0, donc :

$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = -10,80.x + 17,60 \qquad \rightarrow$ **x = 1, 63 m**

$M_z^{max}(1, 63) = -10,80. \left(\frac{1,63}{2}\right)^2 + 17,62 \times 1, 63 =$ **14, 37 KN.m**

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Max aux niveaux des appuis de (**0,3**), et en travée de (**0,85)**.

- Aux appuis : $M_u^A = -\ 0,3 \times (14, 37) = -\ 4, 31$ KN.m
- En Travée : $M_u^T = 0,85 \times (14, 37) = 12, 21$ KN.m

Diagramme des efforts interne à ELS :

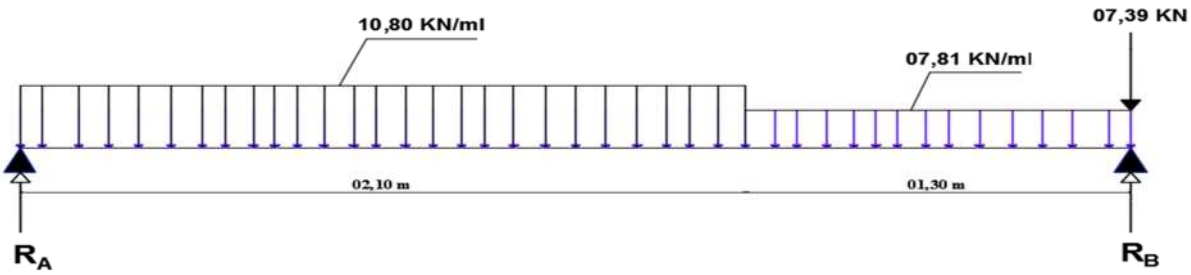


Figure III.2.9. Schéma statique de calcul à ELS.

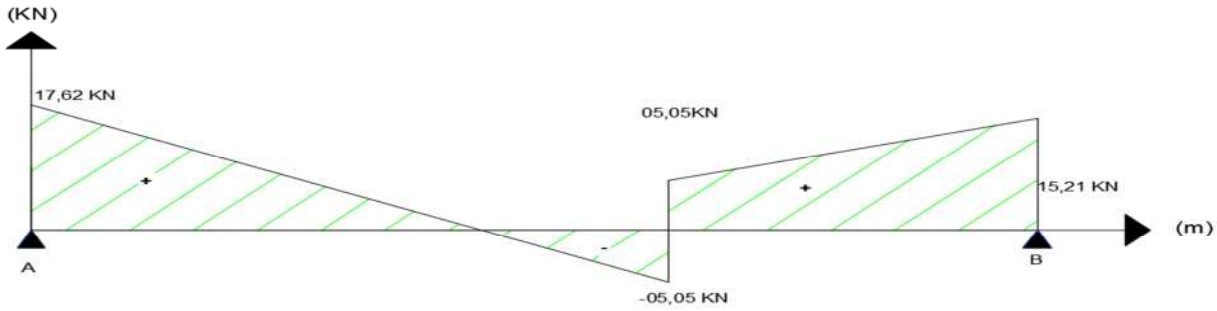


Figure III.2.10.diagramme des efforts tranchant à ELS.

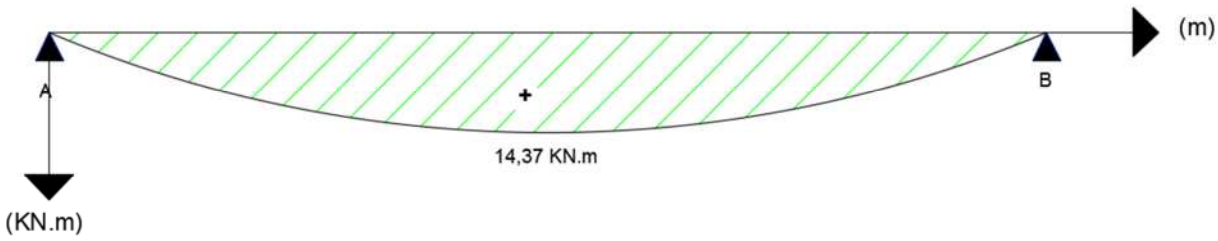


Figure III.2.11.diagramme des moments fléchissant à ELS.

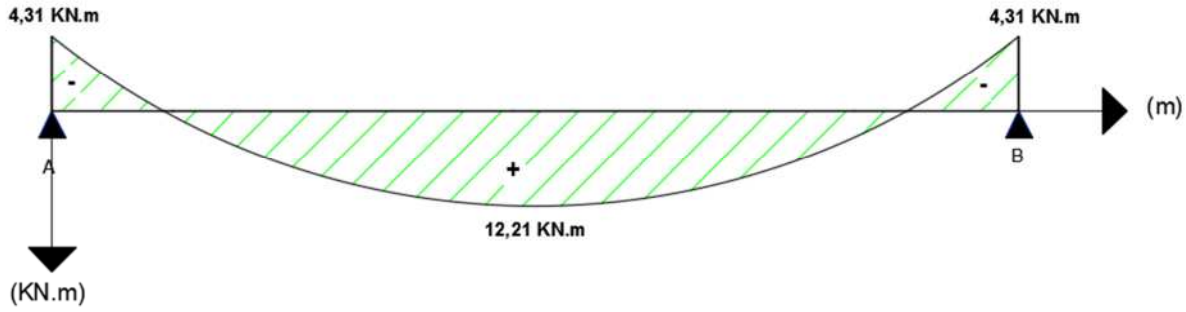


Figure III.2.12.diagramme des moments fléchissant avancé à ELS.

III.2.9. Calcul à ELS :

III.2.9.A. Etat limite de calcul de fissuration :

La fissuration étant peu-nuisible ⟶ aucune vérification n'est nécessaire.

III.2.9.B. Vérification des contraintes dans les aciers :

Il faut vérifier la condition en travée et en appuis :

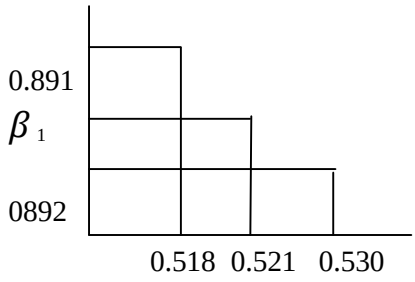
1. **En travée :**

On à : $M_{travée}$ = 12, 21 KN.m ; A_{st} = 6, 78 cm^2 (déjà calculé)

Donc : $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 13} = 0,521$

- **Interpolation : (de l'abaque)**

On à : ρ = 0,521



$\frac{0,891-0,892}{\beta-0,892} = \frac{0.530-0.518}{0.530-0.521}$

Donc : β = 0, 891

Avec : $\alpha = 3(1-\beta) = 3(1-0,891) = 0,327$

$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,327}{15(1-0.327)} = 0,0324$

Donc : $\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{12,21 \times 10^6}{0,891 \times 130 \times 6,78 \times 10^2} = 155,47$ MPa.

Finalement : σ_{st} = **155,47 MPa** $< \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$ = **348 MPa**

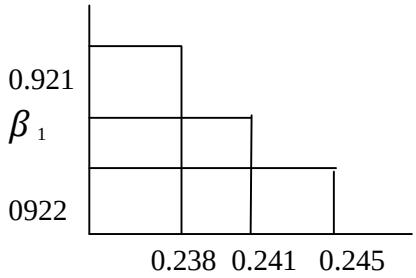
⟶ **Condition Vérifier.**

2. **Aux Appuis :**

On à : M_{Appuis} = 4, 31 KN.m ; A_{st} = 3, 14 cm^2 (déjà calculé)

Donc : $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$

- **Interpolation : (de l'abaque)**



On à : ρ = 241

$\frac{0,921-0,922}{\beta-0,922} = \frac{0.245-0.238}{0.245-0.241}$

Donc : β = 0, 921.

Avec : α= 3(1 –β) = 3(1 – 0,921) = 0,237

K = $\frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,237}{15(1-0.237)}$ = 0,0207

Donc : $\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{4,31\times10^6}{0,921\times130\times3,14\times10^2}$ = 114, 64 MPa.

Finalement : σ_{st} = **114, 64 MPa** $< \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$ = **348 MPa**

⟶ **Condition Vérifier.**

III.2.9.C. Vérification des contraintes dans le Béton : . $\boldsymbol{\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}}$

Avec : $\boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}}}$ = 0,6 × f_{c28} = 0,6 × 25 = 15 MPa.

- **En travée** : On à : $\sigma_{bc}=K\times\sigma_{st}$ = 0,0324 × 155, 47 = 5, 04 MPa

  $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ = 5,04 MPa< $\boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}}}$ = 15 MPa …… **condition vérifier.**

- **Aux appuis :** $\sigma_{bc}=K\times\sigma_{st}$ = 0,0207 × 114, 64 = 2, 37MPa

  $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ = 2, 37 MPa< $\boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}}}$ = 15 MPa …… **condition vérifier.**

Récapitulatif des contraintes :

Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travée	12, 21	6, 78	155, 47	5, 04	15
Appuis	4, 31	3, 14	114, 64	2, 37	15

Tableau III.2.3. Récapitulatif des contraintes

III.2.10. Etal limite de déformation : (Flèche) (Art B.6.5, 2 /BAEL 91)

Il faut vérifier que : $f = \frac{M_T^S \times l^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \overline{f}$ $\rightarrow \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{3400}{500} = 6,8$ mm

Avec :

- $\overline{f}$: la flèche admissible.
- M_S^T : moment fléchissant max en travée à ELS.
- E_v : Module de déformation différé. ($E_{v28} = 3700\ (25)^{1/3}$ = **10818,86 MPa)** voir chapitre -1-
- I_{fv} : inertie fictive pour les charges de longue durée :

Avec : $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1+\mu \times \lambda_V}$, $\mathbf{I_0}$ = moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section. ; **μ et λ_V** : Se sont des coefficients.

✓ **Position du centre de Gravité :**

$$\mathbf{Y_1} = \frac{\mathbf{b}.\frac{\mathbf{h^2}}{\mathbf{2}} + \mathbf{15}.\mathbf{A_{st}}.\mathbf{d}}{b.h+15.A_{st}} = \frac{(100 \times 112,5) + 15 \times 6,78 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 6,78} = \mathbf{7,\ 84\ cm^2}$$

$\mathbf{Y_2}$ = h – Y_1 = 15 – 7, 84 = **7, 16 cm²**

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à G :**

$$\mathbf{I_0 = (Y_1^3 + Y_2^3) \times \frac{b}{3} + 15.\ A_{st}\ (Y_2 - c)^2}$$

$I_0 = (7,84^3 + 7,16^3) \times (100/3) + 15 \times 6,78 \times (7,16 - 2)^2$

$I_0 = 31006,22\ cm^4$

✓ **Calcul des coefficients μ et λ_V :**

On à : $\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,00521$

Donc : $\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left[2 + \frac{3b_0}{b}\right] \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left[2 + 3.\frac{100}{100}\right] \times 0,00521} = 1,61$

λ_v = 1,61.

Et : $\mu = \max\left[1 - \frac{1{,}75\times f_{t28}}{4\times\rho\times\sigma_s + f_{t28}} ; 0\right]$

$\mu = \max\left[1 - \frac{1{,}75\times 2{,}1}{4\times 0{,}00521\times 155{,}47 + 2{,}1} ; 0\right] = \max[0{,}31 ; 0] = 0{,}31$

Donc : μ = 0, 31

Inertie fictive est donc de :

$I_{fv} = \frac{1{,}1\times I_0}{1+\mu\times\lambda_V} = \frac{1{,}1\times 31006{,}22}{1+0{,}31\times 1{,}61} = 22751{,}54\ cm^4$

I_{fv} = 22751, 54 cm^4.

D'où la flèche :

$f = \frac{M_S^T\times l^2}{10\times E_V\times I_{fv}} = \frac{12{,}21\times(3{,}40^2)}{10\times 10818{,}86\times 10^3\times 22751{,}54\times 10^{-8}}$ = **0, 0057 m**

Donc on à : **f = 5,7 mm < $\overline{f}$ = 6,8 mm**

⟶ **Condition de la flèche Vérifier.**

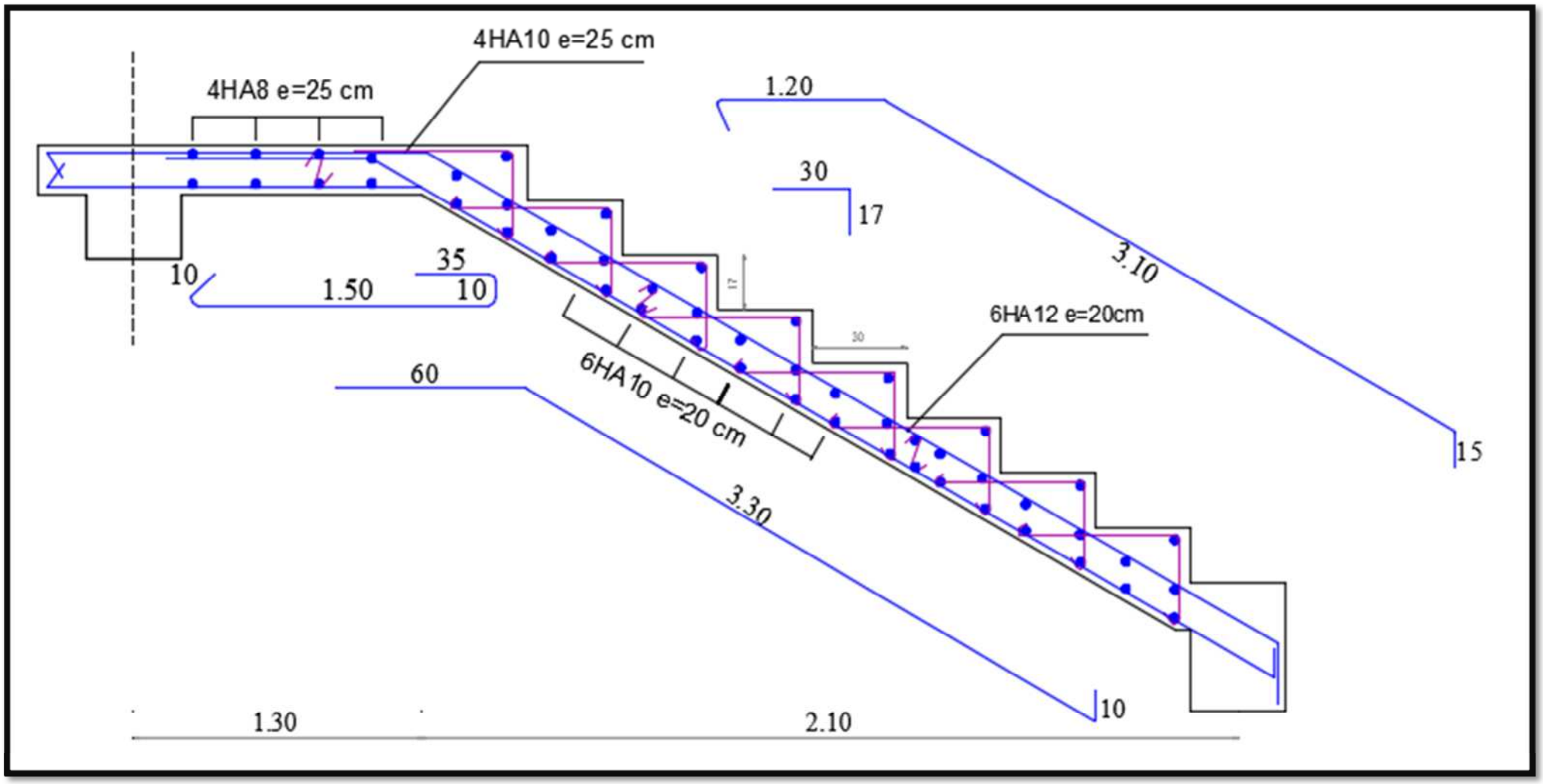


Figure III. Ferraillage de l'escalier.

III.3. Calcul du plancher

III.3.1.Introduction :

Le plancher est constitué de trois éléments :

- Nervure appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sont épaisseur est de 16 cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 4 cm, elle est armé d'un quadrillage (treillis soudés **TLE 520, $\emptyset \leq$ 6 mm**) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées.

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après le coulage de la dalle de compression.

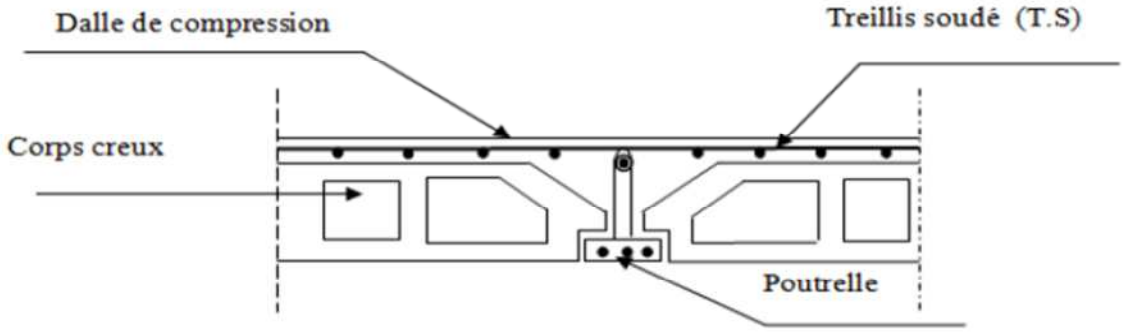


Figure III.3.1. Coupe transversale dans un plancher en corps creux

III.3.2. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé afin de :

1. Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciment à fort retrait.
2. Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines des charges localisées notamment de celle correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article (B.6, 8,423) du BAEL qui sont de :

1. 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
2. 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Donc le ferraillage est donné par les formules suivantes :

1. **Armatures perpendiculaire aux poutrelles :**

On à :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec : L : distance entre axe des poutrelles, soit ($50\ cm < L < 80\ cm$)

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\ cm^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 cm^2/ml$, avec un espacement $\mathbf{e_s = 20\ cm}$

2. **Armatures parallèle aux poutrelles :**

On à : $\mathbf{A_{//} = \frac{A_{\perp}}{4} = \frac{0{,}98}{4} = 0{,}25\ cm^2}$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.78\ cm^2/ml$; espacement de $\mathbf{e_s = 20\ cm}$

On opte pour un ferraillage de la dalle de compression de treillis soudé TLE 520 de dimension **(5×5×200×200)**

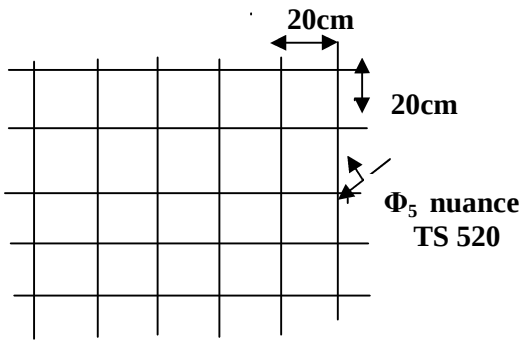


Figure III.3.2 : Treillis soudés

III.3.3 Etude de la poutrelle :

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

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

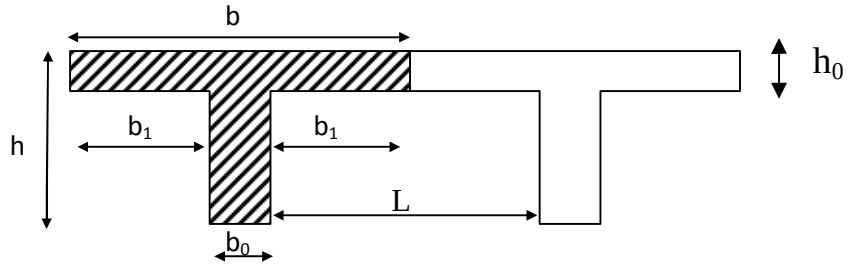


Figure III.3.4 Section en Té

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles **L'=65 cm** ;

l_1 : portée de la plus grande travée telle que **l_1 = 3,60 m** (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calcules ;

b_0 : largeur de la nervure (**b_0 = 12 cm**) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (**h_0 = 4 cm**) ;

Le calcule de la poutrelle se fait en deux étapes

- **1ére étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémisées .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à **0.95 KN / m^2** et la surcharge de l'ouvrier.

3. Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.12\times 0,04) \times 25 = 0,12$ KN/ml
4. Poids du corps creux : $G_2 = 0,95\times 0,65 = 0,62$ KN/ml
5. Surcharge des ouvriers : Q = 1 KN/ml

Avec : L= 65cm ; largeur de l'hourdis.

A. Ferraillage à ELU :

La combinaison de charge à considérée est :

q_u = 1,35 G + 1,5 Q avec : G = G_1 + G_2

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

q_u = 2,50 KN/ml

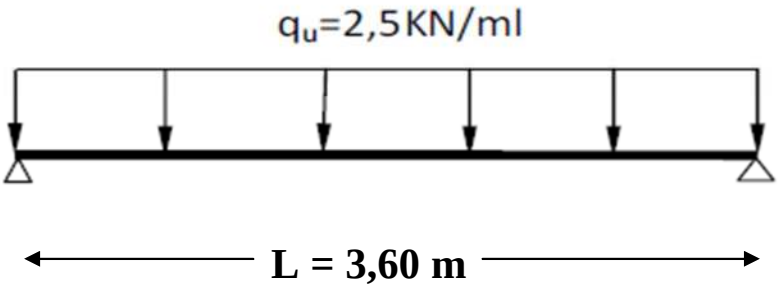


Schéma statique de la poutrelle et de son chargement

Avant coulage de la dalle de compression.

- **Moment Max en travée :**

$$M_u = \frac{q_{u\times L^2}}{8} = \frac{2{,}50\times 3{,}60^2}{8} = 4,\ 05\ \text{KN.m}$$

M_u = 4, 05 KN.m

- **Effort trenchant Max :**

$$V_u = \frac{q_{u\times L}}{2} = \frac{2{,}5\times 3{,}60}{2} = 4{,}5\ \text{KN.}$$

V_u = 4,5 KN

- **Ferraillage (section d'armature):**

Soit l'enrobage **c = 2cm**

La hauteur **d = h_0 - c = 4 - 2 = 2cm**

Soit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{4,05}{14,2\times0,12\times(0,02)^2} = 5,94 > \mu_1 = 0,392.$$

Donc la section est doublement armée.

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle **(12×4)**, il est possible de disposé deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

2éme étape : Apres coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est calculée comme une poutre continue. De section en Té partiellement encastrée à ses deux extrémités, elle supporte sont poids propre, le poids du corps creux et le poids de la dalle de compression, et les charge et surcharge revenant au plancher.

- **Largeur de la dalle de compression : (BAEL91/Art. A.4.1)**

La largeur est de : $b = 2b_1 + b_0$

Avec : $b_1 = \min\left\{\frac{L}{10} ; \frac{L'-b_0}{2}\right\}$ avec $6\,h_0 \leq b_1 \leq 8\,h_0$

Donc : $b_1 = \min\left\{\frac{360}{10} ; \frac{65-12}{2}\right\}$ donc : **b_1 = 26,5 cm**

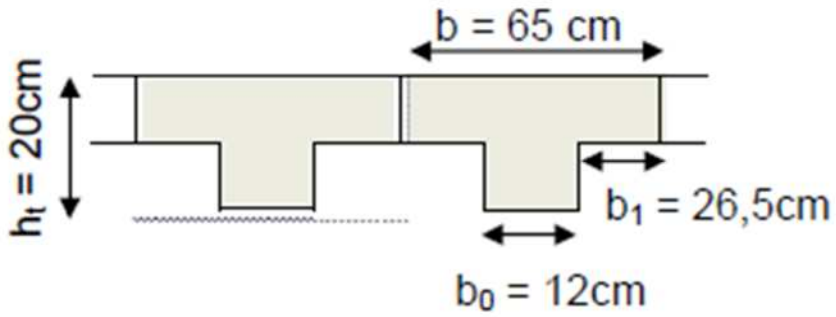


Figure III.4.5. Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

- **Charge et surcharge :**

1. Poids du plancher

➢ **Plancher étage courant**

Charges permanentes : G =5,45 x 0.65 = 3,542 KN/ml

Charges d'exploitations : Q =1.5 x 0.65 = 0.975 KN/ml

➢ **Plancher étage de service**

Charges permanentes : G =5,45×0.65=3,542 KN/ml

Chagres d'exploitations : Q=2 .5×0.65=1.625 KN/ml

➢ **Plancher terrasse inaccessible**

Charges permanentes : G = 5,74 × 0.65 = 3,731 KN/ml
Charges d'exploitations : Q = 1× 0.65 = 0.65 KN/ml

2. Combinaison de charges :

➢ **Plancher étage courant**

ELU : q_u= 1.35G +1.5Q=1.35x3, 542 +1,5x0.975=6,244 KN/ml
ELS : q_s=G+Q=3,542+0.975= 4.517 KN/ml

➢ **Plancher étage de service**

ELU : q_u= 1.35G +1.5Q=1.35x3, 542+1.5x1.625= 7,219 kN/ml
ELS : q_s=G+Q=3.542+1.625= 5.167 KN/ml

➢ **Plancher terrasse inaccessible**

ELU : q_u= 1.35G +1.5Q=1.35x3, 731+1..5x0, 65= 6,011 kN/ml
ELS : q_s=G+Q=3,731+0,65= 4,381 KN/ml

Remarque

On constate que le chargement pour le plancher étage de service est le plus défavorable.

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher d'étage de service pour le calcul du ferraillage.

Donc : **ELU : q_u = 7,219 KN/ml**

ELS : q_s = 5,167 KN/ml

III.3.4. Méthode de calcul :

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

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- Méthode des trois moments ;

Vérification des conditions de l'application de la méthode forfaitaire :

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies **(BAEL 91-A6, 2) :**

1. **Condition 1** : la valeur de la surcharge d'exploitation de la construction courante doit être égale ou plus à deux fois la charge permanente ou à 5KN/m^2

Donc : **$Q \leq$ max [2G ; 5 KN/m^2]**

On à **: 2G = 2× 5,45 = 10,9 KN/m^2**

Finalement Q=2,5 KN/m^2 < max [10,9 KN/m^2 ; 5 KN/m^2]

⟶ **Condition 1 Vérifiée**

2. **Condition 2 :** les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

⟶ **Condition 2 Vérifiée**

3. **Condition 3** : le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

Le rapport (L_{1-2} / L_{2-3}) = (3,4 / 3,6) = 0,94 ; il est compris entre 0,8 et 1,25.

⟶ **Condition 3 Vérifiée**

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable, à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

Conclusion : vu que toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

III.3.5. Exposé de la Méthode FORFAITAIRE :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison, c-a-d dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux même charges. Les valeurs forfaitaires adoptées doivent avoir recu la sanction de l'expérience.

1. Le rapport (α) des charges d'exploitation est la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\boldsymbol{\alpha = \frac{Q}{G+Q}}$$

2. Les valeurs $\mathbf{M_t}$, $\mathbf{M_w}$ et $\mathbf{M_e}$ doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.

Avec : $M_0 = \frac{q_{\times}L^2}{8}$; dont « L » longueur entre nus d'appuis.

- $\mathbf{M_w}$ et $\mathbf{M_e}$: moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- $\mathbf{M_t}$ **:** moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée :
- Le second nombre de l'inégalité n'est pas inférieur à $1{,}05M_0$

$$\mathbf{M_T \geq Max\ [1{,}05\ M_0\ ;\ (1\ +\ 0{,}3\alpha)\ M_0] - \frac{M_w - M_e}{2}}$$

- $\mathbf{M_T \geq \frac{1 + 0{,}3\alpha}{2}} M_0$ Dans une travée intermédiaire
- $\mathbf{M_T \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2}} M_0$ Dans une travée de rive.

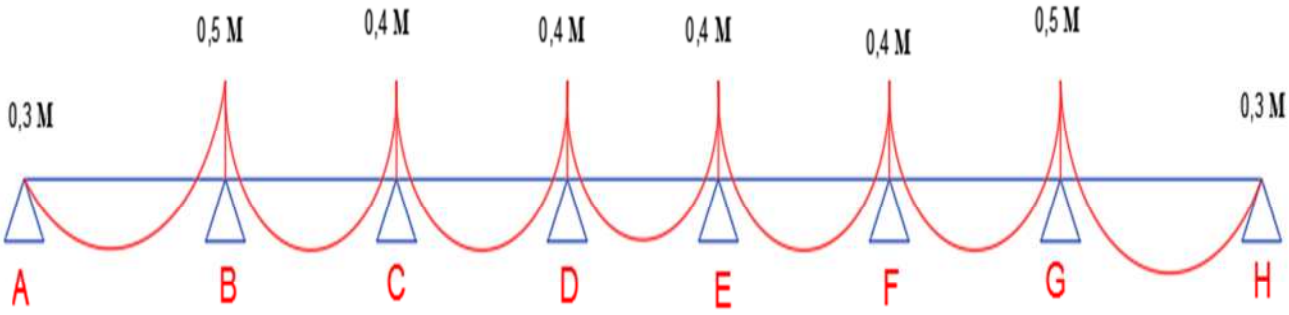
3. La valeur absolus de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 $\mathbf{M_0}$ ----► dans le cas d'une poutre à deux travées.

0.5 M_0 ----→ dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 ----→ dans le cas des autres appuis intermédiaire d'une poutre de plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (08) appuis, on aura le diagramme suivant :



Application de la méthode Forfaitaire :

On à :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec} : \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Donc : $\alpha = \frac{1{,}625}{3{,}542+1{,}625} = \mathbf{0{,}314}$ **, on à :** $0 \leq 0{,}314 \leq \frac{2}{3}$

⟶ **Condition vérifiée.**

A. <u>Calcul à ELU</u> : On à q_u = 7,219 KN/ml

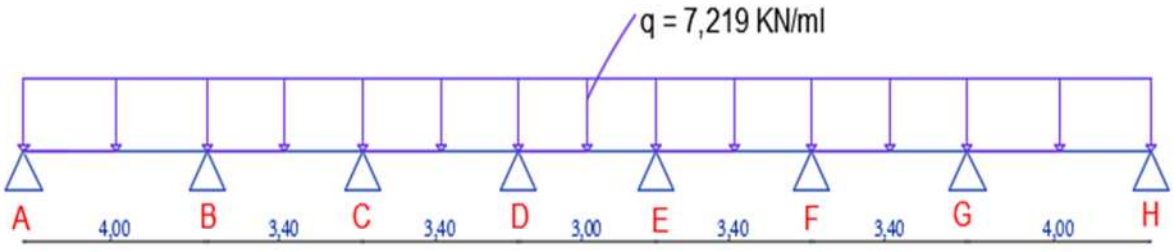


Figure III.4.6. Schéma statique de la poutrelle.

a) Calcul des moments fléchissant :

1. Calcul de moment isostatique :

$M_{01}= \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{7,219 \times 4^2}{8}$ = **14,43 kN.m**

$M_{02}= \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{7,219 \times 3,40^2}{8}$ = **10, 43 kN.m**

$M_{03}= \frac{q_u \times L_{CD}^2}{8} = \frac{7,219 \times 3,40^2}{8}$ =**10, 43 kN.m**

$M_{04}= \frac{q_u \times L_{DE}^2}{8} = \frac{7,219 \times 3^2}{8}$ = **8, 12 kN.m**

$M_{05}= \frac{q_u \times L_{EF}^2}{8} = \frac{7,219 \times 3,40^2}{8}$ = **10, 43 KN.m**

$M_{06}= \frac{q_u \times L_{FG}^2}{8} = \frac{7,219 \times 3,40^2}{8}$ = **10, 43 kN.m**

$M_{07}= \frac{q_u \times L_{GH}^2}{8} = \frac{7,219 \times 4^2}{8}$ = **14, 43 kN.m**

2. Calcul des moments aux appuis :

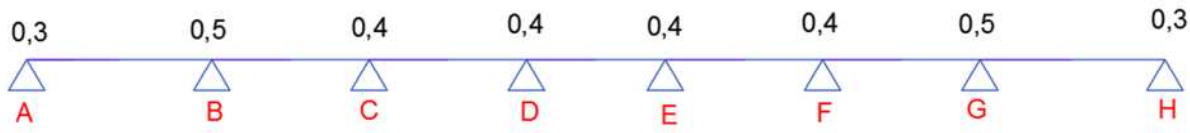


Figure III.4.7. Valeur des moments sur appuis.

Donc :

$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 14,43$= **4,33 kN.m**

$M_B = 0.5Max\ (M_{01}; M_{02}) = 0,5(14,43; 10, 43) = 0.5 \times 14,43$ = **7,215 kN.m**

$M_C = 0.4\ Max\ (M_{02}; M_{03}) = 0.4(10,43; 10,43) = 0.4 \times 10,43$ = **4,172 kN.m**

$M_D = 0.4\ Max\ (M_{03}; M_{04}) = 0.4(10,43; 8,12) = 0.4 \times 10,43$ = **4,172 kN.m**

$M_E = 0.4\ Max\ (M_{04}; M_{05}) = 0.4(8,12; 10,43) = 0.4 \times 10,43$ = **4,172 kN.m**

$M_F = 0.4\ Max\ (M_{05}; M_{06}) = 0.4(10,43; 10,43) = 0.4 \times 10,43$ = **4,172 kN.m**

$M_G = 0.5Max\ (M_{06}; M_{07}) = 0.5(10,43; 14,43) = 0.5 \times 14,43$ = **7,215 kN.m**

$M_H = 0.3M_{07} = 0.3 \times 14,43$ = **4,33 kN.m**

3. Calcul des moments en travées :

❖ Travée [AB] (Travée de rive) :

On à :

✓ $\mathbf{M_t^{AB} \geq Max\ [1,05\ M_{01};\ (1 + 0,3\alpha)\ M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2}}$

$M_t^{AB} \geq$ Max [15, 15; 15, 79] – $(\frac{4,33 + 7,215}{2})$

$\mathbf{M_t^{AB} \geq 10,02\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2 + 0,3(0,314)}{2} \times 14,43 = 9,34\ KN.m}$

$\mathbf{M_t^{AB} \geq 9,34\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{AB} = 10,02\ KN.m}$

❖ Travée [BC] (travée intermediaries) :

✓ $\mathbf{M_t^{BC} \geq Max\ [1,05\ M_{02};\ (1 + 0,3\alpha)\ M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2}}$

$M_t^{BC} \geq$ Max [10, 95; 11, 41] – $(\frac{7,215 + 4,172}{2})$

$\mathbf{M_t^{BC} \geq 05,73\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1 + 0,3(0,314)}{2} \times 10,43 = 05,70\ KN.m}$

$\mathbf{M_t^{BC} \geq 05,70\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{BC} = 05,73\ KN.m}$

❖ Travée [CD] (travée intermediaries) :

✓ $\mathbf{M_t^{CD} \geq Max\ [1,05\ M_{03};\ (1 + 0,3\alpha)\ M_{03}] - \frac{(M_C + M_D)}{2}}$

$M_t^{CD} \geq$ Max [10, 95; 11, 41] – $(\frac{4,172 + 4,172}{2})$

$\mathbf{M_t^{CD} \geq 07,24\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1 + 0,3(0,314)}{2} \times 10,43 = 05,70\ KN.m}$

$\mathbf{M_t^{CD} \geq 05,70\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{CD} = 07,24\ KN.m}$

❖ **Travée [DE] (travée intermediaries)**

✓ $\mathbf{M_t^{DE} \geq Max\ [1,05\ M_{04};\ (1 + 0,3\alpha)\ M_{04}] - \frac{(M_D + M_E)}{2}}$

$M_t^{DE} \geq$ Max [08, 52; 08, 88] – $(\frac{4,172 + 4,172}{2})$

$\mathbf{M_t^{DE} \geq 04,71\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1 + 0,3(0,314)}{2} \times 8,12 = 4,44\ KN.m}$

$\mathbf{M_t^{DE} \geq 04,44\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{DE} = 04,71\ KN.m}$

❖ **Travée [EF] (travée intermediaries)**

✓ $\mathbf{M_t^{EF} \geq Max\ [1,05\ M_{05};\ (1 + 0,3\alpha)\ M_{05}] - \frac{(M_E + M_F)}{2}}$

$M_t^{EF} \geq$ Max [10, 95; 11, 41] – $(\frac{4,172 + 4,172}{2})$

$\mathbf{M_t^{EF} \geq 07,26\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1 + 0,3(0,314)}{2} \times 10,43 = 05,70\ KN.m}$

$\mathbf{M_t^{EF} \geq 05,70\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{EF} = 07,26\ KN.m}$

❖ **Travée [FG] (travée intermediaries)**

✓ $\mathbf{M_t^{FG} \geq Max\ [1,05\ M_{06};\ (1 + 0,3\alpha)\ M_{06}] - \frac{(M_F + M_G)}{2}}$

$M_t^{FG} \geq$ Max [10, 95; 11, 41] – $(\frac{4,172 + 7,215}{2})$

$\mathbf{M_t^{FG} \geq 05,73\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{FG} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{06} = \frac{1 + 0,3(0,314)}{2} \times 10,43 = 05,70\ KN.m}$

$\mathbf{M_t^{FG} \geq 05,70\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{FG} = 05,73\ KN.m}$

❖ **Travée [GH] (travée de rive) :**

✓ $\mathbf{M_t^{GH} \geq Max\ [1,05\ M_{07};\ (1 + 0,3\alpha)\ M_{07}] - \frac{(M_G + M_H)}{2}}$

$M_t^{GH} \geq$ Max [15, 15; 15, 79] – $(\frac{7,215+4,330}{2})$

$\mathbf{M_t^{GH} \geq 10, 02\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{GH} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{07} = \frac{1,2+0,3(0,314)}{2} \times 14, 43 = 09, 34\ KN.m}$

$\mathbf{M_t^{GH} \geq 09, 34\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{GH} = 10, 02\ KN.m}$

4. Calcul des efforts trenchant :

❖ **Travée AB :**

On à: $T_A = [\frac{q_u \times L_{AB}}{2}] + [\frac{M_B - M_A}{L_{AB}}]$

$T_A = [\frac{7,219 \times 4}{2}] + [\frac{(-7,215-(-4,330)}{4}] = 13,71$ KN.

$\mathbf{T_A = 13,71\ KN}$

$T_B = [\frac{-q_u \times L_{AB}}{2}] + [\frac{M_B - M_A}{L_{AB}}]$

$T_B = [\frac{-7,219 \times 4}{2}] + [\frac{(-7,215-(-4,330)}{4}] = -15,16$ KN

$\mathbf{T_B = -15,16\ KN}$

❖ **Travée BC :**

$T_B = [\frac{q_u \times L_{BC}}{2}] + [\frac{M_C - M_B}{L_{BC}}]$

$T_B = [\frac{7,219 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-4,172-(-7,215)}{3,40}] = 13, 16$ KN

$\mathbf{T_B = 13, 16\ KN}$

$T_c = [\frac{-q_u \times L_{BC}}{2}] + [\frac{M_C - M_B}{L_{BC}}]$

$T_c = [\frac{-7,219 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-4,172-(-7,215)}{3,40}] = -11,37$ KN

$\mathbf{T_C = -11,37\ KN.}$

❖ **Travée CD :**

$T_c = [\frac{q_u \times L_{CD}}{2}] + [\frac{M_D - M_C}{L_{CD}}]$

$T_c = [\frac{7,219 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-4,172-(-4,172)}{3,40}] = 12, 27$ KN.

$\mathbf{T_C = 12, 27\ KN.}$

$$T_D = \left[\frac{-q_u \times L_{CD}}{2}\right] + \left[\frac{M_D - M_C}{L_{CD}}\right]$$

$$T_D = \left[\frac{-7,219 \times 3,40}{2}\right] + \left[\frac{(-4,172-(-4,172)}{3,40}\right] = -12,27 \text{ KN.}$$

T_D = -12, 27 KN.

❖ **Travée DE :**

$$T_D = \left[\frac{q_u \times L_{DE}}{2}\right] + \left[\frac{M_E - M_D}{L_{DE}}\right]$$

$$T_D = \left[\frac{7,219 \times 3,00}{2}\right] + \left[\frac{(-4,172-(-4,172)}{3,00}\right] = 10,83 \text{ KN.}$$

T_D = 10, 83 KN.

$$T_E = \left[\frac{-q_u \times L_{DE}}{2}\right] + \left[\frac{M_E - M_D}{L_{DE}}\right]$$

$$T_E = \left[\frac{-7,219 \times 3,00}{2}\right] + \left[\frac{(-4,172-(-4,172)}{3,00}\right] = -10,83 \text{ KN.}$$

T_E = -10, 83 KN.

❖ **Travée EF :**

$$T_E = \left[\frac{q_u \times L_{EF}}{2}\right] + \left[\frac{M_F - M_E}{L_{EF}}\right]$$

$$T_E = \left[\frac{7,219 \times 3,40}{2}\right] + \left[\frac{(-4,172-(-4,172)}{3,40}\right] = 12,27 \text{ KN.}$$

T_E = 12, 27 KN.

$$T_F = \left[\frac{-q_u \times L_{EF}}{2}\right] + \left[\frac{M_F - M_E}{L_{EF}}\right]$$

$$T_F = \left[\frac{-7,219 \times 3,40}{2}\right] + \left[\frac{(-4,172-(-4,172)}{3,40}\right] = -12,27 \text{ KN.}$$

T_F = -12, 27 KN.

❖ **Travée FG :**

$$T_F = \left[\frac{q_u \times L_{FG}}{2}\right] + \left[\frac{M_G - M_F}{L_{FG}}\right]$$

$$T_F = \left[\frac{7,219 \times 3,40}{2}\right] + \left[\frac{(-7,215-(-4,172)}{3,40}\right] = 11,37 \text{ KN}$$

T_F = 11, 37 KN.

$$T_G = \left[\frac{-q_u \times L_{FG}}{2}\right] + \left[\frac{M_G - M_F}{L_{FG}}\right]$$

$$T_G = \left[\frac{-7,219\times3,40}{2}\right] + \left[\frac{(-7,215-(-4,172)}{3,40}\right] = -13,16\ KN$$

T_G = -13, 16 KN.

❖ **Travée GH :**

$$T_G = \left[\frac{q_u\times L_{GH}}{2}\right] + \left[\frac{M_H-M_G}{L_{GH}}\right]$$

$$T_G = \left[\frac{7,219\times4,00}{2}\right] + \left[\frac{(-4,330-(-7,215)}{4,00}\right] = 15,16\ KN$$

T_G = 15, 16 KN.

$$T_H = \left[\frac{-q_u\times L_{GH}}{2}\right] + \left[\frac{M_H-M_G}{L_{GH}}\right]$$

$$T_H = \left[\frac{-7,219\times4,00}{2}\right] + \left[\frac{(-4,330-(-7,215)}{4,00}\right] = -13,71\ KN$$

T_H = -13, 71 KN.

❖ **Tableau recapitulative des resultants :**

Moments aux Appuis (KN.m)							
M_A	**M_B**	**M_C**	**M_D**	**M_E**	**M_F**	**M_G**	**M_H**
4 ,330	7,215	4,172	4,172	4,172	4,172	7,215	4,330
Moments en travées (KN.m)							
M_t^{AB}	**M_t^{BC}**	**M_t^{CD}**	**M_t^{DE}**	**M_t^{EF}**	**M_t^{FG}**	**M_t^{GH}**	
10,02	5,73	7,24	4,71	7,24	5,73	10,02	

Tableau III.6.1. Tableau récapitulative de moments en appuis et en travée.

5. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU :

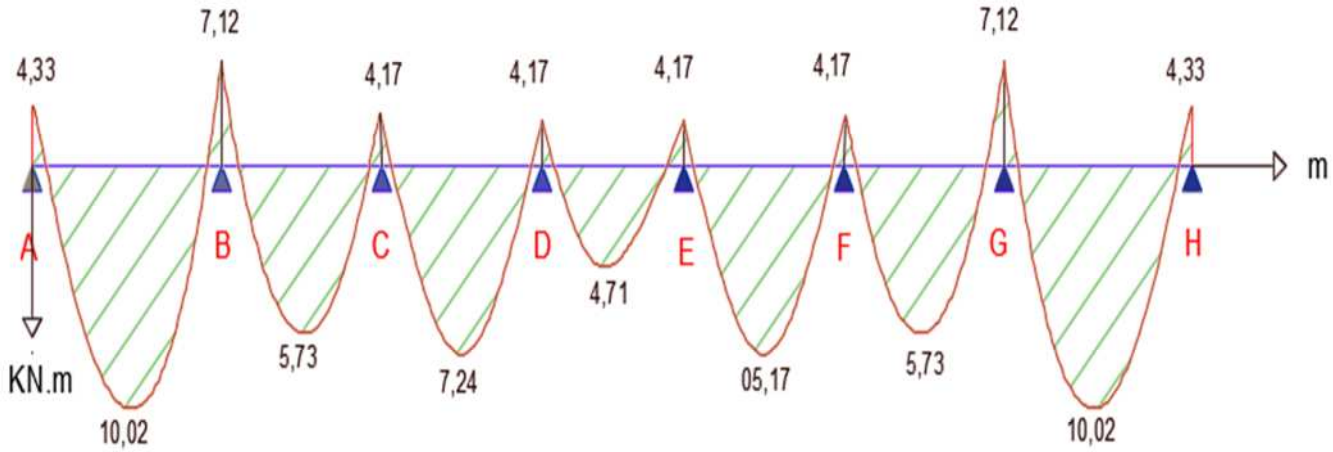


Figure III.4.8.Diagrammes des moments fléchissant à ELU

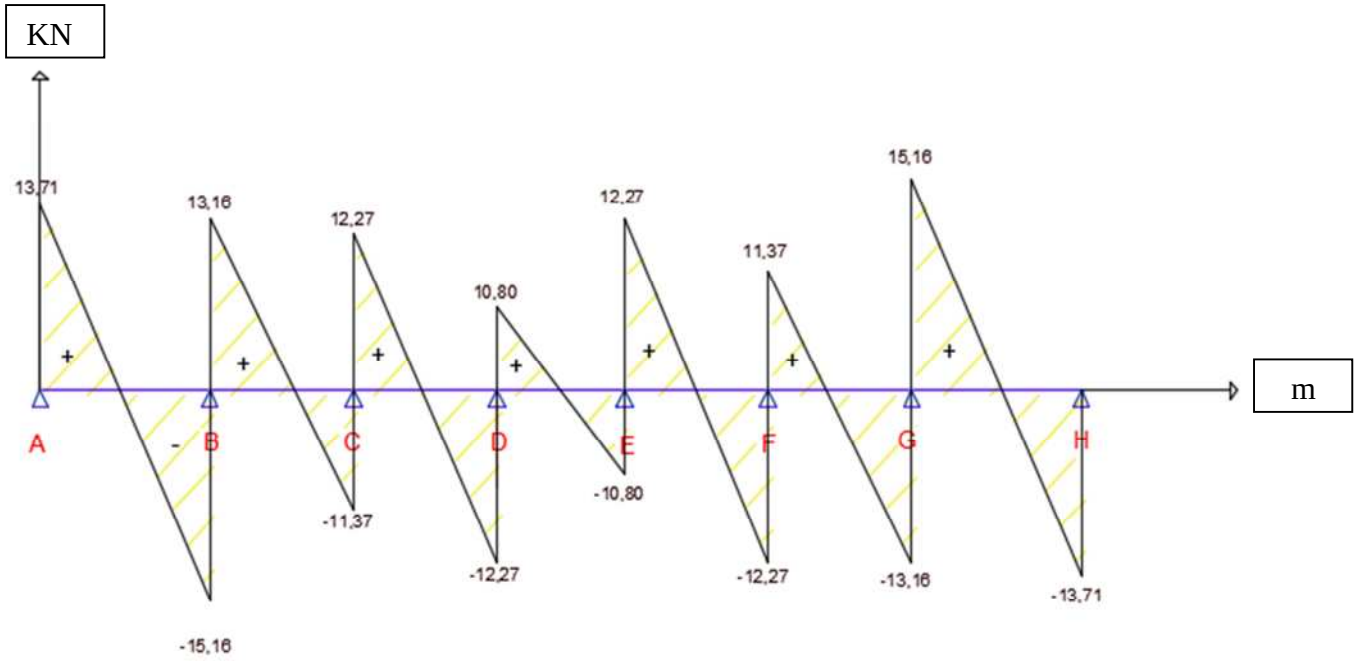


Figure III.4.9.Diagrammes des Efforts tranchant à ELU

III.3.6. Ferraillage à ELU :

a. Armatures longitudinales :

D'après nos calculs les moments max en appuis et en travées sont :

M_t^{max} = 10,02 KN.m ; M_a^{max} = 7,215 KN.m

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

b = 65cm; b_0=12cm; h = 20cm; h_0=4cm: d = 18cm

1. En travée :

On à: M_t^{max} = 10, 02 KN.m

Donc le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2}) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

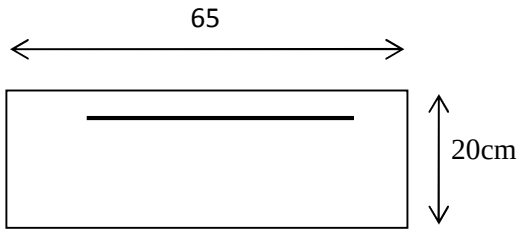
Donc : $M_t = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) \times 14,2 \times 10^3$

M_t = 59, 072 KN.m

On à Mt > M_t^{max} ⟶ l'axe neutre est dans la table de compression.

Donc :

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de section (65×20) cm^2.



$$\mu = \frac{M_t^{max}}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{10,02 \times 10^6}{14,2 \times 650 \times 180^2}$$

μ = 0,034

On à : μ=0,034 < μ_l = 0,392 ⟶ **S. S. A**

À partir des abaques : μ=0,034 donc β = 0,983.

$$\text{Donc : } A = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,02 \times 10^5}{0,983 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10= **2,35 cm^2 ; avec un espacement de e = $\frac{65}{3}$ = 20 cm**

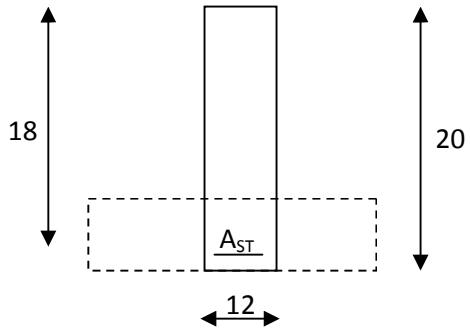
2. Aux Appuis :

On à : M_a^{max} = 7,215 KN.m

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

b_0 =12 cm et de hauteur h=20cm.

Donc :



$$\mu = \frac{M_a^{max}}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{7{,}215 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 180^2}$$

$$\mu = 0{,}130$$

On à : μ=0,130 < μ_l = 0,392 ⟹ **S. S. A**

À partir des abaques : μ=0,130 donc β = 0,930.

$$\text{Donc : } A = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7{,}215 \times 10^5}{0{,}930 \times 18 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 1{,}24 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a = 2HA12 = **2,26 cm²**

Soit **1HA12** filante et **1HA12** comme chapeau.

b. Armatures transversale : [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifie 99]

Il faut que : $\emptyset_t \leq \min\left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b_0}{10} \right\}$

Avec :

- $\emptyset_t$: diamètre des armatures transversales.
- $\emptyset_l$: diamètre des armatures longitudinales.

Donc : $\emptyset_t \leq \min\left\{ \frac{20}{35} ; \emptyset_l = 1 ; \frac{12}{10} \right\}$

$\emptyset_t$ = 0,571 cm ≅ 6mm soit : $\emptyset_t$ = 6 mm

On opte pour : **A_t = 2HA8 = 1,00 cm²**

- **Espacement des armatures transversales :**

On à $S_T \leq$ min [0,9.d ; 40 cm]

$S_T \leq$ min [0, 9.d=16, 2 cm; 40 cm] ; **S_T = 16, 2 cm**

On prend S_t = 15 cm constant le long de la poutrelle, la section des armatures transversale doit vérifier la condition suivante :

[Art A.5.1,23/BAEL 91modifie 99]

$\frac{A_T \times f_e}{b_0 \times S_T} \geq 0{,}4$ MPa → $\frac{1{,}00 \times 10^2 \times 400}{120 \times 150}$ = 2,22 MPa ≥ 0,4 MPa

⟶ **Condition Vérifier.**

III.3.7. Vérification à ELU :

1. Condition de non fragilité :

On à :

$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times ft28}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 12 \times 18 \times 2{,}1}{400}$ = 0,26 cm^2

Donc :

En travée : A_t= 2,35 cm^2 > A_{min}=0,26cm^2……**condition vérifiée.**

Aux appuis : Aa = 2.26cm^2 > A_{min}=0,26cm^2……....**condition vérifiée.**

2. Vérification de la contrainte tangentielle :

On à : T_u^{max} = 15,16 KN

✓ $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{15{,}16 \times 10^3}{120 \times 180}$ = 0,70 MPa

τ_u = 0,70 MPa

✓ $\overline{\tau_u}$ = min [$\frac{0{,}2 \times f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa] → = min [3,33 MPa ; 5 MPa]

$\overline{\tau_u}$ = 3,33 MPa

Donc on à : τ_u = 0,70 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 3,33 MPa ⟶ **Condition Vérifier**.

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement :

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$:

✓ $\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9 \times d \times \sum u_i}$ avec : $\sum u_i$ = n.∅.π = 3 ×10×3,14 = 94,2 mm

$$\tau_{se} = \frac{15{,}16 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 94{,}2} = 0{,}99 \text{ MPa}$$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = 0{,}99 MPa.}$$

✓ $\overline{\tau_{se}} = \Psi \times f_{t28}$ = 1,5× 2,1 = 3,15 MPa

$$\boldsymbol{\overline{\tau}_{se} = 3{,}15 \text{ MPa}}$$

On à : τ_{se} = 0,99 MPa < τ_{se} = 3,15 MPa ⟶ Condition Vérifier.

⟹ **Pas de risque d'entrainement de barre longitudinale.**

4. L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art A.5.1.313)

✓ **<u>Sur le Béton :</u>** $V_u^{max} < \overline{V}_u^{max}$

Il faut vérifier que : $\overline{V}_u^{max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$

$\overline{V}_u^{max}$ = 0,4× $\frac{25 \times 10^{-1}}{1,5}$×0,9×18×12 = 129,6 KN.

On : V_u^{max} = **15,16 KN** < V_u^{max} = **129,6 KN ……Vérifier.**

✓ **<u>Sur l'acier :</u>**

Il faut vérifier que : $A_{acier} \geq \frac{1,15}{f_e}\left[V_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{0,9.d} \right]$

Donc : A_{acier} = **2,26 cm²** $\geq \frac{1,15}{400}$ [15,16 + $\frac{7,215}{0,9 \times 18}$] = **0,045 cm²**

⟹ **Condition Vérifier.**

5. Ancrage des barres : BAEL91 [Art / A.5.1.32]

On à : $\overline{\tau_{su}}$ = 0,6. Ψ_s^2. f_{t28} ; avec : Ψ_s = **1,5** pour les HA.

Donc : $\overline{\tau_{su}}$ = 0,6× $(1,5)^2$× 2,1 = 2,83 MPa

La longueur de scellement doit être de : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \overline{\tau_{su}}} = \frac{1{,}00 \times 400}{4 \times 2{,}83}$ = 35,33 cm

Donc pour FeE400, acier HA : *l*s = 35,33 cm

- **La longueur d'ancrage hart crochet est de :**
  $L_c = 0{,}4 \times l_s = 0{,}4 \times 35{,}33 = 14$ cm

NB : les Règles du **BAEL 91 (A.6.1.21)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « $\mathbf{L_c}$ » est au moins égale à **0,4** $\mathbf{L_S}$ pour les aciers **H.A.**

6. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91/Art.A.5.1.1)

On à : V_u^{max} = 15,16 KN

- ✓ $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{15{,}16 \times 10^3}{650 \times 180}$ = 0,129 MPa

  τ_u = 0,129 MPa
- ✓ $\overline{\tau_u}$ = min [$\frac{0{,}2 \times f_{c28}}{\gamma_s}$; 5 MPa] → = min [4,34 MPa ; 5 MPa]

  $\overline{\tau_u}$ = 4,34MPa

Donc on à : τ_u = 0,129 MPa $< \overline{\tau_u}$ = 4,34 MPa ⟶ **Condition Vérifier**.

B. Ferraillage à ELS :

La combinaison de charge à considérée est :

ELS : q_s = 5,167 KN/ml

Avec : G= 3,542 KN/ml ; Q = 1,625 KN/ml ⟶ **q_s = G + Q**

Application de la méthode Forfaitaire :

On à :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec} \quad : \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Donc : $\alpha = \frac{1{,}625}{3{,}542+1{,}625} = 0{,}314$ **, on à :** $0 \leq 0{,}314 \leq \frac{2}{3}$

⟶ **Condition vérifiée.**

C. <u>Calcul à ELS</u>: On à q_s = 5,167 KN/ml

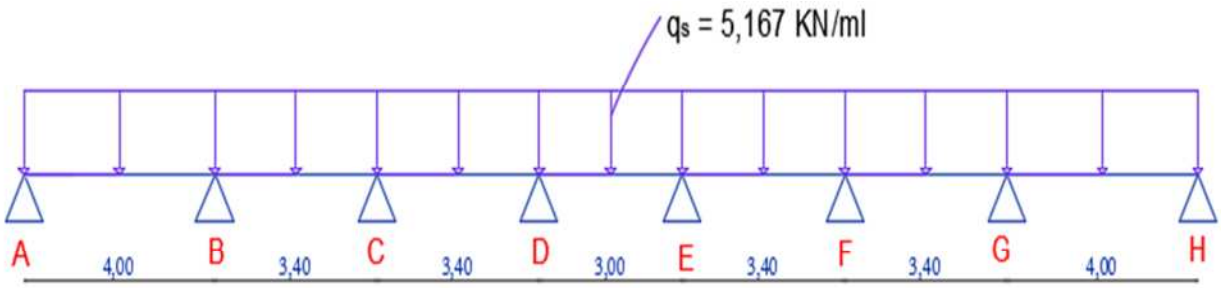


Figure III.4.10. Schéma statique de la poutrelle.

b) Calcul des moments fléchissant :

1. Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{q_S \times L_{AB}^2}{8} = \frac{5{,}167 \times 4^2}{8} = \mathbf{10,\ 33\ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_S \times L_{BC}^2}{8} = \frac{5{,}167 \times 3{,}40^2}{8} = \mathbf{7,\ 46\ kN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_S \times L_{CD}^2}{8} = \frac{5{,}167 \times 3{,}40^2}{8} = \mathbf{7,\ 46\ kN.m}$$

$M_{04}= \frac{q_S \times L_{DE}^2}{8} = \frac{5,167 \times 3^2}{8}$ = **5, 81 kN.m**

$M_{05}= \frac{q_S \times L_{EF}^2}{8} = \frac{5,167 \times 3,40^2}{8}$ = **7, 46 KN.m**

$M_{06}= \frac{q_S \times L_{FG}^2}{8} = \frac{5,167 \times 3,40^2}{8}$ = **7, 46 kN.m**

$M_{07}= \frac{q_S \times L_{GH}^2}{8} = \frac{5,167 \times 4^2}{8}$ = **10, 33 kN.m**

2. Calcul des moments aux appuis :

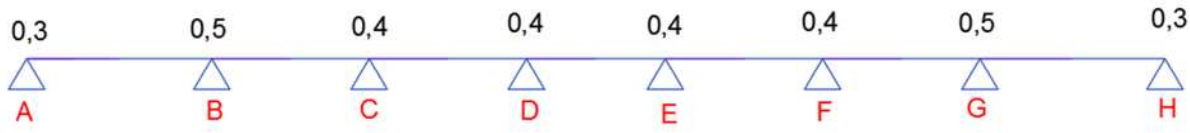


Figure III.4.11. Valeur des moments sur appuis.

Donc :

$M_A = 0.3M_{01} = 0.3$ x 10,33= **3,099 kN.m**

$M_B = 0.5$Max (M_{01}; M_{02}) = 0, 5(10,33; 7,46) = 0.5 x 10,33 = **5,165 kN.m**

$M_C = 0.4$ Max (M_{02}; M_{03}) = 0.4 (7,46; 7,46) = 0.4 x 7,46 = **2,984 kN.m**

$M_D = 0.4$ Max (M_{03}; M_{04}) = 0.4(7, 46; 5, 81) = 0.4 x 7, 46 = **2,984 kN.m**

$M_E = 0.4$ Max (M_{04}; M_{05}) = 0.4(5, 81; 7, 46) = 0.4 x 7,46 = **2,984 kN.m**

$M_F = 0.4$ Max (M_{05}; M_{06}) = 0.4(7, 46; 7, 46) = 0.4 x 7,46 = **2,984 kN.m**

M_G= 0.5Max (M_{06}; M_{07}) = 0.5(7, 46; 10,33) = 0.5 x 10,33 = **5,165 kN.m**

$M_H = 0.3M_{07} = 0.3$ x 10, 33 = **3,099 kN.m**

3. Calcul des moments en travées :

❖ **Travée [AB] (Travée de rive) :**

On à :

✓ $\mathbf{M_t^{AB} \geq Max\ [1, 05\ M_{01};\ (1 + 0,3\alpha)\ M_{01}] - \frac{(M_A + M_B)}{2}}$

$M_t^{AB} \geq$ Max [10, 84; 11, 30]– $(\frac{3,099 + 5,165}{2})$

$\mathbf{M_t^{AB} \geq 07, 17\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2 + 0,3(0,314)}{2} \times 10,33}$ = 6,68 KN.m

$\mathbf{M_t^{AB} \geq 06, 68\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{AB} = 07, 17\ KN.m}$

❖ **Travée [BC] (travée intermediaries) :**

✓ $\mathbf{M_t^{BC} \geq Max\ [1, 05\ M_{02}; (1 + 0,3\alpha)\ M_{02}] - \frac{(M_B + M_C)}{2}}$

$M_t^{BC} \geq$ Max [7,833; 8,163] – $(\frac{5,165 + 2,984}{2})$

$\mathbf{M_t^{BC} \geq 04, 08\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2}} M_{02} = \frac{1 + 0,3(0,314)}{2} \times 7,46 = 04,08$ KN.m

$\mathbf{M_t^{BC} \geq 04, 08\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{BC} = 04, 08\ KN.m}$

❖ **Travée [CD] (travée intermediaries) :**

✓ $\mathbf{M_t^{CD} \geq Max\ [1, 05\ M_{03}; (1 + 0,3\alpha)\ M_{03}] - \frac{(M_C + M_D)}{2}}$

$M_t^{CD} \geq$ Max [7, 83; 8, 16] – $(\frac{2,984 + 2,984}{2})$

$\mathbf{M_t^{CD} \geq 05, 17\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2}} M_{03} = \frac{1 + 0,3(0,314)}{2} \times 07,46 = 04, 08$ KN.m

$\mathbf{M_t^{CD} \geq 04, 08\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{CD} = 05, 17\ KN.m}$

❖ **Travée [DE] (travée intermediaries)**

✓ $\mathbf{M_t^{DE} \geq Max\ [1, 05\ M_{04}; (1 + 0,3\alpha)\ M_{04}] - \frac{(M_D + M_E)}{2}}$

$M_t^{DE} \geq$ Max [6, 10; 6, 36] – $(\frac{2,984 + 2,984}{2})$

$\mathbf{M_t^{DE} \geq 03, 37\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2}} M_{04} = \frac{1 + 0,3(0,314)}{2} \times 5, 81 = 3,18$ KN.m

$\mathbf{M_t^{DE} \geq 03, 18\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{DE} = 03, 37\ KN.m}$

❖ Travée [EF] (travée intermediaries)

✓ $\mathbf{M_t^{EF} \geq Max\ [1,\ 05\ M_{05};\ (1\ +\ 0,3\alpha)\ M_{05}] - \frac{(M_E + M_F)}{2}}$

$M_t^{EF} \geq$ Max [7, 83; 8, 16] – $(\frac{2,984 + 2,984}{2})$

$\mathbf{M_t^{EF} \geq 05,\ 17\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2}} M_{05} = \frac{1 + 0,3(0,314)}{2} \times 7,46 = 04,08$ KN.m

$\mathbf{M_t^{EF} \geq 04,\ 08\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{EF} = 05,\ 17\ KN.m}$

❖ Travée [FG] (travée intermediaries)

✓ $\mathbf{M_t^{FG} \geq Max\ [1,\ 05\ M_{06};\ (1\ +\ 0,3\alpha)\ M_{06}] - \frac{(M_F + M_G)}{2}}$

$M_t^{FG} \geq$ Max [7, 83; 8, 16] – $(\frac{2,984 + 5,165}{2})$

$\mathbf{M_t^{FG} \geq 04,\ 08\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{FG} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2}} M_{06} = \frac{1 + 0,3(0,314)}{2} \times 7,\ 46 = 4,\ 08$ KN.m

$\mathbf{M_t^{FG} \geq 04,\ 08\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{FG} = 04,\ 08\ KN.m}$

❖ Travée [GH] (travée de rive) :

✓ $\mathbf{M_t^{GH} \geq Max\ [1,\ 05\ M_{07};\ (1\ +\ 0,3\alpha)\ M_{07}] - \frac{(M_G + M_H)}{2}}$

$M_t^{GH} \geq$ Max [10, 84; 11, 30] – $(\frac{5,165 + 3,099}{2})$

$\mathbf{M_t^{GH} \geq 07,\ 17\ KN.m}$

✓ $\mathbf{M_t^{GH} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}} M_{07} = \frac{1,2 + 0,3(0,314)}{2} \times 10,\ 33 = 06,\ 68$ KN.m

$\mathbf{M_t^{GH} \geq 06,\ 68\ KN.m}$

On prend $\mathbf{M_t^{GH} = 07,\ 17\ KN.m}$

4. Calcul des efforts trenchant :

❖ **Travée AB :**

On à: $T_A = [\frac{q_s \times L_{AB}}{2}] + [\frac{M_B - M_A}{L_{AB}}]$

$T_A = [\frac{5,167 \times 4}{2}] + [\frac{(-5,165-(-3,099)}{4}] = 09,82$ KN.

T_A = 09, 82 KN

$T_B = [\frac{-q_s \times L_{AB}}{2}] + [\frac{M_B - M_A}{L_{AB}}]$

$T_B = [\frac{-5,167 \times 4}{2}] + [\frac{(-5,165-(-3,099)}{4}] = -10, 85$ KN

T_B = -10, 85 KN

❖ **Travée BC :**

$T_B = [\frac{q_s \times L_{BC}}{2}] + [\frac{M_C - M_B}{L_{BC}}]$

$T_B = [\frac{5,167 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-2,984-(-5,165)}{3,40}] = 09, 42$ KN

T_B = 09, 42 KN

$T_c = [\frac{-q_s \times L_{BC}}{2}] + [\frac{M_C - M_B}{L_{BC}}]$

$T_c = [\frac{-5,167 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-2,984-(-5,165)}{3,40}] = -08, 14$ KN

T_C = -08, 14 KN.

❖ **Travée CD :**

$T_c = [\frac{q_s \times L_{CD}}{2}] + [\frac{M_D - M_C}{L_{CD}}]$

$T_c = [\frac{5,167 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-2,984-(-2,984)}{3,40}] = 08, 78$ KN.

T_C = 08, 78 KN.

$T_D = [\frac{-q_s \times L_{CD}}{2}] + [\frac{M_D - M_C}{L_{CD}}]$

$T_D = [\frac{-5,167 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-2,984-(-2,984)}{3,40}] = -08, 78$ KN.

T_D = -08, 78 KN.

❖ **Travée DE :**

$T_D = [\frac{q_s \times L_{DE}}{2}] + [\frac{M_E - M_D}{L_{DE}}]$

$T_D = [\frac{5,167 \times 3,00}{2}] + [\frac{(-2,984-(-2,984)}{3,00}] = 07,75$ KN.

T_D = 07, 75 KN.

$T_E = [\frac{-q_s \times L_{DE}}{2}] + [\frac{M_E - M_D}{L_{DE}}]$

$T_E = [\frac{-5,167 \times 3,00}{2}] + [\frac{(-2,984-(-2,984)}{3,00}] = -07,75$ KN.

T_E = -07, 75 KN.

❖ **Travée EF :**

$T_E = [\frac{q_s \times L_{EF}}{2}] + [\frac{M_F - M_E}{L_{EF}}]$

$T_E = [\frac{5,167 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-2,984-(-2,984)}{3,40}] = 08,78$ KN.

T_E = 08, 78 KN.

$T_F = [\frac{-q_s \times L_{EF}}{2}] + [\frac{M_F - M_E}{L_{EF}}]$

$T_F = [\frac{-5,167 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-2,984-(-2,984)}{3,40}] = -08,78$ KN.

T_F = -08, 78 KN.

❖ **Travée FG :**

$T_F = [\frac{q_s \times L_{FG}}{2}] + [\frac{M_G - M_F}{L_{FG}}]$

$T_F = [\frac{5,167 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-5,165-(-2,984)}{3,40}] = 08,14$ KN

T_F = 08, 14 KN.

$T_G = [\frac{-q_s \times L_{FG}}{2}] + [\frac{M_G - M_F}{L_{FG}}]$

$T_G = [\frac{-5,167 \times 3,40}{2}] + [\frac{(-5,165-(-2,984)}{3,40}] = -09,42$ KN

T_G = -09, 42 KN.

❖ **Travée GH :**

$$T_G = [\frac{q_s \times L_{GH}}{2}] + [\frac{M_H - M_G}{L_{GH}}]$$

$$T_G = [\frac{5,167 \times 4,00}{2}] + [\frac{(-3,099-(-5,165)}{4,00}] = 10,85 \text{ KN}$$

T_G = 10, 85 KN.

$$T_H = [\frac{-q_s \times L_{GH}}{2}] + [\frac{M_H - M_G}{L_{GH}}]$$

$$T_H = [\frac{-5,167 \times 4,00}{2}] + [\frac{(-3,099-(-5,165)}{4,00}] = -09,82 \text{ KN}$$

T_H = -09, 82 KN.

❖ **Tableau recapitulative des resultants :**

Moments aux Appuis (KN.m)							
M_A	**M_B**	**M_C**	**M_D**	**M_E**	**M_F**	**M_G**	**M_H**
3,099	5,165	2,984	2,984	2,984	2,984	5,165	3,099
Moments en travées (KN.m)							
M_t^{AB}	**M_t^{BC}**	**M_t^{CD}**	**M_t^{DE}**	**M_t^{EF}**	**M_t^{FG}**	**M_t^{GH}**	
07,17	04,08	05,17	03,37	05,17	04,08	07,17	

Tableau III.6.2. Tableau récapitulative de moments en appuis et en travée.

5. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS :

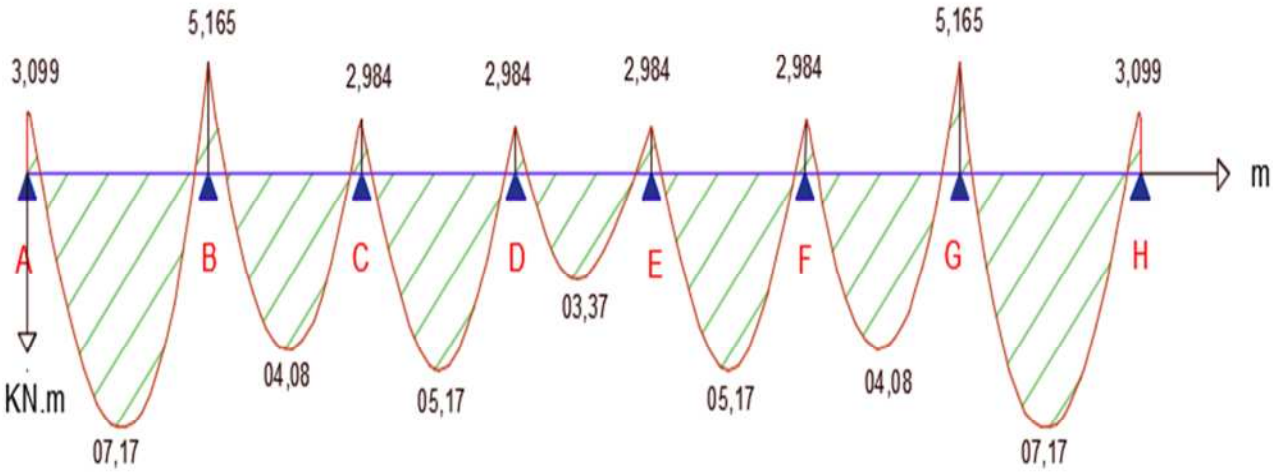


Figure III.4.11.Diagrammes des moments fléchissant à ELS

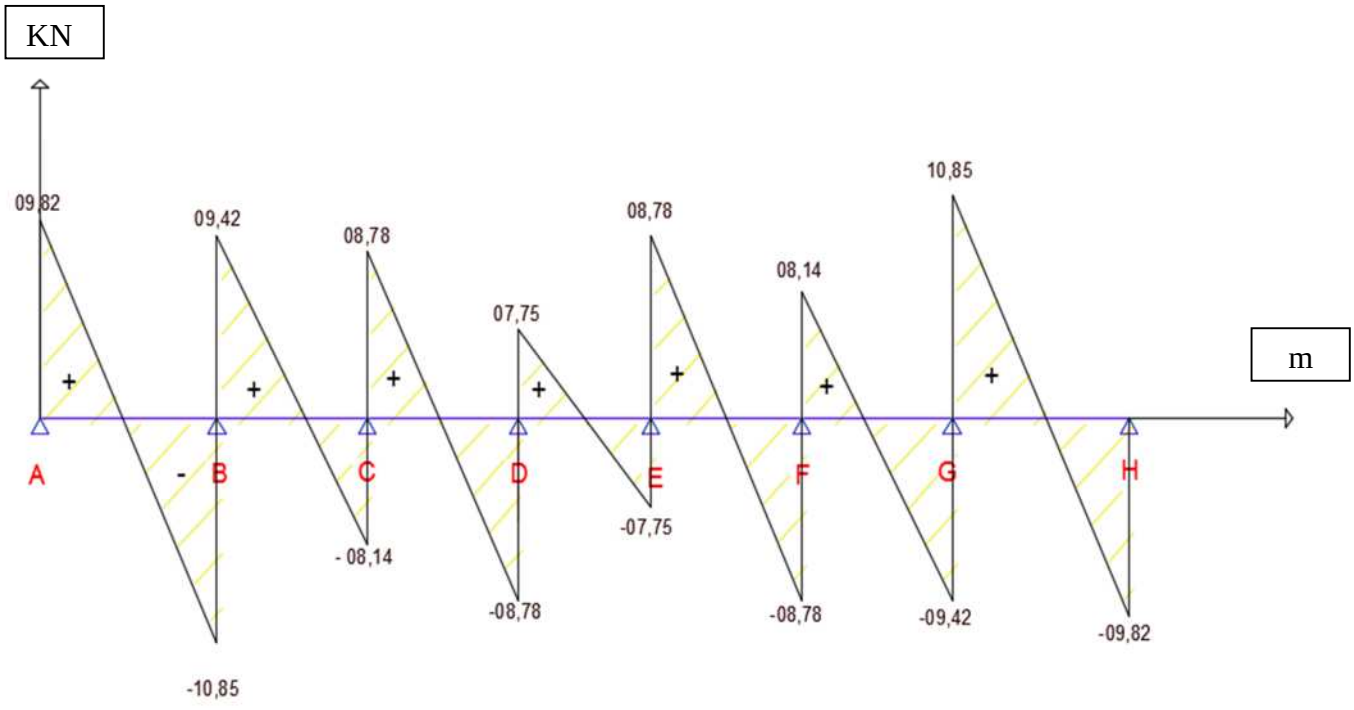


Figure III.4.12.Diagrammes Efforts tranchant à ELS

III.3.8. Vérification à ELS :

i. Etat limite d'ouverture de fissure : 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.

ii. Etat limite de résistance à la compression du Béton : Art. A.4.5, 2 /BAEL91

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

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa, et : σ_{bc} = K. σ_s

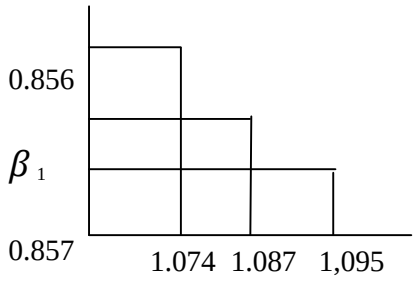
On à: $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_S}$

✓ **En Travée :** calcul de β : **(avec $A_{s.travée}$ = 2,35 cm^2)**

On à : $\rho = \frac{100 \times A_S}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} =$ **1,087**

De l'abaque (avec interpolation) :

On à : ρ = 1,087



$\frac{0,856-0,857}{\beta-0,857} = \frac{1,095-1,074}{1,095-1,087}$

Donc : β = 0,856

Avec : α= 3(1 –β) = 3(1 – 0,856) = 0,432

K = $\frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,432}{15(1-0,432)}$ = 0, 0507

Donc : $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_S} = \frac{7,17 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 2,35 \times 10^2}$ **= 198, 02 MPa**

σ_{bc} = K. σ_s = 0,0507 × 198,02 = **10 MPa**

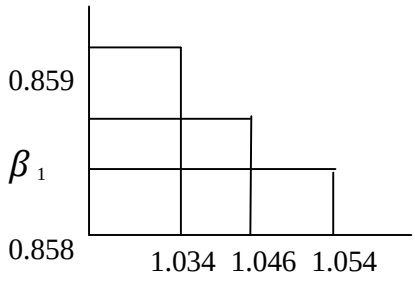
On à : σ_{bc} = 10 MPa $\leq \overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa ⟹ **condition Vérifier.**

✓ **Aux appuis :** calcul de β : **(avec $A_{s.travée}$ = 2,26 cm^2)**

On à : $\rho = \frac{100 \times A_S}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046$

De l'abaque (avec interpolation) :

On à : $\rho = 1,046$



$\frac{0,859-0,858}{\beta-0,858} = \frac{1,054-1,034}{1,054-1,046}$

Donc : β = 0,858

Avec : $\alpha = 3(1-\beta) = 3(1-0,858) = 0,426$

$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,426}{15(1-0,426)} = 0,0495$

Donc : $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_S} = \frac{5,165 \times 10^6}{0,858 \times 180 \times 2,26 \times 10^2} = \mathbf{148\ MPa}$

$\sigma_{bc} = K.\ \sigma_s = 0,0495 \times 148 = \mathbf{7,32\ MPa}$

On à : $\sigma_{bc} = 7,32MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$ ⟹ **condition Vérifier.**

iii. **Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispensé de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \times \frac{M_T}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Condition 1 : $\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,055 < \frac{1}{16} = 0,0625$ **condition non vérifier.**

La 1 ère condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

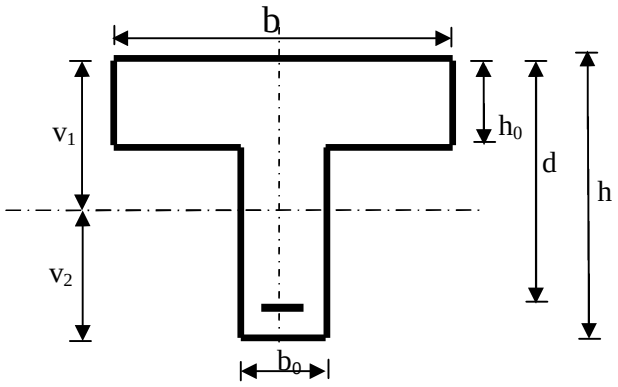
iv. Calcul de la flèche : (Art B.6.5, 2 /BAEL 91)

Il faut vérifier que : $f = \frac{M_S^T \times l^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \overline{f}$ $\rightarrow \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2$ mm

Avec :

- $\overline{f}$: la flèche admissible.
- M_S^T : moment fléchissant max en travée à ELS.
- E_v : Module de déformation différé. ($E_{v28} = 3700\ (25)^{1/3}$ = **10818,86 MPa)** voir chapitre -1-
- I_{fv} : inertie fictive pour les charges de longue durée :

Avec : $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_V}$, **I_0** = moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section. ; **μ et λ_V** : Se sont des coefficients.



✓ **Aire de la section homogénéisée :**

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

= **[**12×20] + [$(65-12) \times 4 + 15 \times 2,26$]

B_0 = 485, 9 cm^2

✓ **Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe xx:**

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

$S / _{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18$

$S / _{xx}$ = 3458, 5 cm^3

✓ **Position du centre de Gravité :**

$V_1 = \frac{S / xx}{B_0} = \frac{3458,5}{485,9}$ = 7, 12 cm^2

V_2 = $h - V_1 = 20 - 7.12$ =**12, 88 cm^2**

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à G :**

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

$$I_0 = \frac{12}{3}((7,12)^3 + (12,88)^3) + (65-12)\times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7,12 - \frac{4}{2})^2\right] + 15\times 2,35(12,88-2)^2.$$

$$\mathbf{I_0 = 20003,45\ cm^4}$$

✓ **Calcul des coefficients μ et λ_V :**

On à : $\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12\times 18} = 0,0108$

Donc : $\lambda_v = \frac{0,02\times f_{t28}}{\left[2+\frac{3b_0}{b}\right]\times\rho} = \frac{0,02\times 2,1}{\left[2+\frac{36}{65}\right]\times 0,0108} = 1,52$

$$\mathbf{\lambda_v = 1,52.}$$

Et : $\mu = \max\left[1 - \frac{1,75\times f_{t28}}{4\times\rho\times\sigma_s + f_{t28}}\ ; 0\right]$

$\mu = \max\left[1 - \frac{1,75\times 2,1}{4\times 0,0108\times 198,02 + 2,1}\ ; 0\right] = \max[0,65\ ; 0] = 0,65$

Donc : μ = 0,65

Inertie fictive est donc de :

$I_{fv} = \frac{1,1\times I_0}{1+\mu\times\lambda_V} = \frac{1,1\times 20003,45}{1+0,65\times 1,52} = 11068,30\ cm^4$

$$\mathbf{I_{fv} = 11068,30\ cm^4.}$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_S^T\times l^2}{10\times E_V\times I_{fv}} = \frac{7,17\times(3,60^2)}{10\times 10818,86\times 10^3\times 11068,30\times 10^{-8}} = \mathbf{0,0070\ m}$$

Donc on à : $\mathbf{f = 0,0070\ m < \overline{f} = 0,0072\ m}$

⟶ **Condition de la flèche Vérifier.**

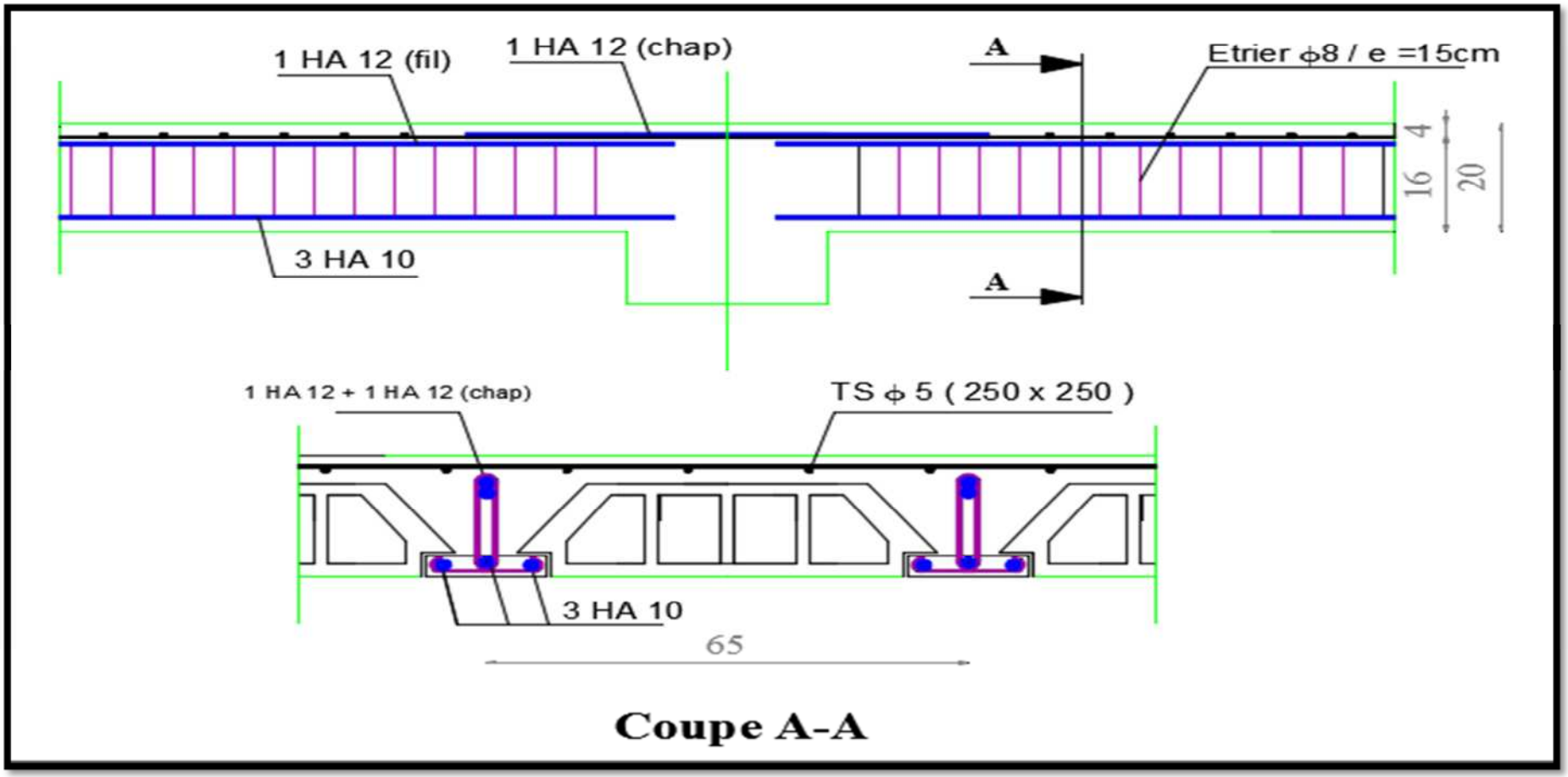


Figure.III.4.13. plan de Ferraillage du Plancher.

III.4.Salle machine

III.4.1.Introduction

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée de 9 tonnes ; répartie sur une surface de **(1 × 1) m^2** transmise par le système de levage de l'ascenseur. On doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettent de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurent le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimension **(1,25 × 1,35) m^2** appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau de **90 tonnes.**

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée. Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III.4.2. Dimensionnement :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, sont calcule se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $\mathbf{h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{125}{30} = 4{,}16\ cm}$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12 cm selon le **RPA**, donc on opte pour une hauteur de $\mathbf{h_t = 15\ cm}$

NB : la dalle qui supporte la salle machine est en béton armé avec une épaisseur de h_t = 15 cm

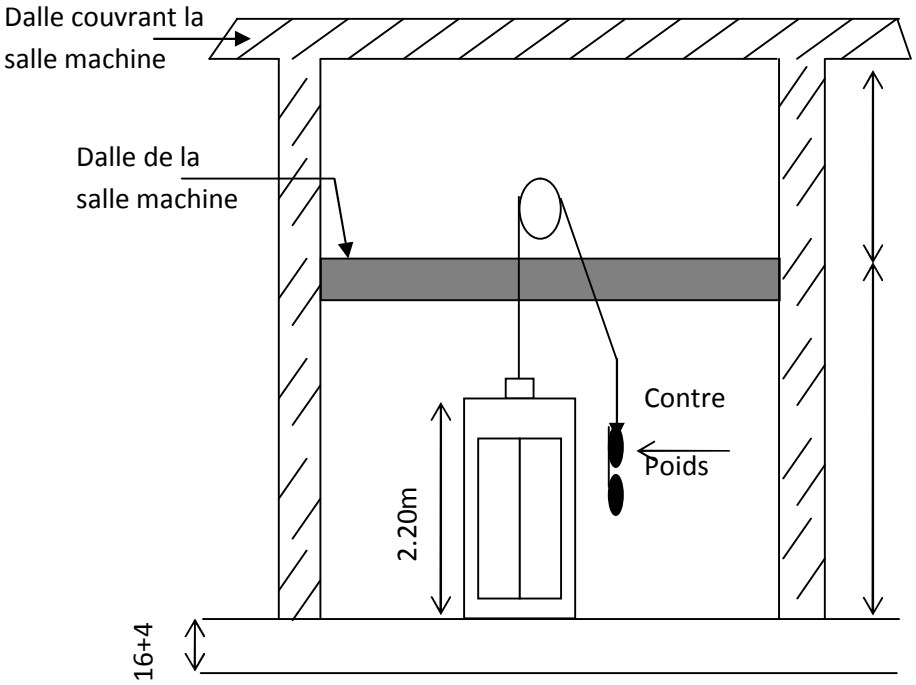


Figure III.4.1. Représentation schématique de la sale machine

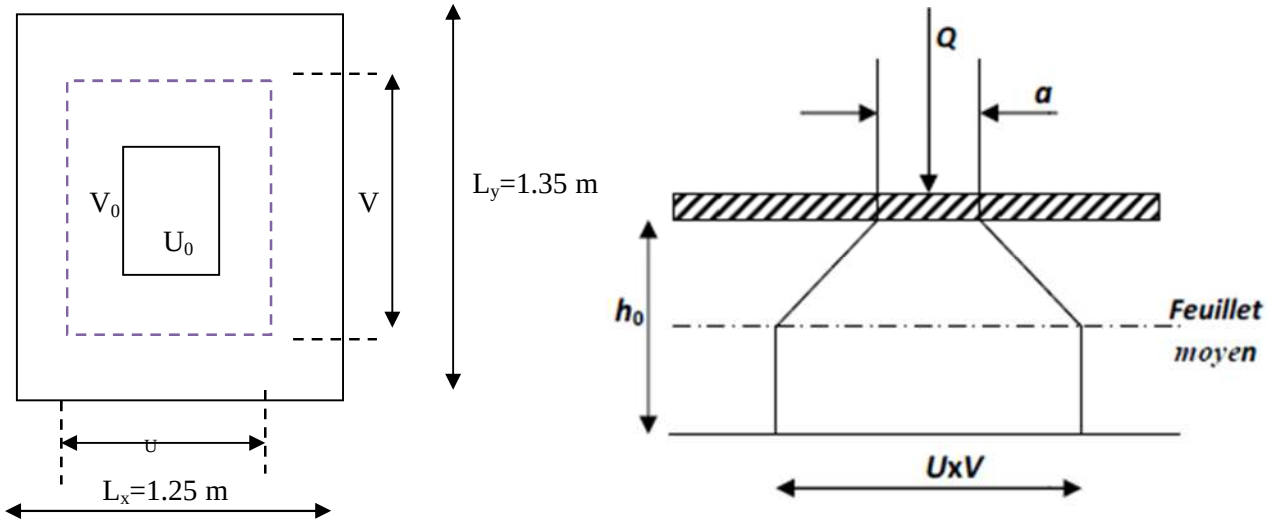


Figure III.4.2. Schémas statique de la salle machine.

On à :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases}$$

Avec : **(U_0 et V_0) = 100 cm** (coté de rectangle dans laquelle q est concentré).

U et V : surface d'impacte au niveau du feuillet moyen.

h_0 = 15 cm (hauteur de la dalle) ; **e= 5cm** (épaisseur du revêtement) ;

ξ **= 1** revêtement de béton.

Donc :

$$\begin{cases} U = 100 + 2\times1\times5 + 15 = 125 \text{ cm} \\ V = 100 + 2\times1\times5 + 15 = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

NB : les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à l_x et l_y

On à :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,25}{1,35} = 0,90$$

Donc : **$0.4 \leq \rho \leq 1$** ⟹ **la dalle travaille dans les deux sens.**

III.4.3. Calcul des moments M_X et M_Y (au centre du panneau) :

1. Les moments M_{x1} et M_{Y1}, du centre de levage :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

Avec:

ν : coefficient de poisson ; $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

M_1 et M_2 : sont des coefficients en fonction de $(\rho\ ;\ \frac{U}{l_x}\ ;\frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Apres interpolation :

$$\left.\begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,9 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{125}{125} = 1 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{125}{135} = 0,92 \end{array}\right\} \quad M_1 = 0,046 \quad , M_2 = 0,035$$

✓ **A ELU :**

$$M_{1x} = q \times M_1$$

$$M_{1y} = q \times M_2$$

Avec : $q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35\times 90 + 1,5\times 0 = 121,5$ KN/ml

Donc :

$M_{1x} = 121,5 \times 0,046 =$ **5,60 KN.m**

$M_{1Y} = 121,5 \times 0,035 =$ **4, 25 KN.m**

2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle:

On à :

$$\begin{cases} M_{2X} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{2X} \end{cases}$$

Avec :

$\boldsymbol{\mu_x}$ **et** $\boldsymbol{\mu_y}$: coefficients donnés en fonction de ρ

A l'ELU : $\rho = 0,9$ (de l'abaque) :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

Donc :

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35$ x $(25\times 0,15+22\times 0,05) + 1,5$ x $1 =$ **8,05 KN/ml**

D'ou:

$M_{2X} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0458\times 8,05\times (1,25)^2 =$ **0,576 KN.m**

$M_{y2} = \mu_y \times M_{2X} = 0,778 \times 0,576 =$ **0, 448 KN.m**

3. Superposition des moments:

$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 5,600 + 0,576 =$ **6,176 KN.m**

$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2.} = 4,250 + 0,448 =$ **4, 700 KN.m**

Vérification : $\frac{M_Y}{M_X} = \frac{4,700}{6,176} = 0,76 > 0,25$ ⟶ **condition Vérifier.**

III.4.4. Ferraillage à ELU :

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

En tenant compte du semi-encastrement de la dalle. On réduit le moment calculé (sur appuis et sur travée), ils seront réduits de 0,85 en travée, et de 0,3 en appuis :

- **Dans le sens x-x (suivant la petite portée) :**

$M^x_{travée} = 0,85 \times 6, 176 = 5,25$ KN.m

$M^x_{appuis} = 0,3 \times 6,176 = 1,85$ KN.m

✓ **En travée :**

On à :

$$M_t = f_{bu}. b.d^2. \mu_b \longrightarrow \mu_b = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2}$$

$$\mu_b = \frac{5,25\times10^3}{100\times14,2\times13^2} = 0,022 \Longrightarrow \boldsymbol{\beta = 0,989}$$

Soit : $\mathbf{A_{st}} = \frac{M_T}{\beta\times d\times\sigma_s} = \frac{5,25\times10^3}{0,989\times13\times\frac{400}{1,15}} = 1,17\ cm^2$

On à : $\mathbf{A_{st} = 1,17\ cm^2}$ **, soit 4HA10 = 3, 14 cm^2.**

(Avec un espacement de e=25cm)

✓ **aux appuis :**

On à :

$$M_a = f_{bu}. b.d^2. \mu_b \longrightarrow \mu_b = \frac{M_a}{f_{bu}.b.d^2}$$

$$\mu_b = \frac{1,85\times10^3}{100\times14,2\times13^2} = 0,008 \Longrightarrow \boldsymbol{\beta = 0,996}$$

Soit : $\mathbf{A_{st}} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,85 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times \frac{400}{1,15}} = 0,411\ cm^2$

Soit 4HA10 = 3, 14 cm^2, avec e = 25 cm.

- **Dans le sens Y-Y (selon la grande portée) :**

$M^y_{travée} = 0,85 \times 4, 700 = 3, 995$ KN.m

$M^y_{appuis} = 0,3 \times 4, 700 = 1,410$ KN.m

✓ **En travée :**

On à :

$$M_t = f_{bu}.\ b.d^2.\ \mu_b \longrightarrow \mu_b = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2}$$

$\mu_b = \frac{3,995 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 13^2} = 0,016 \Longrightarrow \boldsymbol{\beta = 0,992}$

Soit : $\mathbf{A_{st}} = \frac{M_T}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,995 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times \frac{400}{1,15}} = 0,89\ cm^2$

On à : **A_{st} = 0,89 cm^2 , soit 4HA10 = 3, 14 cm^2.**

(Avec un espacement de e=25cm)

✓ **aux appuis :**

On à :

$$M_a = f_{bu}.\ b.d^2.\ \mu_b \longrightarrow \mu_b = \frac{M_a}{f_{bu}.b.d^2}$$

$\mu_b = \frac{1,41 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 13^2} = 0,006 \Longrightarrow \boldsymbol{\beta = 0,997}$

Soit : $\mathbf{A_{st}} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,41 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times \frac{400}{1,15}} = 0, 31\ cm^2$

Soit **4HA10 = 3, 14 cm^2**, avec e = 25 cm

III.4.5. Vérification à ELU :

1. condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL91)

On à : $W_x = (A_{min} / b.h_0) \rightarrow A_{min} \geq W_x = W_0 \times b \times h_0 \times (\frac{3-\rho}{2})$

Avec :

- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,9$
- $\mathbf{A_{min}}$: Section minimale d'armature.
- **S** : section totale du béton.
- $\mathbf{W_0}$: taux d'armature dans chaque direction (ρ_0 =0,8 ‰ , donc pour les aciers de HA, FeE400 , W_0 = 0,0008)

Donc:

$$A_{min} \geq 0,0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-0,9}{2}\right) = 1,26 \text{ cm}^2$$

On à : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,20 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **condition Vérifier.**

✓ **En travée En appuis**

$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min}$

$A_y = 3,14 > A_{min}$

2. Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier : $\phi_{max} \leq h/10 = 150/10 = 15$ mm

$\phi = 10$ mm $< \phi_{max} = 15$ mm $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

3. Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale :

- **Sens principale : ($A_x \parallel L_{x)}$:**

$S_t = \min(3h, 25 \text{ cm}) = \min(30; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow$ (**condition Vérifier**)

- **Sens secondaire : ($A_y \parallel L_{y)}$:**

$S_t = \min(3h, 25 \text{ cm}) = \min(30; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow$ (**condition Vérifier**)

4. Vérification au non poinçonnement (BAEL91/art : A.5.2. 42) :

La condition est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- Q_u : charge de calcul à ELU.
- μ_c : périmètre de contour. $\mu_c = 2 (U+V) = 2 (1, 25 + 1, 25) = 5$ m
- h = épaisseur totale de la dalle.

Donc : $Q_u = 9$ tonnes $\leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 562,5$ KN

$Q_u = 9$ tonnes $\leq 56,25$ tonnes → **condition vérifier.**

Donc les armatures transversales sont inutiles.

5. Contrainte tangentielle :

Les efforts max au voisinage de la charge :

- **Au milieu de U :**

$$T_{max} = V_u = \frac{P}{3l_y} = \frac{9}{3 \times 1,35} = \mathbf{2,22\ t}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_{max} = V_u = \frac{P}{l_x + 2l_y} = \frac{9}{1,25 + 2 \times 1,35} = \mathbf{2,28\ t}$$

On doit Vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$

Avec : $\overline{\tau_u}$ = min [0,13.f_{c28} ; 5 MPa] = 3, 25 MPa.

Donc : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{2,28 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 0,0017 \leq \overline{\tau_u} = 3,25$ MPa. → **Condition vérifié.**

✓ **A ELS :**

1. Les moments M_{x1} et M_{Y1}, du centre de levage :

Ils sont donnés par la formule :

$M_{x1} = q\,(M_1 + \nu M_2)$

$M_{y1} = q\,(M_2 + \nu\, M_1)$

Avec: $q_s = P = 9$ tonnes. , $M_1 = 0,046$, $M_2 = 0,035$, $\nu = 0,2$ (ELS)

Donc:

$M_{x1} = 90\,(0,046 + 0,2\times0,035) = 4,77$ KN.m

$M_{y1} = 90\,(0,035 + 0,2\times0,046) = 3,98$ KN.m

2. Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

On à : $q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85$ KN.m

Et à ELS $\rho = 0,9$ donc :

- $\boldsymbol{\mu_x = 0,0529}$
- $\boldsymbol{\mu_y = 0,846}$

D'où :

$M_{2X} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0529 \times 5,85 \times (1,25)^2 =$ **0, 48 KN.m**

$M_{y2} = \mu_y \times M_{2X} = 0,846 \times 0,48 =$ **0, 40 KN.m**

3. Superposition des moments :

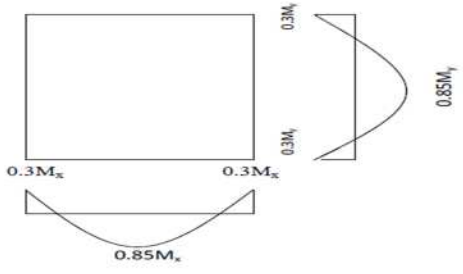
$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 4,77 + 0,48 =$ **2, 30 KN.m**

$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2.} = 3,98 + 0,40 =$ **1, 60 KN.m**

Remarque

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

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



4. Vérification de la contrainte du béton :

Aucune vérification n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ , avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

✓ **Selon le sens X-X :**

❖ **En travée :**

$M^x_{travée} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 2,30 = 1,95$ KN.m

Et : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,25}{1,95} = 2,69$

De : $\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2}$ on à : $\mu_u = 0,0022 \longrightarrow$ (de l'abaque) $\alpha = 0,045$

Donc : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2,69-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,095$

Finalement : $\alpha = 0,045 < 1,095 \longrightarrow$ **condition vérifier.**

❖ **Aux appuis :**

$M^x_{appuis} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 2,30 = 0,69$ KN.m

Et : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,85}{0,69} = 2,68$

De : $\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu}.b.d^2}$ on à : $\mu_u = 0,028 \longrightarrow$ (de l'abaque) $\alpha = 0,057$

Donc : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2,68-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,09$

Finalement : $\alpha = 0,057 < 1,09 \longrightarrow$ **condition vérifier.**

✓ **Selon le sens Y-Y**

En travée :

$M^y_{travée} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 1,60 = 1,36$ KN.m

Et : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3,995}{1,36} = 2,94$

De : $\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu}.b.d^2}$ on à : μ_u = 0, 0035 ⟶ (de l'abaque) α = 0,056

Donc : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2,94-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,22.$

Finalement : α = 0,056 < 1, 22 ⟶ **condition vérifier.**

✓ **Aux appuis :**

M^x_{appuis} = 0,3 × M_x = 0,3 × 1,60 = 0, 48 KN.m

Et : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,41}{0,48}$ = 2,93

De : $\mu_u = \frac{M_a}{f_{bu}.b.d^2}$ on à : μ_u = 0,0004 ⟶ (de l'abaque) α = 0,011

Donc : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{7,61-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,215$

Finalement : α = 0,011 < 1,215 ⟶ **condition vérifier.**

5. **Etat limite de fissuration:(BAEL99 Art 4.5.32)**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

III.4.6. Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{t.u}}{10.M_0}$
2. $\frac{A_X}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{f_e}$

Avec :

- h : hauteur de la dalle
- M_{tu} : moment en travée dans le sens x-x
- M_x : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour 1 m de largueur.
- A_x : section d'armature /ml
- b : largeur de la bande ; égale à 1m
- d : hauteur utile de la bande.

Donc :

1. $\frac{h}{l_x} = \frac{15}{125}$ = 0,12 cm

Et : $\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{5,25}{20 \times 2,30}$ = 0, 10 cm

On à : $\frac{h}{l_x} > \frac{M_{t.u}}{10.M_0}$ **condition vérifier.**

2. $\frac{A_X}{b_0 \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$ **condition vérifier.**

Conclusion :

Apres toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferraillage suivant :

- **Sens x-x :**
  - Appuis : **4HA10** = 3, 14 cm²/ml avec un espacement S_t = 25 cm
  - Travée : **4HA10** = 3, 14 cm²/ml avec un espacement S_t = 25 cm

- **Sens y-y :**
  - Appuis : **4 HA10** = 3, 14 cm²/ml avec un espacement S_t = 25 cm
  - Travée : **4 HA10** = 3, 14 cm²/ml avec un espacement S_t = 25 cm

III.4.7 Schéma de ferraillage de la dalle pleine de la salle machine :

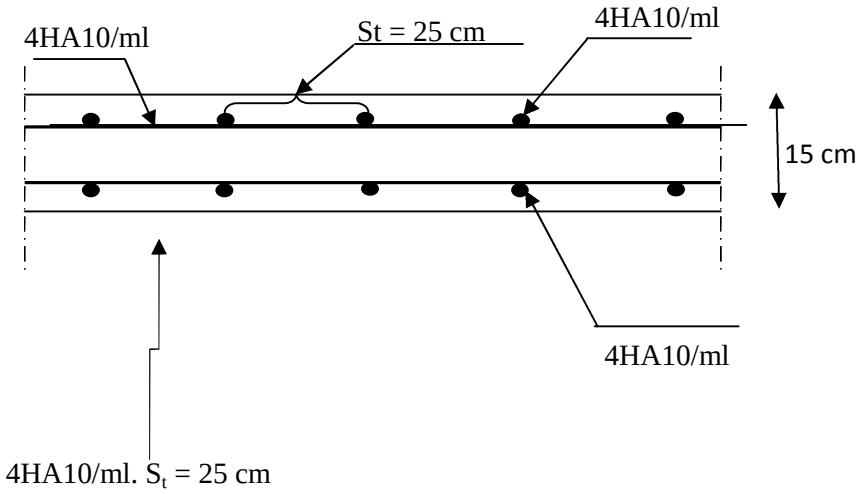


Figure III.4.3 Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x-x.

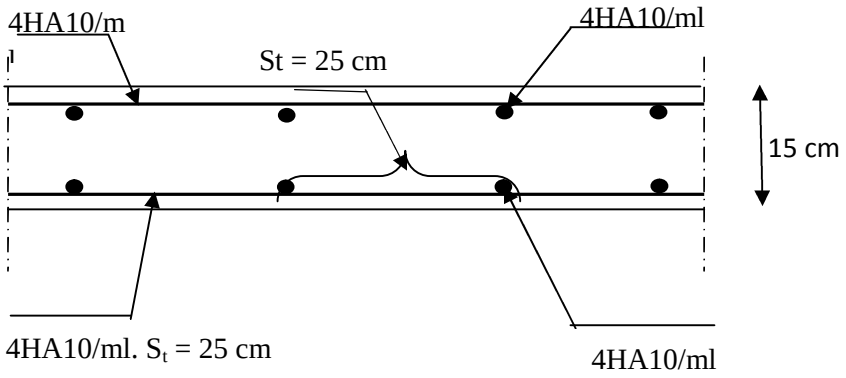


Figure III.4.4 Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y.

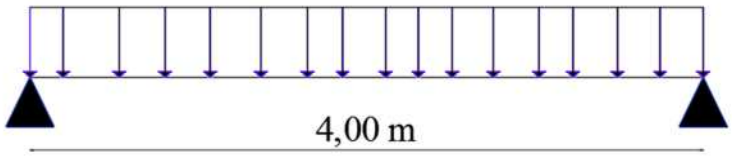
III.5.Poutre de chainage

III.5.1. Définition :

La poutre de chainage, est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les consoles entre elle. Elle supporte son poids propre et le poids du plancher ainsi que le poids de la cloison.

III.5.2. Dimensionnement de la poutre de chainage :

a. Le dimensionnement :

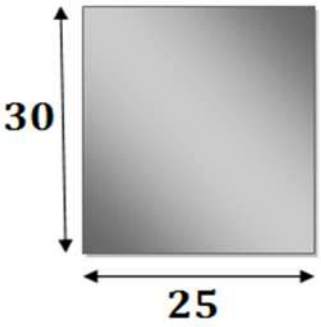


- <u>La hauteur :</u>

  On a L_{max} = 400 cm

  L = 400 – 25 = 375 cm

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Longrightarrow \frac{375}{15} = \mathbf{22,5} \leq h \leq \frac{375}{10} = \mathbf{37,5}$$



  - On opte pour : **h = 30 cm**

- <u>La largeur :</u>

  0.4 x (35) < b < 0.7 x (35) $\Longrightarrow$ 14 < b < 24,5

On prend : **b = 25 cm**

- **Vérification du rapport** $\frac{h}{b}$: on à : $\frac{h}{b} = \frac{30}{20}$ = 1,5 < 4 …. Condition vérifié.

b. Evaluation des charges :

- **Charges permanentes :**

- Le poids du plancher ……5, 45× ($\frac{0,65}{2}$) = **1,77 *KN/ml.***
- Le poids de la poutre……25×0,25×0,30 = **1,875 *KN/ml.***
- Le poids de la cloison…….....2,54×2,86 = **7, 26 *KN/ml.***

Le poids propre totale est de : **G = 10, 90 KN/ml**

- **La surcharge d'exploitation :**

Q = 1,5 × (0,65 /2) = 0, 49 KN/ml.

(Avec : 1,5 la surcharge du plancher d'étage courant)

c. Combinaison de charge :

- **ELU : q_u = 1,35 G + 1,5 Q**
  q_u = 1,35 (10,90) + 1,5 (0,49) = **15, 45 KN/ml**

- ELS : q_s = G + Q
  q_s = 10,90 + 0,49 = **11, 39 KN/ml**

III.6.3. Calcul des efforts à ELU :

- Le schéma statique à ELU est :

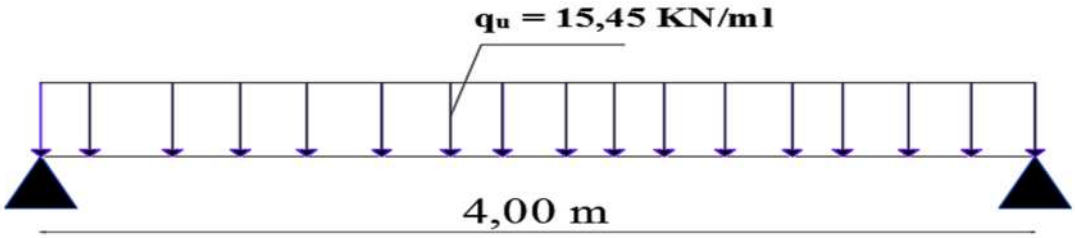


Figure III.5.1. Schéma de chargement à ELU.

A- Le moment isostatique :

$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,45 \times 4^2}{8}$ = **30, 9 KN.m**

B- L'effort trenchant :

$\mathbf{T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,45 \times 4}{2}}$ **= 30, 9 KN**

Remarque : compte tenue du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivant :

- **En travée** : $M_{tr} = 0,85 \times M_t = 0,85 \times 30,9 =$ **26, 26 KN.m**
- **En appuis** : $M_{ap} = - 0,3 \times M_A = - 0,3 \times 30,9 =$ **-9, 27 KN.**

- **Les réactions d'appuis :**

$\sum F = 0$

$R_A + R_B = q_u \times l$ → donc : $R_A + R_B = 15, 45 \times 4 = 61, 8$ KN

$\sum M/A = 0$

$q_u \times l \times \frac{l}{2} - R_B \times l = 0$ → $R_B = 30, 9$ KN

→ Donc : **$R_A = R_B = 30, 9$ K N**

- **Diagramme des efforts interne à ELU**

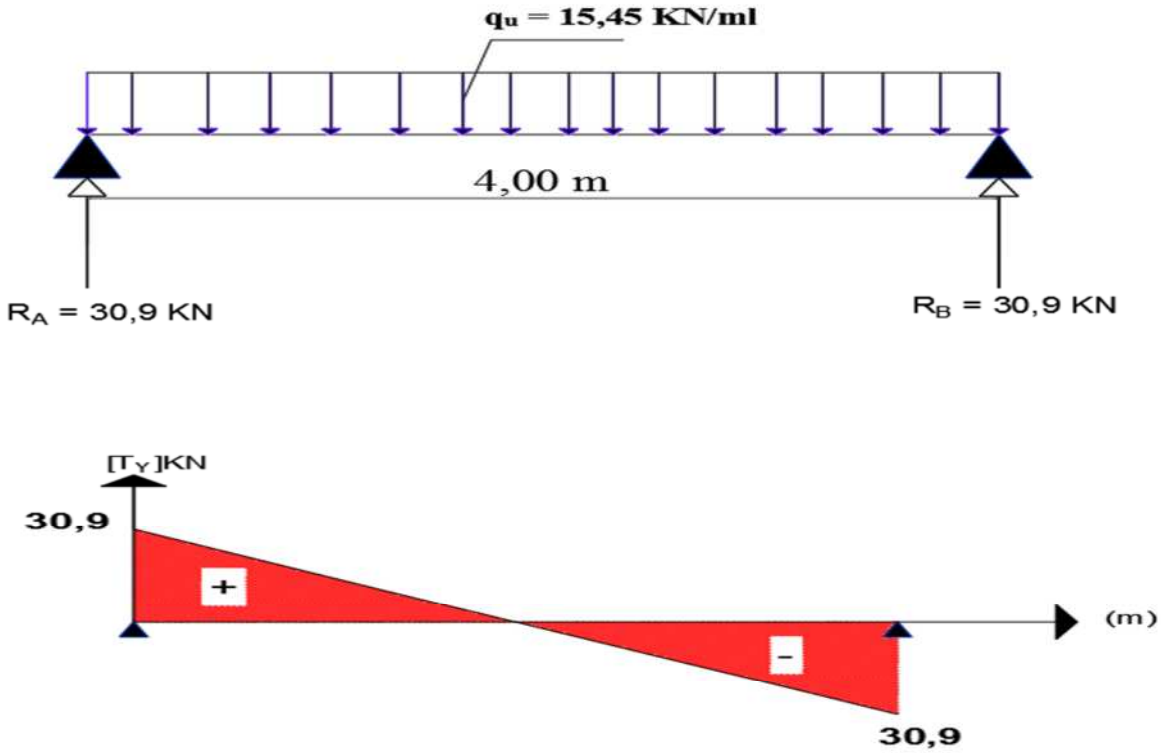


Figure III.5.2. Diagramme de l'effort tranchant à ELU

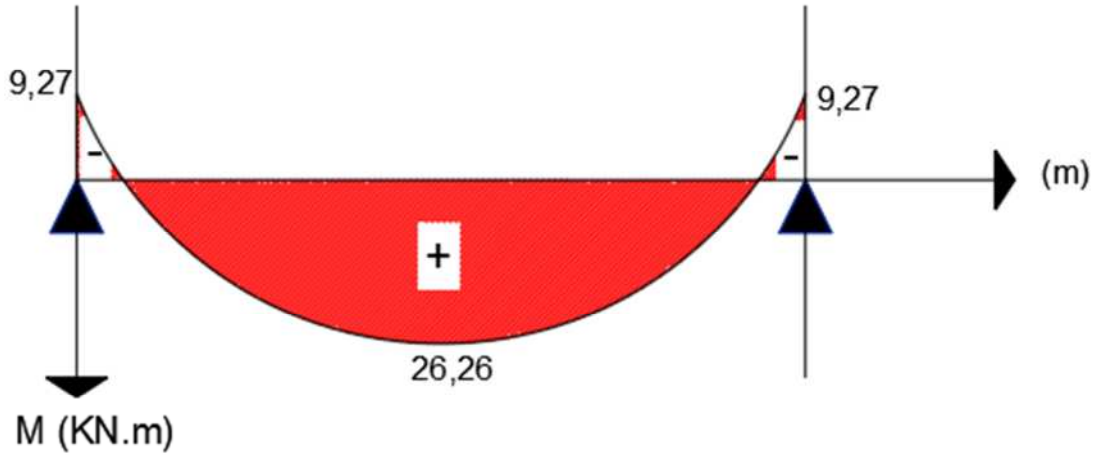
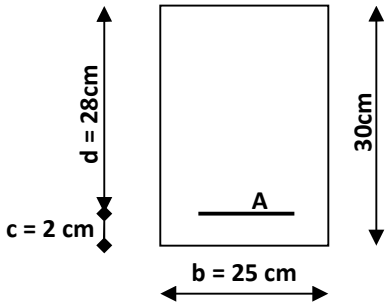


Figure III.5.3. Diagramme des moments fléchissant à ELU

III.5.4. Calcul des armatures :

1. **Aux appuis :**



On à : M_{ap} = 9, 27 KN.m

$\mu_1 = \frac{M_{ap}}{f_{bu}.b.d^2}$

- Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ = 14,2 MPa

Donc : $\mu_1 = \frac{9,27 \times 10^6}{14,2 \times 250 \times 280^2}$ = 0,033

On à : μ_1 = 0,033 < μ_l = 0,392 …….**S.S.A**

De l'abaque : μ_1 = 0,033 → (avec interpolation) : β = 0,983

Donc : $A_{a\,p} = \frac{M_{ap}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{9,27 \times 10^3}{0,983 \times 28 \times 348}$ = **0, 967 cm²**

Avec : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1,15}$= 348 MPa

Soit : **3HA12 = 3,39 cm²**

2. **En travée :**

On à : M_{tr} = 26, 26 KN.m

$\mu_2 = \frac{M_{tr}}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{26,26\times10^6}{14,2\times250\times280^2} = 0,094$

On à : $\mu_1 = 0,094 < \mu_l = 0,392$ …….**S.S.A**

De l'abaque : $\mu_1 = 0,094 \rightarrow : \beta = 0,951$

Donc : $A_{tr} = \frac{M_{tr}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{26,26\times10^3}{0,951\times28\times348} =$ **2, 83 cm²**

Soit : **3HA12 = 3, 39 cm²**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section **(RPA99 modifie en 2003).**

Il faut vérifier la condition suivante :

$3,39 + 3,39 = 6,78\ cm^2 > \frac{0,5\times b\times h}{100} = \frac{0,5\times25\times30}{100} = 3,75\ cm^2$

⟶ **(Condition vérifié)**

3. **Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99) :**

- **Diamètre**

Il faut que : $\phi_t \le \min\left\{\frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right\}$

Donc : $\phi_t \le \min\left\{\frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 16\right\} = 8,57mm$

On opte pour : $\phi_t = 8\ mm$ (1 cadre + 1 étrier)

- **Espacement:(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99) :**

$S_t^{max} \le$ min [0,9.d ; 40 cm] = min [25,2 ; 40 cm] = 25, 2 cm.

On opte pour : $\mathbf{S_t^{max} = 25cm}$

Selon le RPA 99 (Art 7.5-2) :

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis : $st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) = \min(7{,}5;\ 14{,}4)$

. Donc : **S_t = 7,5 cm.**

En travée : $st \leq \frac{h}{2} = 15 \quad cm$

S_t = 15 cm

- **La quantité d'armatures :**

Selon le RPA 99 la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante : $A_t \geq A_{min}$

A_{min} = 0,003.S.b

Avec : **b** : largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales.

A_{min} = 0,003x15x20 ⟶ **A_{min} = 0,9 cm²**

A_{min} = 0,9 cm^2 ⟶ soit 4HA8=2,01 cm^2

Soit 1cadre + étrier Φ 8 = 4HA8= 2,01cm²

III.5.5. Vérification à ELU :

1. La condition de non fragilité (BAEL91/Art.4.2,1)

Il faut vérifier la condition suivante : $A_s \geq A_{min}$

Avec : $A_{min} = 0{,}23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} . b . d = 0{,}23 \times \frac{2{,}1}{400} \times 25 \times 28 = 0{,}84\ cm^2$

Donc :

- En travée : A_{tr} = 3, 39 cm^2 ≥ A_{min} = *0, 84* cm^2 → condition vérifier.
- En appuis : A_{ap}= 3,39 cm^2 ≥ A_{min} = *0, 84* cm^2 → condition vérifier.

2. Vérification de la contrainte d'entrainement des barres :

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}}$

$\overline{\boldsymbol{\tau}_{\mathbf{se}}}$ = Ψ_s× f_{t28} = 1,5× 2,1 = 3,15 MPa.

Avec :Ψ_s : coefficient de scellement relatif des armatures.

(L'acier utilisé est le FeE400 ⟶ Ψ_s = 1,5).

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{V_{max}}{0{,}9.d.\sum u_i}$$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_{se}}$: contrainte d'adhérence.
- $\overline{\boldsymbol{\tau}_{\mathbf{se}}}$: contrainte limite d'adhérence.
- $\sum u_i$: la somme des périmètres utile des barres.

Donc : $\sum u_i$ = n.π.$\emptyset$ = 3× 3,14 × 12 = 113, 04 mm

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{30{,}9\times 10^3}{0{,}9\times 280\times 113{,}04} = 1,\ 08 \text{ MPa}$$

Donc : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}}$ ⟹ **Condition vérifiée.**

3. L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **L'influence sur le béton :**

On doit vérifier que : $\frac{2\times T_u^{max}}{0{,}9\times b\times d} \leq \frac{0{,}87\times f_{c28}}{\gamma_b}$

⟶ $T_u^{max} \leq 0,\ 4\times\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\times 0,\ 9\times b\times d = 0,\ 4\times\frac{25}{1{,}5}\times 0,\ 9\times 25\times 28 = 420$ KN

On à : T_u^{max} = 30,9 KN ≤ 420 KN ⟶ **condition vérifier.**

- **L'influence sur les aciers :**

On doit vérifier : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}[T_u + \frac{M_{ap}}{0{,}9\times d}]$

Donc : $A_a \geq \frac{1{,}15}{400}[30{,}9\times 10^3 + \frac{9{,}27\times 10^6}{0{,}9\times 280}] = 1,\ 94\ cm^2$

A_a = 2, 26 cm^2 > 1,94 cm^2 ⟶ **condition vérifié.**

4. Vérification de la contrainte tangentielle :

il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

On à : T_u^{max} = 30, 9 KN

✓ $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{30{,}9 \times 10^3}{250 \times 280}$ = 0, 44 MPa

$\boldsymbol{\tau_u}$ **= 0, 44 MPa**

✓ $\overline{\tau_u}$ = min [$\frac{0{,}2 \times f_{c28}}{\gamma_b}$; 5 MPa] → = min [3,33 MPa ; 5 MPa]

$\boldsymbol{\overline{\tau_u}}$ **= 3,33 MPa**

Donc on à : τ_u = 0, 44 MPa < $\overline{\tau_u}$ = 3,33 MPa ⟶ **Condition Vérifier**.

III.5.6. les différents calculs à ELS :

- ELS : $q_s = G + Q$
  q_s = 10,90 + 0,49 = **11, 39 KN/ml**

- Le schéma statique à ELS est :

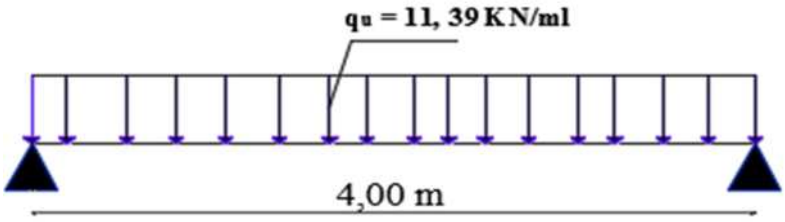


Figure III.5.4. Schéma de chargement à ELS.

C- Le moment isostatique :

$M_s = M_s^{max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11{,}39 \times 4^2}{8}$ = **22, 78 KN.m**

D- L'effort trenchant :

$\mathbf{T_s = T_s^{max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11{,}39 \times 4}{2}}$ **= 22, 78 KN**

Remarque : compte tenue du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivant :

- **En travée** : $M_{tr} = 0,85 \times M_t = 0,85 \times 22,78 =$ **19, 36 KN.m**
- **En appuis** : $M_{ap} = - 0,3 \times M_A = - 0,3 \times 22,78 =$ **- 6, 83 KN.**

- **Les réactions d'appuis :**

$\sum F = 0$

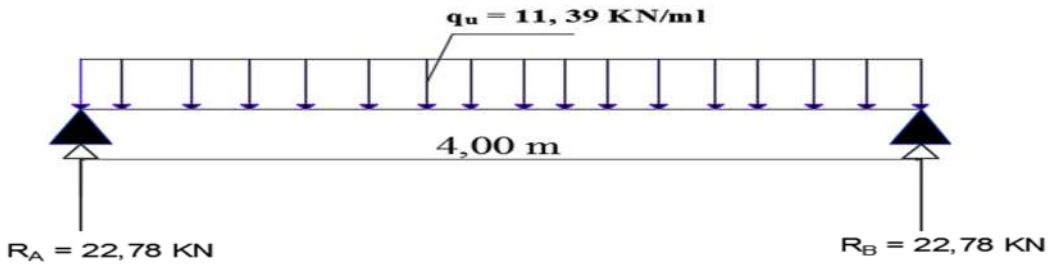
$R_A + R_B = q_s \times l$ → donc : $R_A + R_B = 11,39 \times 4 = 45, 56$ KN

$\sum M/A = 0$

$q_u \times l \times \frac{l}{2} - R_B \times l = 0$ → $R_B = 22, 78$ KN

→ Donc : **$R_A = R_B = 22, 78$ K N**

- **Diagramme des efforts interne à ELU**



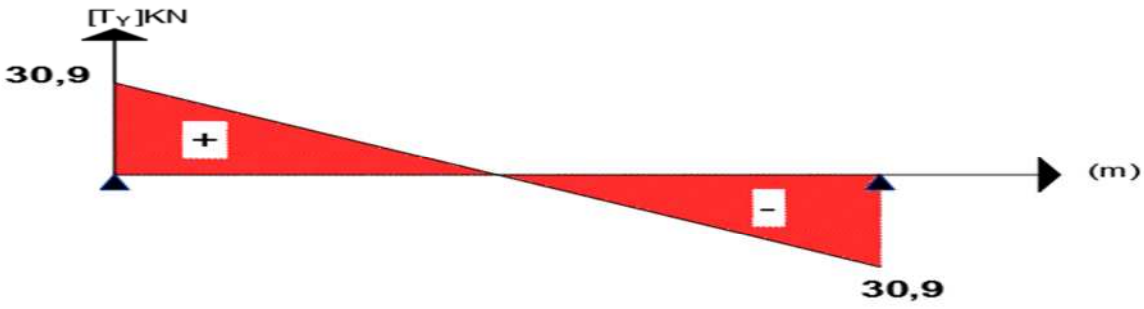


Figure III.5.5. Diagramme de l'effort tranchant à ELU

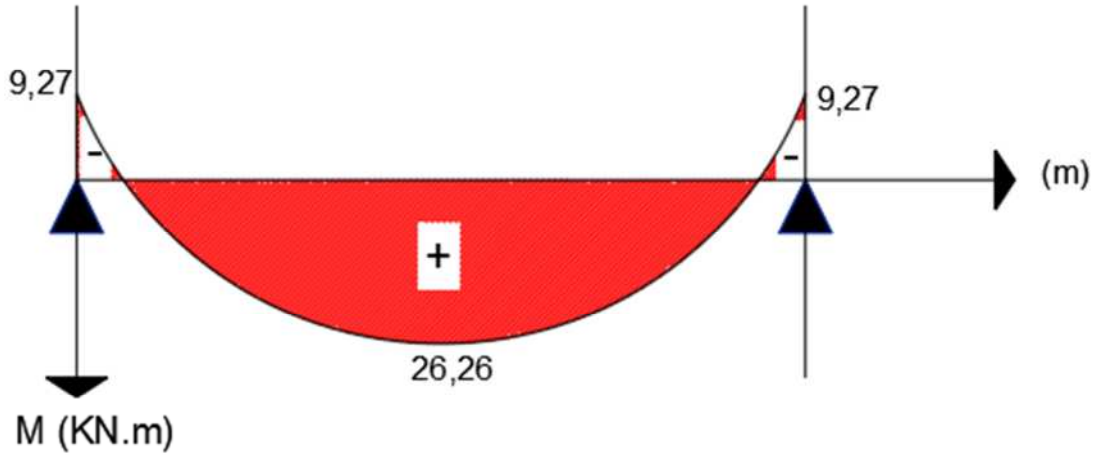


Figure III.5.6. Diagramme des moments fléchissant à ELU

III.5.7. Les différentes vérifications à l'ELS :

a. Vérification de la contrainte dans le béton :

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

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15MPa$.

Et: $\sigma_{bc} = K.\ \sigma_s$

On à: $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_S}$

✓ **En Travée :** calcul de β : **(avec $A_{s.travée}$ = 3, 39 cm^2)**

On à : $\rho = \frac{100 \times A_S}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3{,}39}{25 \times 28} =$ **0,483**

De l'abaque:

On à : $\rho = 0{,}483 \longrightarrow$ $\boldsymbol{\beta}$ **= 0,895** et $\boldsymbol{\alpha}$ **= 0,315**

$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0{,}315}{15(1-0{,}315)} = 0,\ 030$

Donc : $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_S} = \frac{\mathbf{19{,}36 \times 10^6}}{\mathbf{0{,}895 \times 280 \times 3{,}39 \times 10^2}}$ **= 228 MPa**

σ_{bc} = K. σ_s = 0,030 × 228 = **7 MPa**

On à : σ_{bc} = 7 MPa $\leq \underline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟶ **condition Vérifier.**

✓ **Aux appuis :** calcul de β : **(avec $A_{s.appuis}$ = 2,26 cm^2)**

On à : $\rho = \frac{100 \times A_S}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2{,}26}{25 \times 28}$ = 0, 324

De l'abaque: On à : ρ = 0, 324 **β = 0, 911 et α = 0,267**

K = $\frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0{,}267}{15(1-0{,}267)}$ = 0, 0243

Donc : $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_S} = \frac{\mathbf{6{,}83 \times 10^6}}{\mathbf{0{,}911 \times 280 \times 2{,}26 \times 10^2}}$ **= 118, 47 MPa**

σ_{bc} = K. σ_s = 0,0243 × 118,47 = **2,88 MPa**

On à : σ_{bc} = 2,88 MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa ⟶ **condition Vérifier.**

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

c. Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié, Art A.4.6)

On doit vérifier les conditions suivantes :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ ⟶ $\frac{30}{400} = \mathbf{0{,}075} \geq \frac{1}{16} = \mathbf{0{,}0625}$ **Condition vérifiée.**

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \times \frac{M_t}{M_0}$ ⟶ $\frac{30}{400} = 0{,}075 \geq \frac{1 \times 26{,}26}{16 \times 30{,}9} = \mathbf{0{,}053}$ **Condition vérifiée.**

3) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$ ⟶ $\frac{3{,}39}{25 \times 28} = 0{,}0048 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0106$ **Condition vérifiée.**

Conclusion : Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

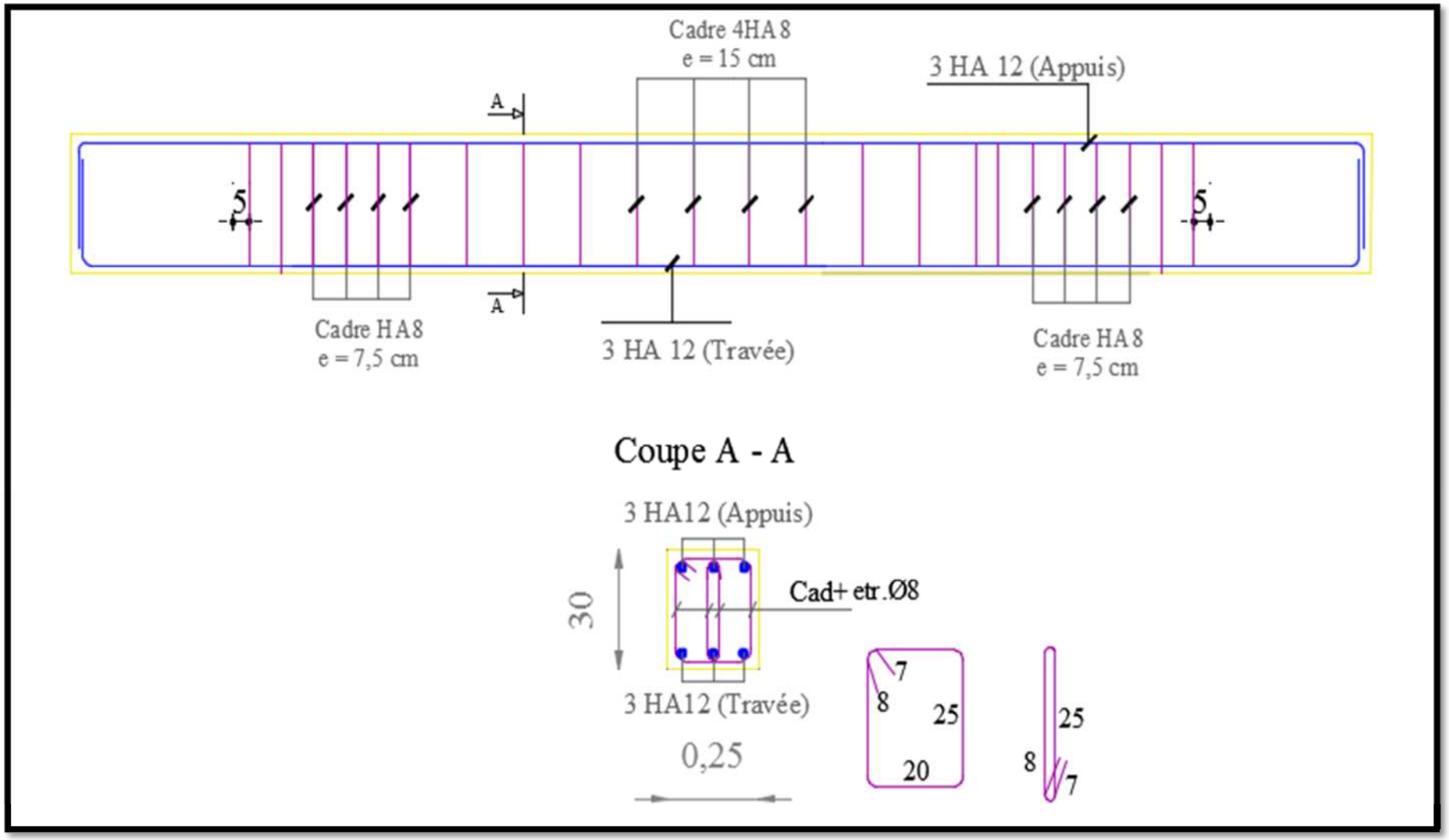


Figure III.5 : Ferraillage de la poutre de chainage.

III.6. Poutre palière – brisée -

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastrée dans les poteaux.

III.6.1. Pré dimensionnement :

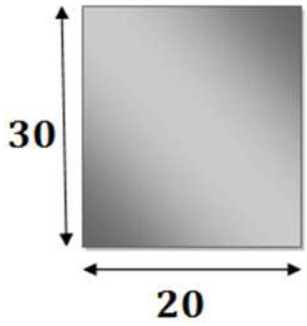
Selon le RPA le pré dimensionnement de la poutre palière se fait comme suite :

La hauteur :

On a L_{max} = 300 cm

L = 300 – 25 = 275 cm

$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \Longrightarrow \frac{275}{15} = \mathbf{18,33} \leq h \leq \frac{275}{10} = \mathbf{27,5}$



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

La largeur :

0.4 x (30) < b < 0.7 x (30) $\Longrightarrow$ 12 < b < 21

On prend : **b = 20 cm**

Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 751 du RPA99 (modifié 2003) :

On à d'après le RPA les conditions suivante :

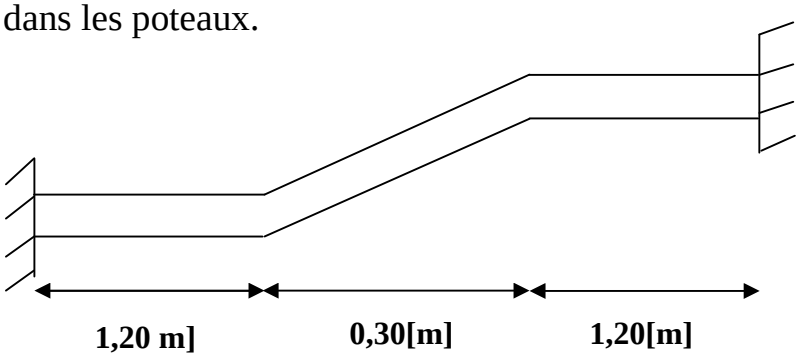
Il faut que : **$b \geq 20$; $h \geq 30$; et le rapport : $h/b = 1,5 \leq 4$**

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

Donc la poutre palière aura pour dimensions :$\mathbf{b \times h} = (\mathbf{20 \times 30})$

III.6.2. Détermination des charges et des surcharges :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier et le poids du mur extérieur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.



1. Charge revenant à la poutre :

La charge revenant sur la poutre palière, est constituée de son poids propre, et du poids du mur extérieur qui repose sur celle-ci :
On à décomposé notre poutre en 3 parties :

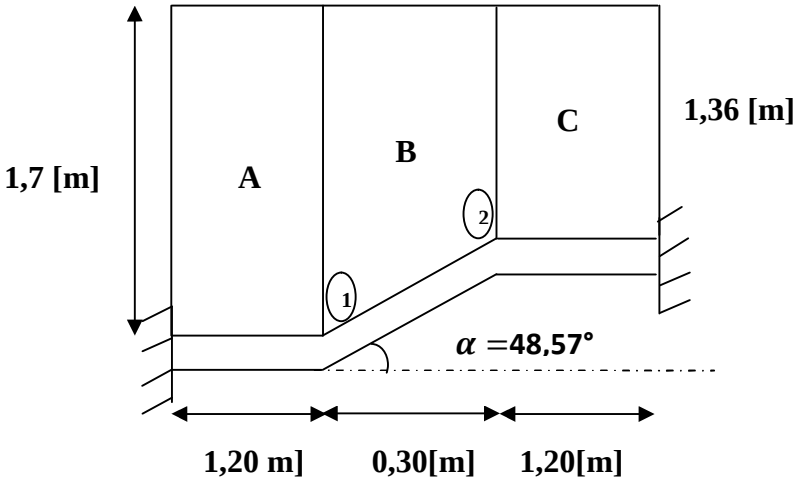
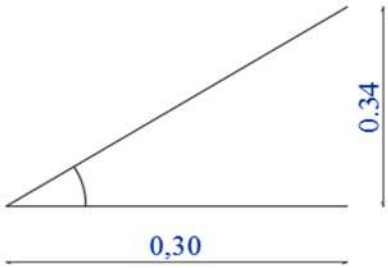


Figure III.6.1.Répartition des charges.

Avec : tng $\alpha = \frac{0,34}{0,30} = 1,1333$ donc : $\alpha = 48, 57°$



Poids propre de la poutre : avec $\rho_{béton}$ **= 25 kg/m^3**

- **La partie A et C :**
  $G_A = 25 \times [0,2 \times 0,3] =$ **1, 5 KN/ml**
- **La partie B:**
  G_B = $25 \times [0,2 \times 0,3] \times \frac{1}{\cos(48,57)} =$ **2, 26 KN/ml**

2. **Chargements dû au poids du mur extérieur :**
   Avec : G [du mur extérieur = 2,54 KN/m^2 (voir chapitre 2)]

- **Partie A :** $G_{M.1} = 2,54 \times 1, 70 = 4, 32$ KN/ml
- **Partie C: $G_{M.2}$** $= 2,54 \times 1,36 = 3, 45$ KN/ml
- **Partie B :** on aura un chargement trapézoïdale :

  Point 1 = point A = 4, 32 KN/ml

  Point 2 = point C = 3, 45 KN/ml

3. **<u>Chargement dû aux réactions du palier :</u>**

- **Partie A et C :** Réaction du palier est : RA = **31, 18 KN** (chapitre escalier)
- **partie B :** Réaction du palier est : 0 KN

III.6.3. Calcul des efforts internes :

A.Calcul a l'ELU :

a. combinaison de charges :

On à, à ELU : $q_u = 1,35\times G + R_A$

- **Partie A :** $q_u = [1,35 \times (1,5 + 4,32) + 31,18] =$ **39, 04 KN/m.**
- **Partie C :** $q_u = [1,35 \times (1,5 + 3,45) + 31,18] =$ **37,86 KN/m.**
- **Partie B :** elle est composé de deux chargement sur deux points :
  - **$q_{u.B1}$ =** $[1,35 \times (2,26 + 4,32) + 0] =$ **8, 88 KN/m**
  - **$q_{u.B2}$ =** $[1,35 \times (2,26 + 3,45) + 0] =$ **7, 71 KN/m**

- **diagramme des efforts internes à ELU :**

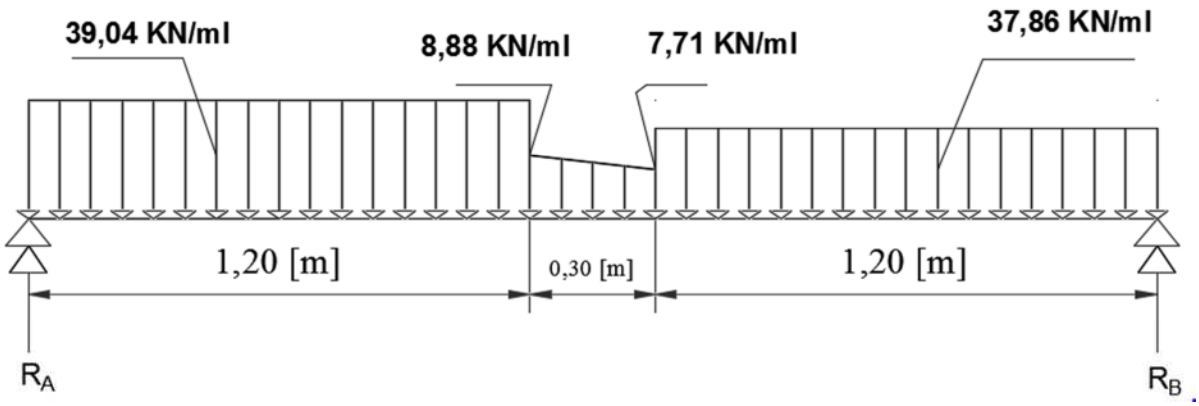


Figure III.6.2.Diagramme des charges et surcharges.

b. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Pour déterminer les efforts dans la poutre palière brisée, on fera référence aux lois de la **RDM** en prenant l'ensemble (paillasse + escalier + paillasse) comme une poutre encastrée dans les poteaux.

1. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum \boldsymbol{F} = \mathbf{0}$$

$$\mathbf{R_A + R_B} = 39{,}04 \times 1{,}20 + 7{,}71 \times 0{,}30 + (8{,}88 - 7{,}71) \times \frac{0{,}30}{2}) + 37{,}86 \times 1{,}20$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 95\ KN.}$$

$$\sum \mathbf{M/_A = 0}$$

$$R_B \times 2{,}70 - [37{,}86 \times 1{,}20 \times (\frac{1{,}20}{2} + 0{,}30 + 1{,}20) - 7{,}71 \times 0{,}30 \times (\frac{0{,}30}{2} + 1{,}2) -$$

$$(\frac{8{,}88-7{,}71}{2}) \times 0{,}30 \times (\frac{0{,}30}{2} + 1{,}2) - 39{,}04 \times \frac{1{,}20^2}{2} = 0$$

Donc : $2{,}7 \times R_B = 126{,}87 \longrightarrow$ **R_B = 47 KN**

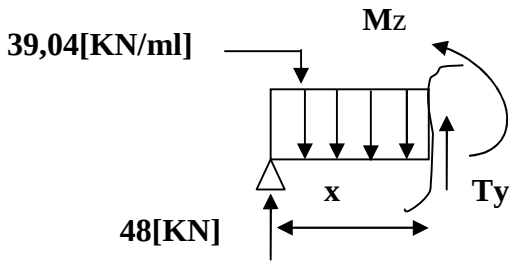
On à : **$R_A + R_B$ = 95 KN**

D'où : R_A = 48 KN.

Donc : $\begin{cases} R_A = 48\ KN \\ R_B = 47\ KN \end{cases}$

2. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1er tronçon $0 \leq x \leq 1,20[m]$:



- **L'effort tranchant :**

$$T_y(x) - 39,04(x) + 48 = 0$$

$$T_y = 39,04(x) - 48$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0\ [m] \longrightarrow \mathbf{Ty\ (0) = -\ 48[KN]} \\ \text{Pour } x=1,20[m] \longrightarrow \mathbf{Ty(1,20) = -\ 1,\ 15\ [KN]} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

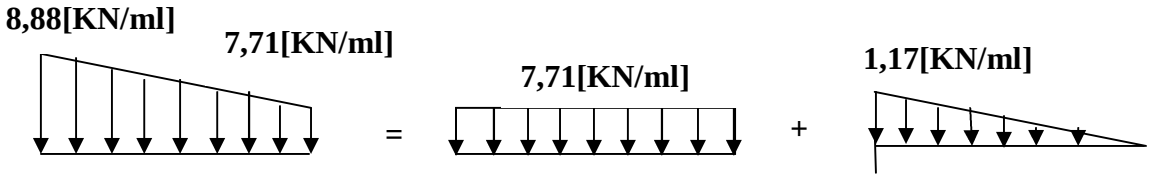
$$M_z(x) + 39,04.\frac{x^2}{2} - 48(x) = 0$$

Donc $M_z(x) = -\ 39,04.\frac{x^2}{2} + 48(x)$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0\ [m] \longrightarrow \mathbf{Mz(0) = 0\ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=1,20[m] \longrightarrow \mathbf{Mz(1,20) = 29,\ 49\ [KN.m]} \end{cases}$$

2éme tronçon : $0 \leq x \leq 0,30$

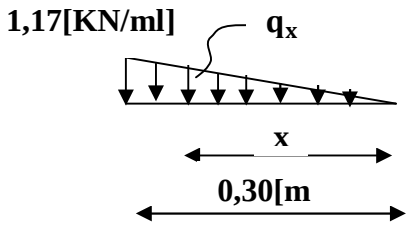
La charge trapézoïdale sera décomposée comme suit :

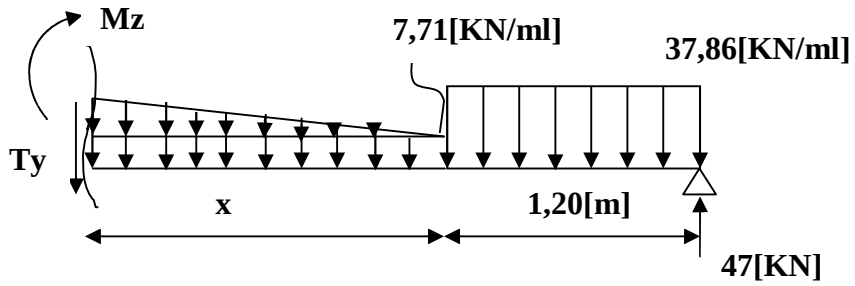


✓ **Détermination de la charge q en fonction de x :**

A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{0,30}{1,17} \quad q_x = 0,25\ x$$





Donc :

- **L'effort tranchant :**

$$\mathbf{T_y\ (x) - 47 + (37,86 \times 1,20) + 7,71(x) + 0,25(x) \times \frac{x}{2} = 0}$$

$$\mathbf{T_y\ (x) = -\ 0,\ 25(x^2) - 7,\ 71(x) + 1,\ 568}$$

Pour x=0[m] ⟶ **Ty (0) = 1, 568[KN]**

Pour x=0,30[m] ⟶ **Ty(0,30)= - 0,76 [KN]**

- **Moment fléchissant :**

$$\mathbf{M_z\ (x) + 37,86 \times 1,20 \times (\frac{1,20}{2} + x) - 47 \times (1,\ 20 + x) + 7,71 \times \frac{x^2}{2} + 0,25.x\ .\ \frac{x}{2}.\ \frac{x}{3} = 0}$$

$$M_z\ (x) = -\ 0,042\ x^3 - 3,85\ x^2 + 1,57x + 29,14$$

Pour x=0[m] ⟶ **Mz(0) = 29, 14 [KN.m]**

Pour x=0,30[m] ⟶ **Mz(0,30) = 29, 26 [KN.m]**

Le moment **Mz**(**x**)est maximal pour **Ty**(**x**) = **0**

Donc : $\mathbf{T_y\ (x) = -\ 0,\ 25(x^2) - 7,\ 71(x) + 1,\ 568}$ → **x = 0,20 m**

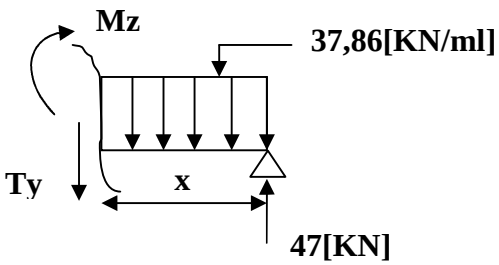
On à : $M_z\ (x) = -\ 0,042\ x^3 - 3,85\ x^2 + 1,57x + 29,14$

On remplace x=0,20 m, dans M_Z :

$$M_z\,(0,20) = -\,0,042\,(0,20)^3 - 3,85\,(0,20)^2 + 1,57(0,20) + 29,14$$

$$\mathbf{M_z^{max} = 29,\,29\ KN/ml}$$

3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 1,20[m]$:



- ✓ **L'effort tranchant :**

$T_y\,(x) + 37,86x - 47 = 0$

Pour x=0 [m] ⟶ **Ty(0) = 47 KN**

Pour x=1,20[m] ⟶ **Ty(1,20)= 1, 568 KN**

- ✓ **Moment fléchissant :**

$M_z(x) - 47x + 37,86.\frac{x^2}{2} = 0$

Donc : $M_z(x) = 47x - 37,86.\frac{x^2}{2}$

Pour x=0 [m] ⟶ **M(0) = 0 KN.m**

Pour x=1,20 [m] ⟶ **M(1,20) = 29, 14 KN**

Remarque : Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités on multiplie M_z^{max} par des Coefficients réducteurs ; (0,3) en appuis et (0,85) en travée, on obtient ainsi les moments suivants :

<u>Aux appuis :</u>

$M_a = 0,3 \times 29,29 = 8,80$ KN.m

<u>En travée :</u>

$M_t = 0,85 \times 29,29 = 25$ KN.m

- **Diagramme des efforts internes à ELU :**

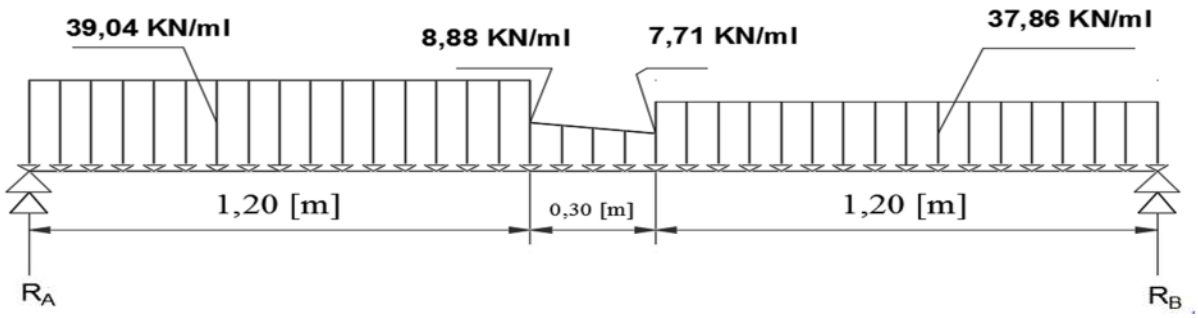


Figure III.6.3 : schéma statique de calcul à ELU.

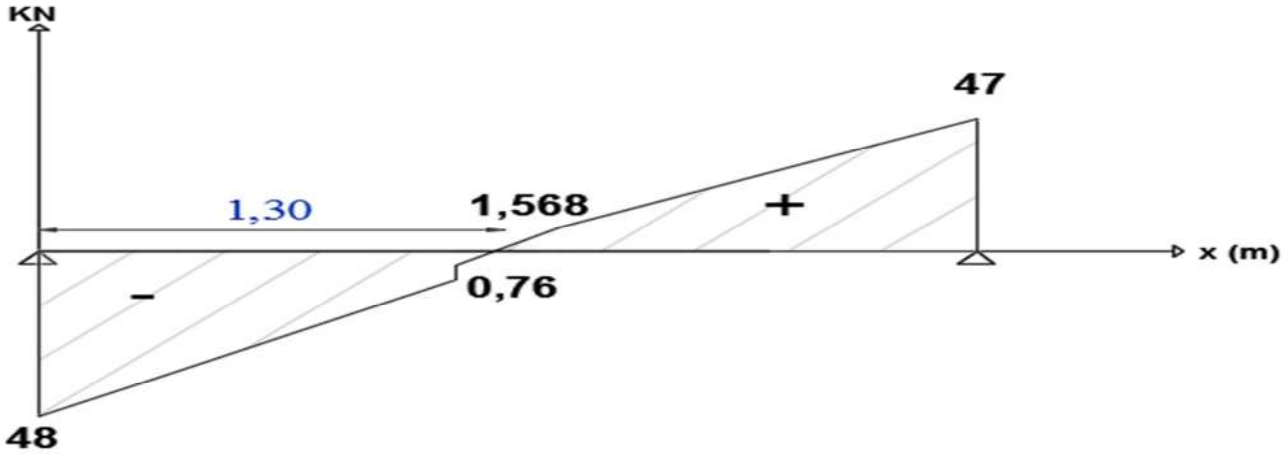


Figure III.6.4 : diagramme des efforts tranchant à ELU.

Figure III.6.5 : diagramme des moments fléchissant à ELU.

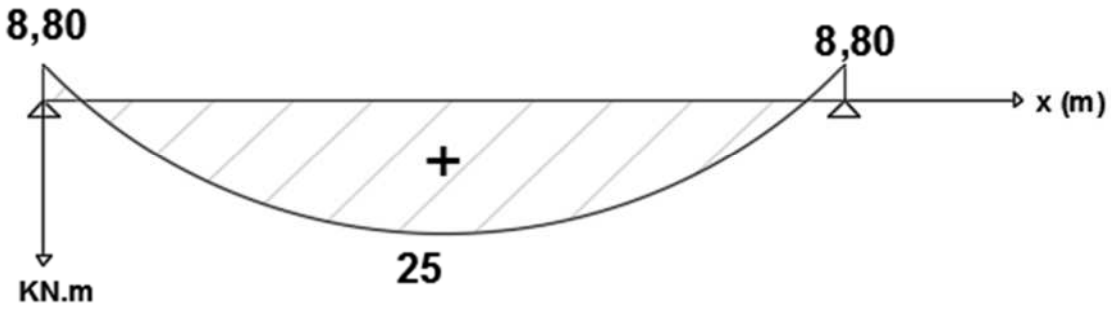


Figure III.6.6 : diagramme des moments fléchissant avancé.

III.6.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferraillage se fera avec les moments maximum à l'ELU :

M_a^{max} = 8,80 KN.m

M_t^{max} = 25 KN.m

1. **En travée :**

On à : $\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = \mathbf{0,11}$

$\mu = 0,11 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ **S.S.A**

On à : $\mu = 0,11 \longrightarrow$ de l'abaque : $\beta = 0,942$

Donc : $A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25 \times 10^3}{0,942 \times 28 \times 348}$

$$\mathbf{A_t = 2,72\ [cm^2]}$$

Soit une section de : **3HA14** : $\mathbf{A_T = 4,62\ [cm^2]}$

2. **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,80 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = \mathbf{0,040}$$

$\mu = 0,040 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ **S.S.A**

$\mu = 0,040 \longrightarrow \beta = 0,980$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,80 \times 10^3}{0,980 \times 28 \times 348}$$

$$\mathbf{A_a = 0,92\ [cm^2]}$$

Soit une section de **3HA10 :** $\boldsymbol{A_a = 2,36[cm^2]}$

3. **Les exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (art.7.5.2.1du RPA2003)**

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, il faut vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_s^{totale} = A_T + A_a > 0{,}005b.h}$$

→ $A_s^{totale} = 4,62 + 2,36 = 6,98\ cm^2 > 0,005b.h = 0,005 \times 20 \times 30 = 3\ cm^2$

→ **Condition vérifiée.**

III.6.5.Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :

Il faut vérifier que : $A > A_{min}$

avec , $\mathbf{A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}}$ ⟶ $A_{min} = \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,68\ [cm^2]$

✓ **En travée :**

$A_t = 4,62[cm^2] > A_{min} = 0,68[cm^2]$ ⟶ **Condition vérifiée.**

✓ **Sur appuis :**

On a :

$A_a = 2,36[cm^2] > A_{min} = 0,68[cm^2]$ ⟶ **Condition vérifiée.**

2. Vérification de l'effort tranchant :

D'après l'article [**A.5.1, 1 du BAEL91] :**

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \overline{\tau_u}}$

On à: $\mathbf{V_u = 48\ KN}$

Donc : $\tau_u = \frac{48 \times 10}{20 \times 28} = 0,86$ MPa

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5[MPa]\right)$$

$= \min\left(0,2\frac{25}{1,5}; 5[MPa]\right)$ ⟶ $\overline{\tau_u} = \min(3,33; 5[MPa])$ $\overline{\tau_u} = 3,33$MPa

$\boldsymbol{\tau_u} = 0,86$ MPA $< \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 3,33$ MPa ⟶ **Condition vérifiée.**

3. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

✓ **Influence sur le béton :**

On à :

$$\frac{0{,}4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0{,}9 \times d \times b_0 = \frac{0{,}4 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 0{,}28 \times 0{,}20 = 336 \text{ KN}$$

Donc : $\mathbf{V_u^{max}} = \mathbf{48\ KN} < 336\ \boldsymbol{KN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

✓ **Appui de rive (art. A.5.1, 312 BAEL91) :**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui côté travée et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer l'effort tranchant Vu :

Donc : $\mathbf{A_{st.min\ (ancré)} \geq \frac{\gamma_s \times V_u^{max}}{f_e} = \frac{1{,}15 \times 48 \times 10^3}{400 \times 100} = 1{,}38\ cm^2}$

$$\mathbf{A_{s\ adoptée} = 2{,}36\ cm^2 \geq A_{stmin\ .ancrer} = 1{,}38\ cm^2}$$

4. vérification de l'adhérence des barres (article A.6.1,3/BAEL91) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

On à : $\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9d \sum U_i}} \longrightarrow \mathbf{V_u = 48\ [KN]}$

Avec $\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3{,}14 \times 3 \times 1\,4$$

$$\mathbf{\sum U_i = 13{,}18\ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{48 \times 10^3}{0{,}9 \times 280 \times 131{,}8} = \mathbf{1{,}44\ MPa}$$

- $\boldsymbol{\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}}$

Avec $\boldsymbol{\Psi_s}$ coefficient de scellement ($\boldsymbol{\Psi_s = 1{,}5}$pour les aciers **HA)**.

$$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ [\text{MPa}]$$

$\tau_{se} = 1{,}44\text{MPA} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\ MPa$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

✓ **Longueur de scellement droit : (art. A.6.1.23 BAEL 91) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de Compression demandé à la barre puisse être mobilisé :

$$\boldsymbol{L_s = \frac{\emptyset}{4}\frac{f_e}{\overline{\tau_s}}}$$

Avec : $\overline{\tau_s} = 0{,}6(\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84\ MPa$

$L_s = \frac{1{,}4\times 400}{4\times 2{,}84} = 49{,}29$ cm $\longrightarrow$ $\mathbf{L_s = 50cm}$

Remarque : On remarque que Ls dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle elle est ancrée. On adoptera donc un crochet normal.

D'après le **BAEL 91** la longueur nécessaire pour les aciers HA est: $L_s = 0{,}4L_s$

$$L_s = 0{,}4L_s = 0{,}4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

5. Calcul des armatures transversales :

✓ **Diamètre des armatures transversales (art. A.7.2 BAEL91) :**

- Il faut que : $\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right\}$

Donc :

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{300}{35}; \emptyset_l; \frac{200}{10}\right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min\{8{,}57; 14;\ 20\} = 8{,}57 \text{ mm} = 0{,}857 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA10 :** $\longrightarrow$ **A_t= 4HA10= 3,14[cm²].**

✓ Pour équilibrer l'effort tranchant à nue de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : **(Art. A.5.1, 232 / BAEL91):**

$$\mathbf{S_t \leq \frac{A_{ad}\times 0{,}9\times f_e}{(\tau_u - 0{,}3\times f_{t28})\times b\times \gamma_s} = \frac{3{,}14\times 0{,}9\times 400}{(0{,}86-0{,}3\times 2{,}1)\times 200\times 1{,}15} = 16{,}38\ cm}$$

On opte pour : $\mathbf{S_t = 20\ cm}$

- ✓ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA2003 Art (7.5.2.2)** on obtient ce qui suit :

$$s_{tmax} \leq \min(0{,}9 \times d; 40[cm])$$

$S_t^{max} < \min(25{,}2\ cm ; 40\ cm) = 25{,}2\ cm$; on opte pour : $S_t^{max} = 25\ cm$

- ✓ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)**

- **Zone nodale :**

Soit : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30[cm]\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1{,}4; 30\right)$

$$S_{t\,max} \leq \min(7,5[cm]; 16,8[cm]; 30[cm]) = 7,5\ [cm].$$

On opte pour: $\mathbf{S_t = 8[cm]}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15[cm]$$

Soit $\mathbf{S_t = 15\ cm}$

- ✓ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$\mathbf{A_{min} = 0,003 \times S_t \times b}$$

$$A_{min} = 0{,}003 \times 15 \times 20 = 0,9\ cm^2$$

$A_{adoptée} = 3{,}14[cm^2] > A_{min\ du\ RPA} = 0,9\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- ✓ **Pourcentage minimum des armatures transversales: (Art 5.1, 22 / BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_{adoptée} > \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}} = \frac{0{,}4 \times 20 \times 15}{400} = \mathbf{0,3\ cm^2}$$

$A_{adoptée} = 3{,}14[cm^2] > A_{min\ du\ BAEL} = 0{,}3\ cm^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5[cm] Au plus du nue de l'appui ou de l'encastrement.

III.6.6. Vérification à l'ELS :

1. Combinaison de charge à l'ELS :

a. combinaison de charges :

On à, à ELU : $q_s = G + R_A$

- **Partie A :** q_s = [(1,5 + 4,32) + 31,18] = **37 KN/m.**
- **Partie C :** q_s = [(1,5 + 3,45) + 31,18] = **36, 13 KN/m.**
- **Partie B :** elle est composé de deux chargement sur deux points :
  - $\mathbf{q_{s.B1}}$ = [(2,26 + 4,32) + 0] = **6, 58 KN/m**
  - $\mathbf{q_{s.B2}}$ = [(2,26 + 3,45) + 0] = **5, 71 KN/m**

- **diagramme des efforts internes à ELS :**

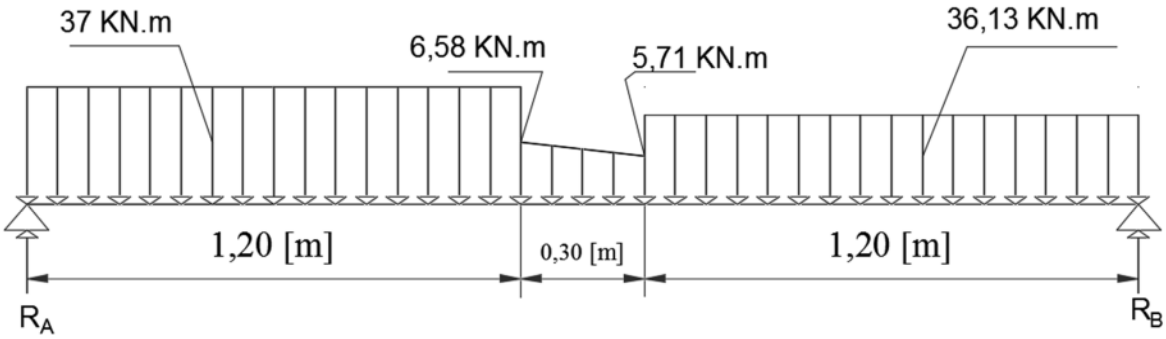


Figure III.6.7.Diagramme des charges et surcharges.

b. Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Pour déterminer les efforts dans la poutre palière brisée, on fera référence aux lois de la **RDM** en prenant l'ensemble (paillasse + escalier + paillasse) comme une poutre encastrée dans les poteaux.

2. Calcul des réactions d'appuis :

$\sum F = 0$

$R_A + R_B = 37 \times 1,20 + 5,71 \times 0,30 + (6,58 - 5,71) \times \frac{0,30}{2}) + 36,13 \times 1,20$

$$R_A + R_B = 90 \text{ KN.}$$

$\sum M/_A = 0$

$R_B \times 2,70 - [36,13 \times 1,20 \times (\frac{1,20}{2} + 0,30 + 1,20) - 5,71 \times 0,30 \times (\frac{0,30}{2} + 1,2) - (\frac{6,58-5,71}{2}) \times 0,30 \times (\frac{0,30}{2} + 1,2) - 37 \times \frac{1,20^2}{2} = 0$

Donc : $2,7 \times R_B = 120, 17 \longrightarrow R_B = 44, 5$ KN

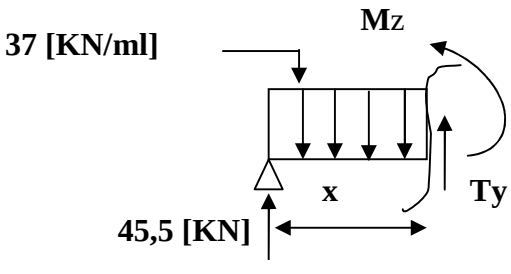
On à : $R_A + R_B = 90$ KN

D'où : $R_A = 45, 5$ KN.

Donc : $\begin{cases} R_A = 45, 5 \text{ KN} \\ R_B = 44, 5 \text{ KN} \end{cases}$

3. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1er tronçon $0 \leq x \leq 1,20$[m] :



- **L'effort tranchant :**

$T_y(x) - 37(x) + 45, 5 = 0$

$T_y = 37(x) - 45, 5$

$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \text{ [m]} \longrightarrow \mathbf{Ty\ (0) = - 45, 5\ [KN]} \\ \text{Pour } x=1,20\text{[m]} \longrightarrow \mathbf{Ty(1,20)= - 1, 1\ [KN]} \end{cases}$

- **Moment fléchissant :**

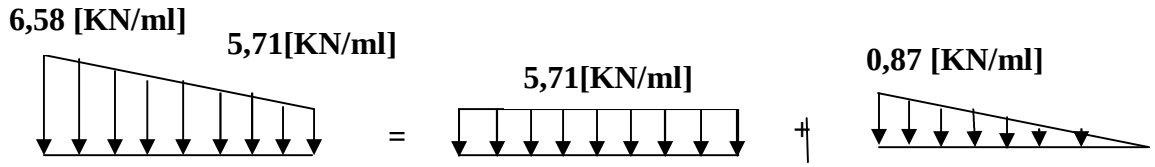
$$\mathbf{M_z\,(x) + 37.\frac{x^2}{2} - 45,5\,(x) = 0}$$

Donc $M_z\,(x) = -37.\frac{x^2}{2} + 45,5\,(x)$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0\ [m] \longrightarrow \mathbf{Mz(0) = 0\ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=1,20[m] \longrightarrow \mathbf{Mz(1,20) = 27,96\ [KN.m]} \end{cases}$$

2éme tronçon : $0 \leq x \leq 0,30$

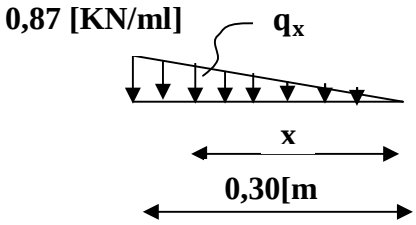
La charge trapézoïdale sera décomposée comme suit :

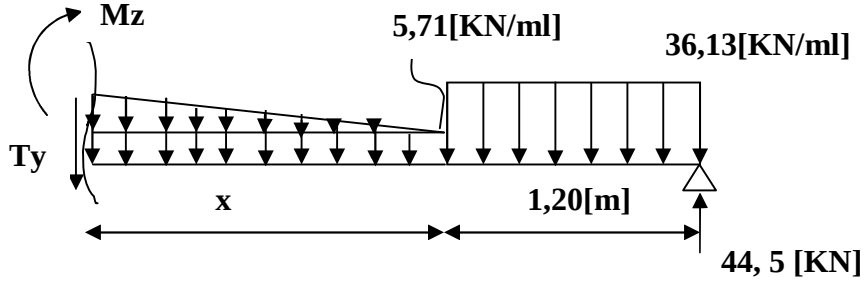


✓ **Détermination de la charge q en fonction de x :**

A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{0,30}{0,87} \quad q_x = 0,34\,x$$





Donc :

- **L'effort tranchant :**

$$\mathbf{T_y\,(x) - 44,5 + (36,13 \times 1,20) + 5,71\,(x) + 0,34(x) \times \frac{x}{2} = 0}$$

$$\mathbf{T_y\,(x) = -\,0,\,34(x^2) - 5,\,71\,(x) + 1,\,14}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0[m] \longrightarrow \mathbf{Ty\,(0) = 1,\,1\ [KN]} \\ \text{Pour } x=0,30[m] \longrightarrow \mathbf{Ty(0,30) = -\,0,60\ [KN]} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$\mathbf{M_z\,(x) + 36,\,13 \times 1,\,20 \times \left(\frac{1,20}{2} + x\right) - 44,\,5 \times (1,\,20 + x) + 5,\,71 \times \frac{x^2}{2} + 0,34.x.\frac{x}{2}.\frac{x}{3} = 0}$$

$$M_z\,(x) = -\,0,056\,x^3 - 2,\,85\,x^2 + 1,14\,x + 27,65$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0[m] \longrightarrow \mathbf{Mz(0) = 27,\,65\ [KN.m]} \\ \text{Pour } x=0,30[m] \longrightarrow \mathbf{Mz(0,30) = 27,\,74\ [KN.m]} \end{cases}$$

Le moment $\mathbf{Mz(x)}$est maximal pour $\mathbf{Ty(x) = 0}$

Donc : $\mathbf{T_y\,(x) = -\,0,\,34(x^2) - 5,\,71(x) + 1,14} \rightarrow \mathbf{x = 0,19\ m}$

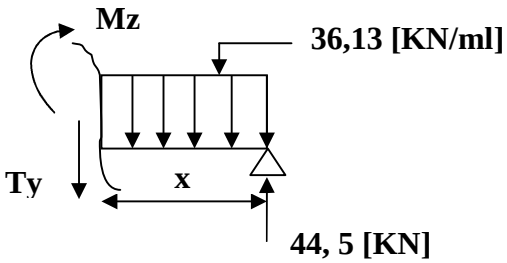
On à : $M_z\,(x) = -\,0,056\,x^3 - 2,\,85\,x^2 + 1,14x + 27,65$

On remplace x=0,19 m, dans M_Z :

$$M_z\,(0,19) = -\,0,042\,(0,19)^3 - 3,85\,(0,19)^2 + 1,57(0,19) + 27,65$$

$$\mathbf{M_z^{max} = 27,\,80\ KN/ml}$$

3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 1,20[m]$:



- ✓ **L'effort tranchant :**

$$\mathbf{T_y\,(x) + 36,\,13\,x - 44,\,5 = 0}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0\ [m] \longrightarrow \mathbf{Ty(0) = 44,\,5\ KN} \\ \text{Pour } x=1,20[m] \longrightarrow \mathbf{Ty(1,20) = 1,\,14\ KN} \end{cases}$$

✓ **Moment fléchissant :**

$M_z(x) – 44,5\ x + 36,13. \frac{x^2}{2} = 0$

Donc : $M_z(x) = 44,5\ x - 36,13. \frac{x^2}{2}$

- Pour x=0 [m] ⟶ **M(0) = 0 KN.m**
- Pour x=1,20 [m] ⟶ **M(1,20) = 27, 38 KN**

Remarque : Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités on multiplie M_z^{max} par des Coefficients réducteurs ; (0,3) en appuis et (0,85) en travée, on obtient ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$M_a = 0,3 \times 27,80 = 8,34$ KN.m

En travée :

$M_t = 0,85 \times 27,80 = 23,63$ KN.m

- **Diagramme des efforts interne à ELS :**

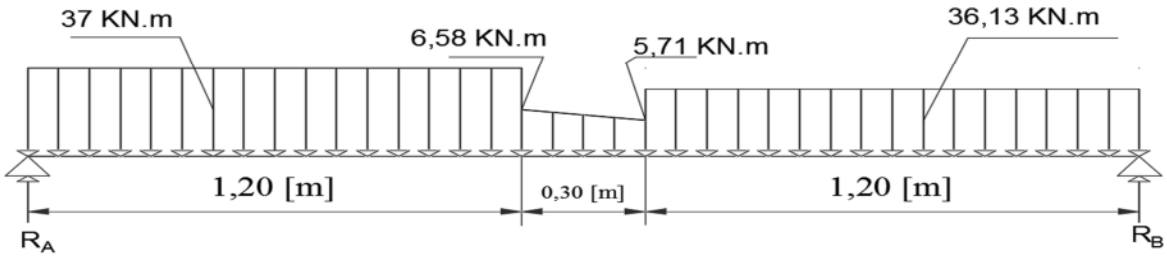


Figure III.6.8. Schéma statique de calcul à ELS.

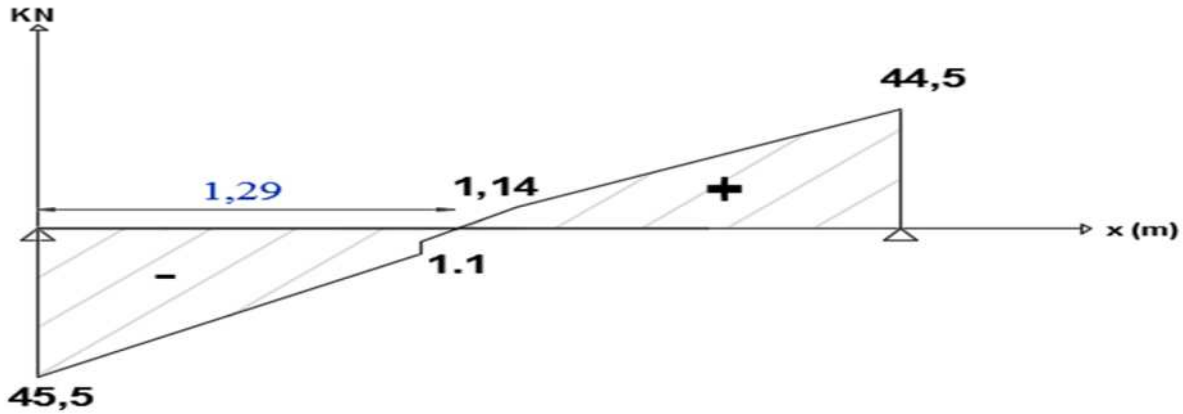


Figure III.6.9.diagramme des efforts tranchant à ELS.

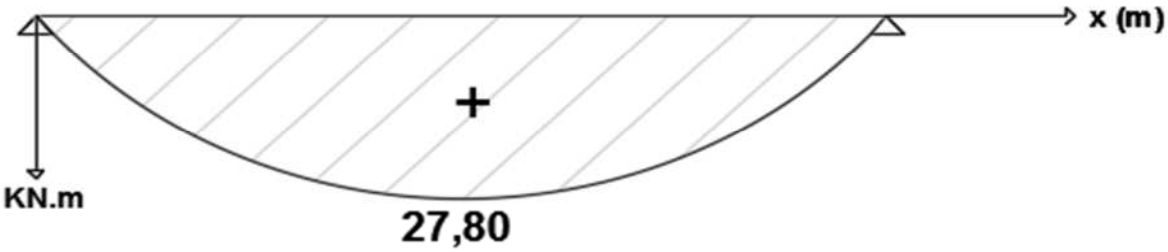


Figure III.6.10.diagramme des moments fléchissant à ELS.

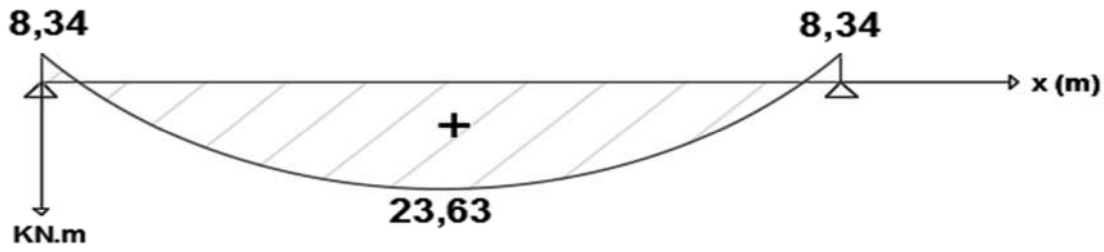


Figure III.6.11.diagramme des moments fléchissant avancé à ELS.

III.6.7. vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :

On doit vérifier que :

Béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times 25 = 15$ MPa

Acier : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ MPa

1. **Contrainte de compression du béton :**

- **Aux appuis** :

Avec : **Ma = 08, 34 KN.m ; et A_s = 4,62 cm²**

✓ $\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}36}{20 \times 28} = \mathbf{0,42} \longrightarrow$ **de l'abaque : $\boldsymbol{\beta}$ = 0,900 ; k = 35**

Avec $\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{08{,}34 \times 10^3}{0{,}900 \times 28 \times 2{,}36} = 140{,}23$ MPa

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 140{,}23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

✓ $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ avec $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{35} = 0{,}028$

$\sigma_{bc} = 140{,}23 \times 0{,}028 = \mathbf{3{,}92 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ **Condition vérifiée.**

- **En travée :**

M_t = **23, 63 KN.m ; et A_s = 4,62 cm²**

✓ $\rho = \frac{100 \times 4{,}62}{20 \times 28} = 0{,}825$, de l'abaque : $\boldsymbol{\beta_2 = 0{,}870,\ K_1 = 23{,}50}$

donc : $\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_2 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{23{,}63 \times 10^3}{0{,}870 \times 28 \times 4{,}62} = 209{,}96\ [MPa]$

$\sigma_{st} = 209{,}96\ MPA < \bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ avec : $K = \frac{1}{K_2} = \frac{1}{23{,}50} = 0{,}042$

$\sigma_{bc} = 209{,}96 \times 0{,}042 = \mathbf{8{,}82 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MP}}$ **Condition vérifiée.**

III.6.8. Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3BAEL91) :

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

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{30}{270} = \mathbf{0,11} \geq \frac{1}{16} = \mathbf{0,0625}$ **Condition vérifiée.**

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{30}{270} = 0,11 \geq \frac{1 \times 23,63}{16 \times 37} = \mathbf{0,040}$ **Condition vérifiée.**

3) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{4,62}{20 \times 28} = 0,0082 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$ **Condition vérifiée.**

Toute les conditions sont vérifier, il n'ya pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion : Le ferraillage de la poutre brisée sera comme suit :

1. **Armatures longitudinales :**

3HA14 en travée.

3HA10 en appuis.

2. **Armatures transversales**

1 cadre et 1 étrier en **HA10**

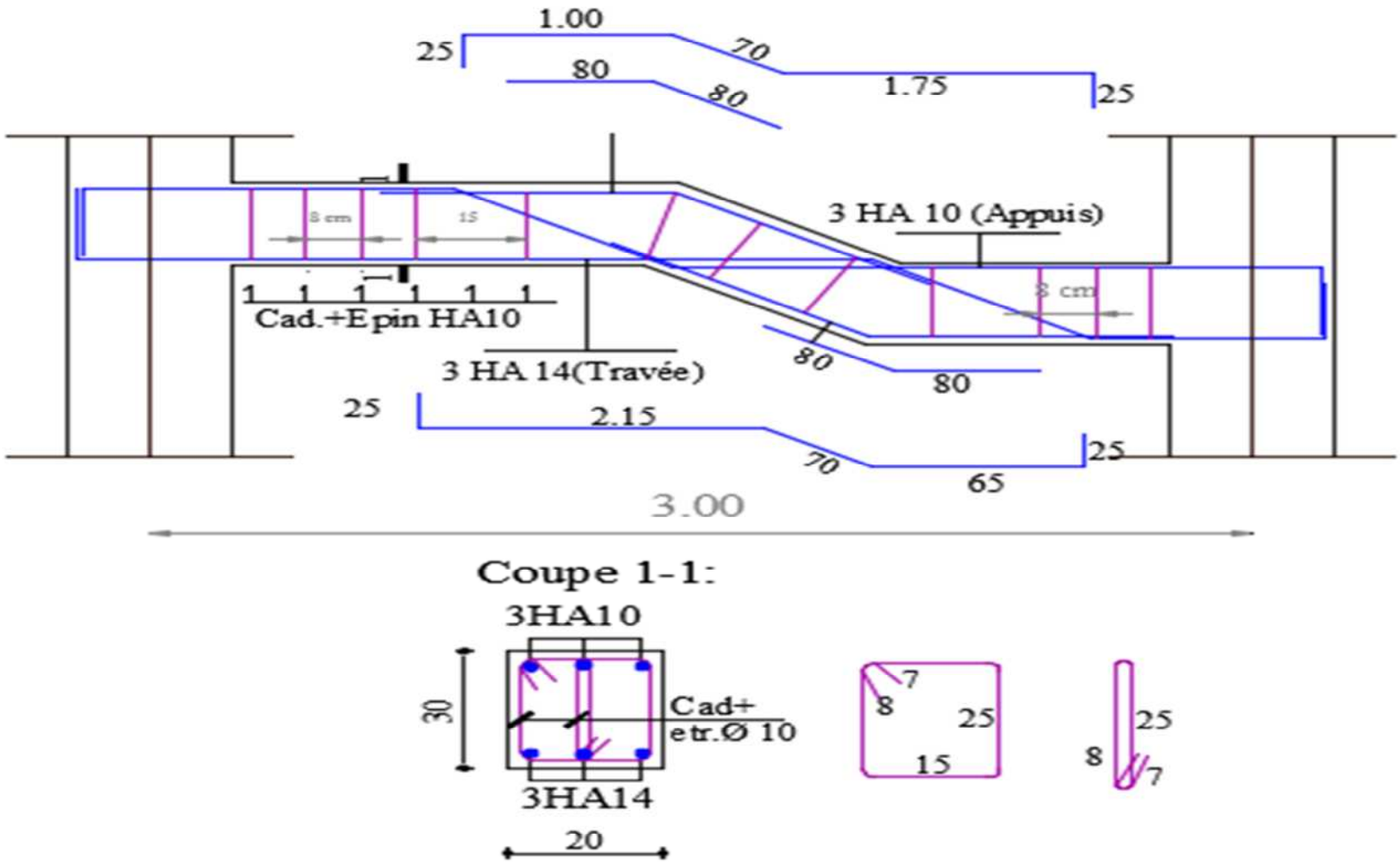


Figure III.6. Ferraillage de la poutre palière brisée.

Chapitre IV :

Etude du contreventement de la structure

IV.Etude du contreventement

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, le (R.P.A. 99) 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 que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

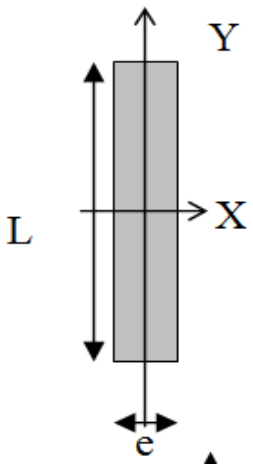
- Les portiques doivent reprendre en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

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 ».

IV.2. calcul d'Inertie des voiles :

Il est remarquable que dans notre cas, il n'y à pas d'ouverture dans les voiles, donc qu'à calculer l'inertie de refends plein :

1. Les refends longitudinaux :



Soit : $\mathbf{I_y} = \frac{e \times l^3}{12}$

Et : $\mathbf{I_x} = \frac{e \times l^3}{12} << \mathbf{I_y}$

Pour les refends longitudinaux I_x est strictement inferieur à I_y, donc on néglige l'inertie des refends longitudinaux dans le sens X-X

2. Les refends transversaux :

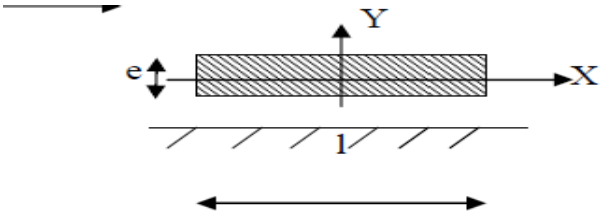


Fig IV 1. Vue en plan et en coupe du voile

I= $\mathbf{I_x = \frac{e \times l^3}{12}}$

$\mathbf{I_y = \frac{e \times l^3}{12}}$ << $\mathbf{I_x}$

On néglige l'inertie des refends transversaux dans le sens Y-Y

Avec :

e =20 cm : épaisseur du voile.

L: longueur du voile dans le sens considéré.

Remarque : la longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, 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.

- L'inertie des voiles est mesurée dans les tableaux qui suivent :

1. Sens longitudinal : sens X- X

Sens longitudinal				
Niveau	**Voiles**	**L [m]**	**e [m]**	**I_x [m^4]**
R+10	VL 1-1 VL 1-2 VL 2-1 VL 2-2 VL 3-1 VL 3-2 VL 4-1 VL 4-2	1,60 m	0,20 m	0,55
	VL 2-1	1, 65 m	0,20 m	0,1
				$\sum I_Y$ = 0,650

Tableau IV.1. Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

2. Sens transversal: sens Y- Y

Sens transversal				
Niveau	**Voiles**	**L [m]**	**E [m]**	**I_x [m^4]**
R+10	$V_1 - 1T$ $V_1 - 2T$ $V_1 - 3T$ $V_1 - 4T$	1,50 m	0,20 m	0,225
	$V_2 - 1T$ $V_2 - 2T$	3, 60 m	0,20 m	1,55
	$V_3 - 1T$ $V_3 - 2T$	1, 65 m	0,20 m	0,1
				$\sum I_X$ = **1,875**

Tableau IV.2. Inertie des voiles dans le sens Transversal.

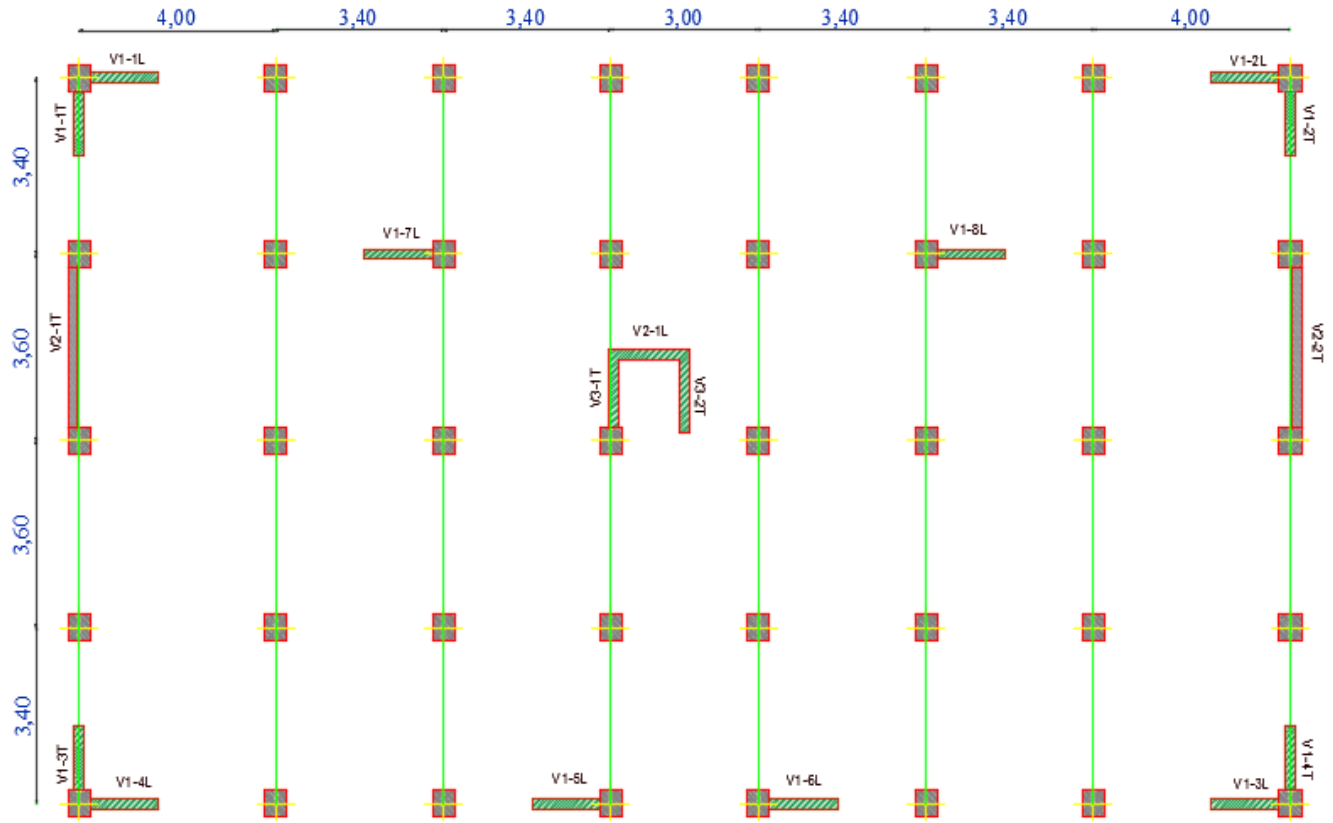


Figure IV.2. Disposition des voiles

IV.3. Calcul des rigidités au niveau des portiques :

IV.3.1 Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la **méthode de MUTO**, qui permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, et de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

✓ **Hypothèses de calcul** :

- ❖ Les charges ou les masses sont considéré 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.

IV.3.2 Etapes de calculs :

a) Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidités linéaires d'un poteau : $\mathbf{K_{pot}} = \frac{\mathbf{I_{pot}}}{\mathbf{h_c}}$

Rigidités linéaires d'une poutre :$\mathbf{K_{pout}} = \frac{\mathbf{I_{pout}}}{\mathbf{L_c}}$

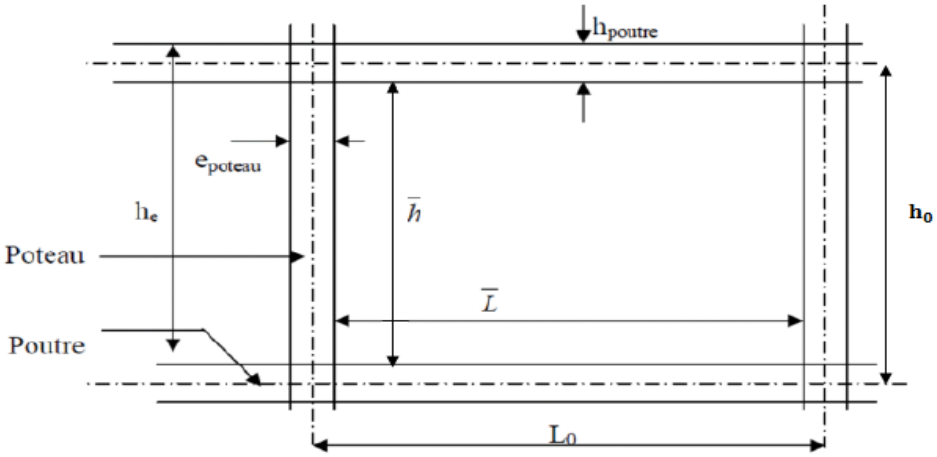


Figure IV.2 Identification des paramètres.

Avec :

- $\bar{\mathbf{h}}$ **:** Hauteur entre nus des poutres égale à $(\mathbf{h_0} - \mathbf{h_{pout}})$.
- **I :** moment d'inertie de l'élément.
- $\bar{\mathbf{L}}$ **:** Longueur entre nus des poteaux égale à $(\mathbf{L_0} - \mathbf{h_{pot}})$.
- $\mathbf{L_0}$ **:** Longueur de la poutre entre axes des poteaux.
- **K :** Rigidités linéaires (poutre, poteau).
- $\mathbf{h_0}$ **:** Hauteur des poteaux entre axes des poutres.
- $\mathbf{h_p}$ **:** Hauteur de la poutre.
- $\mathbf{e_p}$ **:** Largeur des poteaux.

On à :

$\mathbf{h_c} = \bar{\mathbf{h}} + \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}\mathbf{e_{pot}}$ $\mathbf{h_c}$ **: Hauteur** de calcul de poteau.

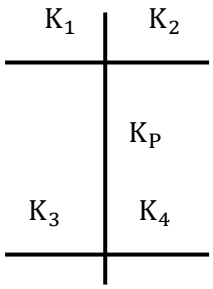
$\mathbf{L_c} = \bar{\mathbf{L}} + \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}\mathbf{h_{pout}}$ $\mathbf{L_c}$ **: Longueur** de calcul de la poutre.

IV.4 Calcul des coefficients $\bar{K}$ relatifs aux portiques :

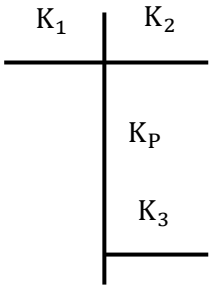
➢ **Cas des étages courant**

En général :

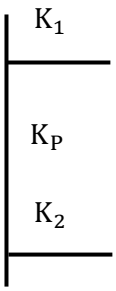
$$\bar{\mathbf{K}} = \frac{\sum \mathbf{K_{pout.sup}} + \sum \mathbf{K_{pout.inf}}}{\mathbf{2K_{pot}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_P}$$

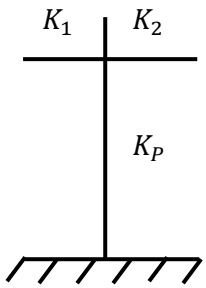


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_P}$$

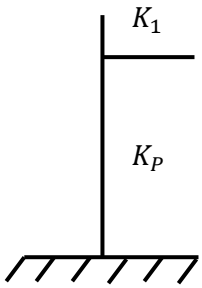


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_P}$$

- **Cas du RDC :**



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_P}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1}{K_P}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

A. Rigidités linéaires dans les poutres :

1. . Tableau : IV.3.Rigidités linéaires des poutres transversales : (les poutres secondaires)

niveau	travées	L[cm]	h [cm]	L_C[cm]	$I_{pout}[cm^4]$	$K_{pout}[cm^3]$
RDC -1-2-3-4-5-6-7-8-9-10	**A1-A2**	315	35	307,5	107187.5	348,57
	A2-A3	335	35	327,5	107187,5	327,29
	A3-A4	335	35	327,5	107187,5	327,29
	A4-A5	315	35	307,5	107187,5	348,57
	B1-B2 ; B4-B5 C1-C2 ; C4-C5 D1-D2 ; D4-D5 E1-E2 ; E4-E5 F1-F2 ; F4-F5 G1-G2 ; G4-G5 H1-H2 ; H4-H5	315	35	307,5	107187,5	348,57
	B2-B3 ; B3-B4 C2-C3 ; C3-C4 D2-D3 ; D3-D4 E2-E3 ; E3-E4 F2-F3 ; F3-F4 G2-G3 ; G3-G4 H2-H3 ; H3-H4	335	35	327,5	107187,5	327,29

2. Tableau : IV.4.Rigidités linéaires des poutres longitudinales: (les poutres principales)

niveau	travées	L[cm]	h [cm]	L_C[cm]	$I_{pout}[cm^4]$	$K_{pout}[cm^3]$
RDC -1-2-3-4-5-6-7-8-9-10	**1A1B**	375	40	390	160000	410 ,25
	1B1C	315	40	310	160000	516.12
	1C1D	315	40	310	160000	516,12
	1D1E	275	40	270	160000	592,59
	1E1F	315	40	315	160000	507,92
	1F1G	315	40	315	160000	507,92
	1G1H	375	40	290	160000	410,25
	2A-2B ; 3A-3B 4A-4B ; 5A-5B 1G-1H ; 2G-2H 3G-3H ; 4G-4H 5G-5G	375	40	390	160000	410,25
	1B-1C ; 2B-2C 3B-3C ; 4B-4C 5B-5C ; 1C-1D 2C-2D ; 3C-3D 4C-4D ; 5C-5D 1E-1F ; 2E-2F 3E-3F ; 4E-4F 5E-5F ; 1E-1G 2F-2G ; 3F-3G 4F-4G ; 5F-5G	315	40	310	160000	516,12
	1D-1E ; 2D-2E 3D-3E; 4D-4E 5D-5E	275	40	270	160000	592,59

B. Rigidités linéaire dans les poteaux :

- **Tableau : IV.5. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal :**

1. Pour le RDC :

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
RDC	1A	387	50	412	468750	1137,71
	2A	387	50	412	468750	1137,71
	3A	387	50	412	468750	1137,71
	4A	387	50	412	468750	1137,71
	5A	387	50	412	468750	1137,71
	1B	387	50	412	468750	1137,71
	2B	387	50	412	468750	1137,71
	3B	387	50	412	468750	1137,71
	3C	387	50	412	468750	1137,71
	4B	387	50	412	468750	1137,71
	5B	387	50	412	468750	1137,71
	1C	387	50	412	468750	1137,71
	2C	387	50	412	468750	1137,71
	3C	387	50	412	468750	1137,71
	4C	387	50	412	468750	1137,71
	5C	387	50	412	468750	1137,71
	1D	387	50	412	468750	1137,71
	2D	387	50	412	468750	1137,71
	3D	387	50	412	468750	1137,71
	4D	387	50	412	468750	1137,71
	5D	387	50	412	468750	1137,71
	1E	387	50	412	468750	1137,71
	2E	387	50	412	468750	1137,71
	3E	387	50	412	468750	1137,71
	4E	387	50	412	468750	1137,71
	5E	387	50	412	468750	1137,71
	1F	387	50	412	468750	1137,71
	2F	387	50	412	468750	1137,71
	3F	387	50	412	468750	1137,71
	4F	387	50	412	468750	1137,71
	5F	387	50	412	468750	1137,71
	1G	387	50	412	468750	1137,71
	2G	387	50	412	468750	1137,71
	3G	387	50	412	468750	1137,71
	4G	387	50	412	468750	1137,71
	5G	387	50	412	468750	1137,71
	1H	387	50	412	468750	1137,71
	2H	387	50	412	468750	1137,71
	3H	387	50	412	468750	1137,71
	4H	387	50	412	468750	1137,71
	5H	387	50	412	468750	1137,71

2. Pour l'étage de service :

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
Etage de service	1A	261	50	286	468750	1638,98
	2A	261	50	286	468750	1638,98
	3A	261	50	286	468750	1638,98
	4A	261	50	286	468750	1638,98
	5A	261	50	286	468750	1638,98
	1B	261	50	286	468750	1638,98
	2B	261	50	286	468750	1638,98
	3B	261	50	286	468750	1638,98
	3C	261	50	286	468750	1638,98
	4B	261	50	286	468750	1638,98
	5B	261	50	286	468750	1638,98
	1C	261	50	286	468750	1638,98
	2C	261	50	286	468750	1638,98
	3C	261	50	286	468750	1638,98
	4C	261	50	286	468750	1638,98
	5C	261	50	286	468750	1638,98
	1D	261	50	286	468750	1638,98
	2D	261	50	286	468750	1638,98
	3D	261	50	286	468750	1638,98
	4D	261	50	286	468750	1638,98
	5D	261	50	286	468750	1638,98
	1E	261	50	286	468750	1638,98
	2E	261	50	286	468750	1638,98
	3E	261	50	286	468750	1638,98
	4E	261	50	286	468750	1638,98
	5E	261	50	286	468750	1638,98
	1F	261	50	286	468750	1638,98
	2F	261	50	286	468750	1638,98
	3F	261	50	286	468750	1638,98
	4F	261	50	286	468750	1638,98
	5F	261	50	286	468750	1638,98
	1G	261	50	286	468750	1638,98
	2G	261	50	286	468750	1638,98
	3G	261	50	286	468750	1638,98
	4G	261	50	286	468750	1638,98
	5G	261	50	286	468750	1638,98
	1H	261	50	286	468750	1638,98
	2H	261	50	286	468750	1638,98
	3H	261	50	286	468750	1638,98
	4H	261	50	286	468750	1638,98
	5H	261	50	286	468750	1638,98

3. Pour les étages : 2, 3, 4, 5 :

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
Etage 2 ; 3 ; 4 ; 5	1A	261	45	283,5	303750	1071,43
	2A	261	45	283,5	303750	1071,43
	3A	261	45	283,5	303750	1071,43
	4A	261	45	283,5	303750	1071,43
	5A	261	45	283,5	303750	1071,43
	1B	261	45	283,5	303750	1071,43
	2B	261	45	283,5	303750	1071,43
	3B	261	45	283,5	303750	1071,43
	3C	261	45	283,5	303750	1071,43
	4B	261	45	283,5	303750	1071,43
	5B	261	45	283,5	303750	1071,43
	1C	261	45	283,5	303750	1071,43
	2C	261	45	283,5	303750	1071,43
	3C	261	45	283,5	303750	1071,43
	4C	261	45	283,5	303750	1071,43
	5C	261	45	283,5	303750	1071,43
	1D	261	45	283,5	303750	1071,43
	2D	261	45	283,5	303750	1071,43
	3D	261	45	283,5	303750	1071,43
	4D	261	45	283,5	303750	1071,43
	5D	261	45	283,5	303750	1071,43
	1E	261	45	283,5	303750	1071,43
	2E	261	45	283,5	303750	1071,43
	3E	261	45	283,5	303750	1071,43
	4E	261	45	283,5	303750	1071,43
	5E	261	45	283,5	303750	1071,43
	1F	261	45	283,5	303750	1071,43
	2F	261	45	283,5	303750	1071,43
	3F	261	45	283,5	303750	1071,43
	4F	261	45	283,5	303750	1071,43
	5F	261	45	283,5	303750	1071,43
	1G	261	45	283,5	303750	1071,43
	2G	261	45	283,5	303750	1071,43
	3G	261	45	283,5	303750	1071,43
	4G	261	45	283,5	303750	1071,43
	5G	261	45	283,5	303750	1071,43
	1H	261	45	283,5	303750	1071,43
	2H	261	45	283,5	303750	1071,43
	3H	261	45	283,5	303750	1071,43
	4H	261	45	283,5	303750	1071,43
	5H	261	45	283,5	303750	1071,43

4. Pour les étages : 6, 7, 8 :

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
Etage : 6 ; 7 ; 8	1A	261	40	281	186666	664,29
	2A	261	40	281	186666	664,29
	3A	261	40	281	186666	664,29
	4A	261	40	281	186666	664,29
	5A	261	40	281	186666	664,29
	1B	261	40	281	186666	664,29
	2B	261	40	281	186666	664,29
	3B	261	40	281	186666	664,29
	3C	261	40	281	186666	664,29
	4B	261	40	281	186666	664,29
	5B	261	40	281	186666	664,29
	1C	261	40	281	186666	664,29
	2C	261	40	281	186666	664,29
	3C	261	40	281	186666	664,29
	4C	261	40	281	186666	664,29
	5C	261	40	281	186666	664,29
	1D	261	40	281	186666	664,29
	2D	261	40	281	186666	664,29
	3D	261	40	281	186666	664,29
	4D	261	40	281	186666	664,29
	5D	261	40	281	186666	664,29
	1E	261	40	281	186666	664,29
	2E	261	40	281	186666	664,29
	3E	261	40	281	186666	664,29
	4E	261	40	281	186666	664,29
	5E	261	40	281	186666	664,29
	1F	261	40	281	186666	664,29
	2F	261	40	281	186666	664,29
	3F	261	40	281	186666	664,29
	4F	261	40	281	186666	664,29
	5F	261	40	281	186666	664,29
	1G	261	40	281	186666	664,29
	2G	261	40	281	186666	664,29
	3G	261	40	281	186666	664,29
	4G	261	40	281	186666	664,29
	5G	261	40	281	186666	664,29
	1H	261	40	281	186666	664,29
	2H	261	40	281	186666	664,29
	3H	261	40	281	186666	664,29
	4H	261	40	281	186666	664,29
	5H	261	40	281	186666	664,29

5. Pour l'étage : 9

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
Etage 9	1A	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2A	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3A	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4A	261	35	278,5	107187,5	384,87
	5A	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1B	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2B	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3B	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4B	261	35	278,5	107187,5	384,87
	5B	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	5C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1D	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2D	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3D	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4D	261	35	278,5	107187,5	384,87
	5D	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1E	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2E	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3E	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4E	261	35	278,5	107187,5	384,87
	5E	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1F	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2F	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3F	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4F	261	35	278,5	107187,5	384,87
	5F	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1G	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2G	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3G	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4G	261	35	278,5	107187,5	384,87
	5G	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1H	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2H	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3H	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4H	261	35	278,5	107187,5	384,87
	5H	261	35	278,5	107187,5	384,87

6. Pour l'étage : 10

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
Etage 10	1A	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2A	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3A	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4A	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1B	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2B	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3B	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4B	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4C	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1D	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2D	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3D	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4D	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1E	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2E	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3E	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4E	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1F	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2F	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3F	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4F	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1G	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2G	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3G	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4G	261	35	278,5	107187,5	384,87
	1H	261	35	278,5	107187,5	384,87
	2H	261	35	278,5	107187,5	384,87
	3H	261	35	278,5	107187,5	384,87
	4H	261	35	278,5	107187,5	384,87

- **Tableau : IV.6. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal :**

1. Pour le RDC

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
RDC	A1	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	B1	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	C1	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	D1	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	E1	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	F1	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	G1	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	H1	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	2A	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	2B	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	2C	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	2D	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	2E	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	2F	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	2G	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	2H	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	3A	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	3B	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	3C	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	3D	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	3E	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	3F	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	3G	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	3H	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	4A	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	4B	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	4C	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	4D	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	4E	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	4F	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	4G	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	4H	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	5A	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	5B	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	5C	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	5D	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	5E	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	5F	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	5G	387	45	409 ,5	379687,5	927,19
	5H	387	45	409 ,5	379687,5	927,19

2. Pour l'étage de service :

Niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
ETAGE service	A1	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	B1	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	C1	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	D1	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	E1	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	F1	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	G1	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	H1	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	2A	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	2B	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	2C	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	2D	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	2E	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	2F	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	2G	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	2H	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	3A	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	3B	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	3C	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	3D	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	3E	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	3F	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	3G	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	3H	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	4A	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	4B	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	4C	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	4D	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	4E	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	4F	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	4G	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	4H	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	5A	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	5B	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	5C	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	5D	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	5E	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	5F	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	5G	261	45	283,5	379687,5	1339,28
	5H	261		283,5	379687,5	1339,28

3. Pour les étage 2, 3, 4, 5 :

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
ETAGE : 2, 3, 4, 5	A1	261	40	281	240000	854 ,09
	B1	261	40	281	240000	854 ,09
	C1	261	40	281	240000	854 ,09
	D1	261	40	281	240000	854 ,09
	E1	261	40	281	240000	854 ,09
	F1	261	40	281	240000	854 ,09
	G1	261	40	281	240000	854 ,09
	H1	261	40	281	240000	854 ,09
	2A	261	40	281	240000	854 ,09
	2B	261	40	281	240000	854 ,09
	2C	261	40	281	240000	854 ,09
	2D	261	40	281	240000	854 ,09
	2E	261	40	281	240000	854 ,09
	2F	261	40	281	240000	854 ,09
	2G	261	40	281	240000	854 ,09
	2H	261	40	281	240000	854 ,09
	3A	261	40	281	240000	854 ,09
	3B	261	40	281	240000	854 ,09
	3C	261	40	281	240000	854 ,09
	3D	261	40	281	240000	854 ,09
	3E	261	40	281	240000	854 ,09
	3F	261	40	281	240000	854 ,09
	3G	261	40	281	240000	854 ,09
	3H	261	40	281	240000	854 ,09
	4A	261	40	281	240000	854 ,09
	4B	261	40	281	240000	854 ,09
	4C	261	40	281	240000	854 ,09
	4D	261	40	281	240000	854 ,09
	4E	261	40	281	240000	854 ,09
	4F	261	40	281	240000	854 ,09
	4G	261	40	281	240000	854 ,09
	4H	261	40	281	240000	854 ,09
	5A	261	40	281	240000	854 ,09
	5B	261	40	281	240000	854 ,09
	5C	261	40	281	240000	854 ,09
	5D	261	40	281	240000	854 ,09
	5E	261	40	281	240000	854 ,09
	5F	261	40	281	240000	854 ,09
	5G	261	40	281	240000	854 ,09
	5H	261	40	281	240000	854 ,09

4. Pour les étages : 6, 7, 8 :

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
ETAGE : 6, 7, 8	A1	261	35	278,5	142916,66	513,16
	B1	261	35	278,5	142916,66	513,16
	C1	261	35	278,5	142916,66	513,16
	D1	261	35	278,5	142916,66	513,16
	E1	261	35	278,5	142916,66	513,16
	F1	261	35	278,5	142916,66	513,16
	G1	261	35	278,5	142916,66	513,16
	H1	261	35	278,5	142916,66	513,16
	2A	261	35	278,5	142916,66	513,16
	2B	261	35	278,5	142916,66	513,16
	2C	261	35	278,5	142916,66	513,16
	2D	261	35	278,5	142916,66	513,16
	2E	261	35	278,5	142916,66	513,16
	2F	261	35	278,5	142916,66	513,16
	2G	261	35	278,5	142916,66	513,16
	2H	261	35	278,5	142916,66	513,16
	3A	261	35	278,5	142916,66	513,16
	3B	261	35	278,5	142916,66	513,16
	3C	261	35	278,5	142916,66	513,16
	3D	261	35	278,5	142916,66	513,16
	3E	261	35	278,5	142916,66	513,16
	3F	261	35	278,5	142916,66	513,16
	3G	261	35	278,5	142916,66	513,16
	3H	261	35	278,5	142916,66	513,16
	4A	261	35	278,5	142916,66	513,16
	4B	261	35	278,5	142916,66	513,16
	4C	261	35	278,5	142916,66	513,16
	4D	261	35	278,5	142916,66	513,16
	4E	261	35	278,5	142916,66	513,16
	4F	261	35	278,5	142916,66	513,16
	4G	261	35	278,5	142916,66	513,16
	4H	261	35	278,5	142916,66	513,16
	5A	261	35	278,5	142916,66	513,16
	5B	261	35	278,5	142916,66	513,16
	5C	261	35	278,5	142916,66	513,16
	5D	261	35	278,5	142916,66	513,16
	5E	261	35	278,5	142916,66	513,16
	5F	261	35	278,5	142916,66	513,16
	5G	261	35	278,5	142916,66	513,16
	5H	261	35	278,5	142916,66	513,16

5. Pour étage : 9

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
ETAGE : 9	A1	261	30	276	78750	285,32
	B1	261	30	276	78750	285,32
	C1	261	30	276	78750	285,32
	D1	261	30	276	78750	285,32
	E1	261	30	276	78750	285,32
	F1	261	30	276	78750	285,32
	G1	261	30	276	78750	285,32
	H1	261	30	276	78750	285,32
	2A	261	30	276	78750	285,32
	2B	261	30	276	78750	285,32
	2C	261	30	276	78750	285,32
	2D	261	30	276	78750	285,32
	2E	261	30	276	78750	285,32
	2F	261	30	276	78750	285,32
	2G	261	30	276	78750	285,32
	2H	261	30	276	78750	285,32
	3A	261	30	276	78750	285,32
	3B	261	30	276	78750	285,32
	3C	261	30	276	78750	285,32
	3D	261	30	276	78750	285,32
	3E	261	30	276	78750	285,32
	3F	261	30	276	78750	285,32
	3G	261	30	276	78750	285,32
	3H	261	30	276	78750	285,32
	4A	261	30	276	78750	285,32
	4B	261	30	276	78750	285,32
	4C	261	30	276	78750	285,32
	4D	261	30	276	78750	285,32
	4E	261	30	276	78750	285,32
	4F	261	30	276	78750	285,32
	4G	261	30	276	78750	285,32
	4H	261	30	276	78750	285,32
	5A	261	30	276	78750	285,32
	5B	261	30	276	78750	285,32
	5C	261	30	276	78750	285,32
	5D	261	30	276	78750	285,32
	5E	261	30	276	78750	285,32
	5F	261	30	276	78750	285,32
	5G	261	30	276	78750	285,32
	5H	261	30	276	78750	285,32

6. Pour étage en attique :

niveau	poteaux	h [cm]	e_{pot} [cm]	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$
ETAGE : 10	A1	261	30	276	78750	285,32
	B1	261	30	276	78750	285,32
	C1	261	30	276	78750	285,32
	D1	261	30	276	78750	285,32
	E1	261	30	276	78750	285,32
	F1	261	30	276	78750	285,32
	G1	261	30	276	78750	285,32
	H1	261	30	276	78750	285,32
	2A	261	30	276	78750	285,32
	2B	261	30	276	78750	285,32
	2C	261	30	276	78750	285,32
	2D	261	30	276	78750	285,32
	2E	261	30	276	78750	285,32
	2F	261	30	276	78750	285,32
	2G	261	30	276	78750	285,32
	2H	261	30	276	78750	285,32
	3A	261	30	276	78750	285,32
	3B	261	30	276	78750	285,32
	3C	261	30	276	78750	285,32
	3D	261	30	276	78750	285,32
	3E	261	30	276	78750	285,32
	3F	261	30	276	78750	285,32
	3G	261	30	276	78750	285,32
	3H	261	30	276	78750	285,32
	4A	261	30	276	78750	285,32
	4B	261	30	276	78750	285,32
	4C	261	30	276	78750	285,32
	4D	261	30	276	78750	285,32
	4E	261	30	276	78750	285,32
	4F	261	30	276	78750	285,32
	4G	261	30	276	78750	285,32
	4H	261	30	276	78750	285,32

b) Calcul des coefficients correcteurs "$\overline{aj}$" : (avec : $K = \frac{K_{poutre}}{K_{poteaux}}$**)**

- **Niveau courant :**

$$a_{ij} = \frac{\overline{K}}{2 + \overline{K}}$$

- **Niveau RDC :**

$$a_{ij} = \frac{0{,}5 + \overline{K}}{2 + \overline{K}}$$

* **Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :**

- **Niveau courant :**

$$r_{ij} = a_{ij} K_{pot} \frac{12E}{{h_c}^2}$$

- **Niveau RDC :**

1. **Poteau encastré à sa base:**

$$r_{ij} = a_{ij} K_{pot} \frac{12E}{{h_c}^2}$$

2. **Poteau articulé à sa base :**

$$r_j = a_j K_{pot} \frac{3E}{{h_c}^2}$$

E : module de déformation du béton **E=321641 [daN /cm²].**

c) Calcul des rigidités des portiques par niveau :

$$r_j = \frac{12E}{{h_{ci}}^2} \sum a_{ij} K_{pot}$$

d) Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$\mathbf{R_{jx}} = \sum \mathbf{r_{ijx}}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$\mathbf{R_{jy}} = \sum \mathbf{ri_{jy}}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

1. **Tableau : IV.7. Rigidités par niveaux des portiques transversaux :**

niveau	poteaux	h_c [cm]	I_{pot} [cm^4]	K_{pot} [cm^3]	travées	K_{pout} [cm^3]	$\overline{K}$	a_j	r_{jy}[KN/cm]	R_{ij} [KN/cm]
RDC	1A	412	468750	1137,71	1A-2A	348,57	0,30	0,34	87,95	3663,04
	2A	412	468750	1137,71	2A-3A	327,29	0,59	0,42	108,65	
	3A	412	468750	1137,71	3A-4A	327,29	0,88	0,48	124,17	
	4A	412	468750	1137,71	4A-5A	348,57	1,18	0,53	137,11	
	5A	412	468750	1137,71						
	1B	412	468750	1137,71	1B-2B	348,57	0,30	0,34	87,95	
	2B	412	468750	1137,71	2B-3B	327,29	0,59	0,42	108,65	
	3B	412	468750	1137,71	3B-4B	327,29	0,88	0,48	124,17	
	4B	412	468750	1137,71	4B-5B	348,57	1,18	0,53	137,11	
	5B	412	468750	1137,71						
	1C	412	468750	1137,71	1C-2C	348,57	0,30	0,34	87,95	
	2C	412	468750	1137,71	2C-3C	327,29	0,59	0,42	108,65	
	3C	412	468750	1137,71	3C-4C	327,29	0,88	0,48	124,17	
	4C	412	468750	1137,71	4C-5C	348,57	1,18	0,53	137,11	
	5C	412	468750	1137,71						
	1D	412	468750	1137,71	1D-2D	348,57	0,30	0,34	87,95	
	2D	412	468750	1137,71	2D-3D	327,29	0,59	0,42	108,65	
	3D	412	468750	1137,71	3D-4D	327,29	0,88	0,48	124,17	
	4D	412	468750	1137,71	4D-5D	348,57	1,18	0,53	137,11	
	5D	412	468750	1137,71						
	1E	412	468750	1137,71	1E-2E	348,57	0,30	0,34	87,95	
	2E	412	468750	1137,71	2E-3E	327,29	0,59	0,42	108,65	
	3E	412	468750	1137,71	3E-4E	327,29	0,88	0,48	124,17	
	4E	412	468750	1137,71	4E-5E	348,57	1,18	0,53	137,11	
	5E	412	468750	1137,71						
	1F	412	468750	1137,71	1F-2F	348,57	0,30	0,34	87,95	
	2F	412	468750	1137,71	2F-3F	327,29	0,59	0,42	108,65	
	3F	412	468750	1137,71	3F-4F	327,29	0,88	0,48	124,17	
	4F	412	468750	1137,71	4F-5F	348,57	1,18	0,53	137,11	
	5F	412	468750	1137,71						
	1G	412	468750	1137,71	1G-2G	348,57	0,30	0,34	87,95	
	2G	412	468750	1137,71	2G-3G	327,29	0,59	0,42	108,65	
	3G	412	468750	1137,71	3G-4G	327,29	0,88	0,48	124,17	
	4G	412	468750	1137,71	4G-5G	348,57	1,18	0,53	137,11	
	5G	412	468750	1137,71						
	1H	412	468750	1137,71	1H-2H	348,57	0,30	0,34	87,95	
	2H	412	468750	1137,71	2H-3H	327,29	0,59	0,42	108,65	
	3H	412	468750	1137,71	3H-4H	327,29	0,88	0,48	124,17	
	4H	412	468750	1137,71	4H-5H	348,57	1,18	0,53	137,11	

	5H	412	468750	1137,71						
Etage de service	**1A**	286	468750	1638,98	1A-2A	348,57	0,21	0,09	69,60	**4825,84**
	2A	286	468750	1638,98	2A-3A	327,29	0,41	0,17	131,47	
	3A	286	468750	1638,98	3A-4A	327,29	0,61	0,23	177,88	
	4A	286	468750	1638,98	4A-5A	348,57	0,82	0,29	224,28	
	5A	286	468750	1638,98						
	1B	286	468750	1638,98	1B-2B	348,57	0,21	0,09	69,60	
	2B	286	468750	1638,98	2B-3B	327,29	0,41	0,17	131,47	
	3B	286	468750	1638,98	3B-4B	327,29	0,61	0,23	177,88	
	4B	286	468750	1638,98	4B-5B	348,57	0,82	0,29	224,28	
	5B	286	468750	1638,98						
	1C	286	468750	1638,98	1C-2C	348,57	0,21	0,09	69,60	
	2C	286	468750	1638,98	2C-3C	327,29	0,41	0,17	131,47	
	3C	286	468750	1638,98	3C-4C	327,29	0,61	0,23	177,88	
	4C	286	468750	1638,98	4C-5C	348,57	0,82	0,29	224,28	
	5C	286	468750	1638,98						
	1D	286	468750	1638,98	1D-2D	348,57	0,21	0,09	69,60	
	2D	286	468750	1638,98	2D-3D	327,29	0,41	0,17	131,47	
	3D	286	468750	1638,98	3D-4D	327,29	0,61	0,23	177,88	
	4D	286	468750	1638,98	4D-5D	348,57	0,82	0,29	224,28	
	5D	286	468750	1638,98						
	1E	286	468750	1638,98	1E-2E	348,57	0,21	0,09	69,60	
	2E	286	468750	1638,98	2E-3E	327,29	0,41	0,17	131,47	
	3E	286	468750	1638,98	3E-4E	327,29	0,61	0,23	177,88	
	4E	286	468750	1638,98	4E-5E	348,57	0,82	0,29	224,28	
	5E	286	468750	1638,98						
	1F	286	468750	1638,98	1F-2F	348,57	0,21	0,09	69,60	
	2F	286	468750	1638,98	2F-3F	327,29	0,41	0,17	131,47	
	3F	286	468750	1638,98	3F-4F	327,29	0,61	0,23	177,88	
	4F	286	468750	1638,98	4F-5F	348,57	0,82	0,29	224,28	
	5F	286	468750	1638,98						
	1G	286	468750	1638,98	1G-2G	348,57	0,21	0,09	69,60	
	2G	286	468750	1638,98	2G-3G	327,29	0,41	0,17	131,47	
	3G	286	468750	1638,98	3G-4G	327,29	0,61	0,23	177,88	
	4G	286	468750	1638,98	4G-5G	348,57	0,82	0,29	224,28	
	5G	286	468750	1638,98						
	1H	286	468750	1638,98	1H-2H	348,57	0,21	0,09	69,60	
	2H	286	468750	1638,98	2H-3H	327,29	0,41	0,17	131,47	
	3H	286	468750	1638,98	3H-4H	327,29	0,61	0,23	177,88	
	4H	286	468750	1638,98	4H-5H	348,57	0,82	0,29	224,28	

	5H	286	468750	1638,98						
Etage : **2, 3, 4, 5**	**1A**	283,5	303750	1071,43	1A-2A	348,57	0,32	0,13	66,89	**4363,12**
	2A	283,5	303750	1071,43	2A-3A	327,29	0,62	0,24	123,48	
	3A	283,5	303750	1071,43	3A-4A	327,29	0,92	0,31	159,50	
	4A	283,5	303750	1071,43	4A-5A	348,57	1,24	0,38	195,52	
	5A	283,5	303750	1071,43						
	1B	283,5	303750	1071,43	1B-2B	348,57	0,32	0,13	66,89	
	2B	283,5	303750	1071,43	2B-3B	327,29	0,62	0,24	123,48	
	3B	283,5	303750	1071,43	3B-4B	327,29	0,92	0,31	159,50	
	4B	283,5	303750	1071,43	4B-5B	348,57	1,24	0,38	195,52	
	5B	283,5	303750	1071,43						
	1C	283,5	303750	1071,43	1C-2C	348,57	0,32	0,13	66,89	
	2C	283,5	303750	1071,43	2C-3C	327,29	0,62	0,24	123,48	
	3C	283,5	303750	1071,43	3C-4C	327,29	0,92	0,31	159,50	
	4C	283,5	303750	1071,43	4C-5C	348,57	1,24	0,38	195,52	
	5C	283,5	303750	1071,43						
	1D	283,5	303750	1071,43	1D-2D	348,57	0,32	0,13	66,89	
	2D	283,5	303750	1071,43	2D-3D	327,29	0,62	0,24	123,48	
	3D	283,5	303750	1071,43	3D-4D	327,29	0,92	0,31	159,50	
	4D	283,5	303750	1071,43	4D-5D	348,57	1,24	0,38	195,52	
	5D	283,5	303750	1071,43						
	1E	283,5	303750	1071,43	1E-2E	348,57	0,32	0,13	66,89	
	2E	283,5	303750	1071,43	2E-3E	327,29	0,62	0,24	123,48	
	3E	283,5	303750	1071,43	3E-4E	327,29	0,92	0,31	159,50	
	4E	283,5	303750	1071,43	4E-5E	348,57	1,24	0,38	195,52	
	5E	283,5	303750	1071,43						
	1F	283,5	303750	1071,43	1F-2F	348,57	0,32	0,13	66,89	
	2F	283,5	303750	1071,43	2F-3F	327,29	0,62	0,24	123,48	
	3F	283,5	303750	1071,43	3F-4F	327,29	0,92	0,31	159,50	
	4F	283,5	303750	1071,43	4F-5F	348,57	1,24	0,38	195,52	
	5F	283,5	303750	1071,43						
	1G	283,5	303750	1071,43	1G-2G	348,57	0,32	0,13	66,89	
	2G	283,5	303750	1071,43	2G-3G	327,29	0,62	0,24	123,48	
	3G	283,5	303750	1071,43	3G-4G	327,29	0,92	0,31	159,50	
	4G	283,5	303750	1071,43	4G-5G	348,57	1,24	0,38	195,52	
	5G	283,5	303750	1071,43						

	1H	283,5	303750	1071,43	1H-2H	348,57	0,32	0,13	66,89	
	2H	283,5	303750	1071,43	2H-3H	327,29	0,62	0,24	123,48	
	3H	283,5	303750	1071,43	3H-4H	327,29	0,92	0,31	159,50	
	4H	283,5	303750	1071,43	4H-5H	348,57	1,24	0,38	195,52	
	5H	283,5	303750	1071,43						
Etage : 6, 7, 8	**1A**	261	186666	664,29	1A-2A	348,57	0,52	0,21	79,04	**4426,16**
	2A	261	186666	664,29	2A-3A	327,29	1,01	0,33	124,20	
	3A	261	186666	664,29	3A-4A	327,29	1,50	0,43	161,84	
	4A	261	186666	664,29	4A-5A	348,57	2,02	0,50	188,19	
	5A	261	186666	664,29						
	1B	261	186666	664,29	1B-2B	348,57	0,52	0,21	79,04	
	2B	261	186666	664,29	2B-3B	327,29	1,01	0,33	124,20	
	3B	261	186666	664,29	3B-4B	327,29	1,50	0,43	161,84	
	4B	261	186666	664,29	4B-5B	348,57	2,02	0,50	188,19	
	5B	261	186666	664,29						
	1C	261	186666	664,29	1C-2C	348,57	0,52	0,21	79,04	
	2C	261	186666	664,29	2C-3C	327,29	1,01	0,33	124,20	
	3C	261	186666	664,29	3C-4C	327,29	1,50	0,43	161,84	
	4C	261	186666	664,29	4C-5C	348,57	2,02	0,50	188,19	
	5C	261	186666	664,29						
	1D	261	186666	664,29	1D-2D	348,57	0,52	0,21	79,04	
	2D	261	186666	664,29	2D-3D	327,29	1,01	0,33	124,20	
	3D	261	186666	664,29	3D-4D	327,29	1,50	0,43	161,84	
	4D	261	186666	664,29	4D-5D	348,57	2,02	0,50	188,19	
	5D	261	186666	664,29						
	1E	261	186666	664,29	1E-2E	348,57	0,52	0,21	79,04	
	2E	261	186666	664,29	2E-3E	327,29	1,01	0,33	124,20	
	3E	261	186666	664,29	3E-4E	327,29	1,50	0,43	161,84	
	4E	261	186666	664,29	4E-5E	348,57	2,02	0,50	188,19	
	5E	261	186666	664,29						
	1F	261	186666	664,29	1F-2F	348,57	0,52	0,21	79,04	
	2F	261	186666	664,29	2F-3F	327,29	1,01	0,33	124,20	
	3F	261	186666	664,29	3F-4F	327,29	1,50	0,43	161,84	
	4F	261	186666	664,29	4F-5F	348,57	2,02	0,50	188,19	
	5F	261	186666	664,29						
	1G	261	186666	664,29	1G-2G	348,57	0,52	0,21	79,04	
	2G	261	186666	664,29	2G-3G	327,29	1,01	0,33	124,20	
	3G	261	186666	664,29	3G-4G	327,29	1,50	0,43	161,84	

	4G	261	186666	664,29	4G-5G	348,57	2,02	0,50	188,19	
	5G	261	186666	664,29						
	1H	261	186666	664,29	1H-2H	348,57	0,52	0,21	79,04	
	2H	261	186666	664,29	2H-3H	327,29	1,01	0,33	124,20	
	3H	261	186666	664,29	3H-4H	327,29	1,50	0,43	161,84	
	4H	261	186666	664,29	4H-5H	348,57	2,02	0,50	188,19	
	5H	261	186666	664,29						
Etage : 9	**1A**	278,5	107187,5	384,87	1A-2A	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2A	278,5	107187,5	384,87	2A-3A	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3A	278,5	107187,5	384,87	3A-4A	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4A	278,5	107187,5	384,87	4A-5A	348,57	3,50	0,63	120,66	
	5A	278,5	107187,5	384,87						
	1B	278,5	107187,5	384,87	1B-2B	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2B	278,5	107187,5	384,87	2B-3B	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3B	278,5	107187,5	384,87	3B-4B	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4B	278,5	107187,5	384,87	4B-5B	348,57	3,50	0,63	120,66	
	5B	278,5	107187,5	384,87						
	1C	278,5	107187,5	384,87	1C-2C	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2C	278,5	107187,5	384,87	2C-3C	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3C	278,5	107187,5	384,87	3C-4C	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4C	278,5	107187,5	384,87	4C-5C	348,57	3,50	0,63	120,66	
	5C	278,5	107187,5	384,87						
	1D	278,5	107187,5	384,87	1D-2D	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2D	278,5	107187,5	384,87	2D-3D	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3D	278,5	107187,5	384,87	3D-4D	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4D	278,5	107187,5	384,87	4D-5D	348,57	3,50	0,63	120,66	
	5D	278,5	107187,5	384,87						
	1E	278,5	107187,5	384,87	1E-2E	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2E	278,5	107187,5	384,87	2E-3E	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3E	278,5	107187,5	384,87	3E-4E	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4E	278,5	107187,5	384,87	4E-5E	348,57	3,50	0,63	120,66	
	5E	278,5	107187,5	384,87						
	1F	278,5	107187,5	384,87	1F-2F	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2F	278,5	107187,5	384,87	2F-3F	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3F	278,5	107187,5	384,87	3F-4F	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4F	278,5	107187,5	384,87	4F-5F	348,57	3,50	0,63	120,66	
	5F	278,5	107187,5	384,87						
	1G	278,5	107187,5	384,87	1G-2G	348,57	0,90	0,31	59,37	

	2G	278,5	107187,5	384,87	2G-3G	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3G	278,5	107187,5	384,87	3G-4G	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4G	278,5	107187,5	384,87	4G-5G	348,57	3,50	0,63	120,66	
	5G	278,5	107187,5	384,87						
	1H	278,5	107187,5	384,87	1H-2H	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2H	278,5	107187,5	384,87	2H-3H	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3H	278,5	107187,5	384,87	3H-4H	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4H	278,5	107187,5	384,87	4H-5H	348,57	3,50	0,63	120,66	
	5H	278,5	107187,5	384,87						

niveau	**poteaux**	h_C**[cm]**	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$	**travées**	$K_{pout}[cm^3]$	$\overline{K}$	a_j	$r_{jy}[KN/cm]$	$R_{jy}[KN/cm]$
Etage : 10	**1A**	278,5	107187,5	384,87	1A-2A	348,57	0,90	0,31	59,37	**2037,68**
	2A	278,5	107187,5	384,87	2A-3A	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3A	278,5	107187,5	384,87	3A-4A	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4A	278,5	107187,5	384,87						
	1B	278,5	107187,5	384,87	1B-2B	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2B	278,5	107187,5	384,87	2B-3B	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3B	278,5	107187,5	384,87	3B-4B	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4B	278,5	107187,5	384,87						
	1C	278,5	107187,5	384,87	1C-2C	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2C	278,5	107187,5	384,87	2C-3C	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3C	278,5	107187,5	384,87	3C-4C	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4C	278,5	107187,5	384,87						
	1D	278,5	107187,5	384,87	1D-2D	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2D	278,5	107187,5	384,87	2D-3D	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3D	278,5	107187,5	384,87	3D-4D	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4D	278,5	107187,5	384,87						
	1E	278,5	107187,5	384,87	1E-2E	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2E	278,5	107187,5	384,87	2E-3E	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3E	278,5	107187,5	384,87	3E-4E	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4E	278,5	107187,5	384,87						
	1F	278,5	107187,5	384,87	1F-2F	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2F	278,5	107187,5	384,87	2F-3F	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3F	278,5	107187,5	384,87	3F-4F	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4F	278,5	107187,5	384,87						
	1G	278,5	107187,5	384,87	1G-2G	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2G	278,5	107187,5	384,87	2G-3G	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3G	278,5	107187,5	384,87	3G-4G	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4G	278,5	107187,5	384,87						
	1H	278,5	107187,5	384,87	1H-2H	348,57	0,90	0,31	59,37	
	2H	278,5	107187,5	384,87	2H-3H	327,29	1,75	0,46	88,09	
	3H	278,5	107187,5	384,87	3H-4H	327,29	2,60	0,56	107,25	
	4H	278,5	107187,5	384,87						

2. Tableau : IV.8 Rigidités par niveau des portiques longitudinaux :

niveau	poteaux	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$	travées	$K_{pout}[cm^3]$	$\overline{K}$	a_j	$r_{jx}[KN/cm]$	$R_{jx}[KN/cm]$
RDC	A1	409 ,5	379687,5	927,19	1A-1B	410 ,25	0,44	0,38	81,09	4481,4
	B1	409 ,5	379687,5	927,19	1B-1C	516.12	0,99	0,49	104,57	
	C1	409 ,5	379687,5	927,19	1C-1D	516,12	1,55	0,57	121,64	
	D1	409 ,5	379687,5	927,19	1D-1E	592,59	2,19	0,64	136,58	
	E1	409 ,5	379687,5	927,19	1E-1F	507,92	2,74	0,68	145,11	
	F1	409 ,5	379687,5	927,19	1F-1G	507,92	3,28	0,71	151,51	
	G1	409 ,5	379687,5	927,19	1G-1H	410,25	3,73	0,73	155,78	
	H1	409 ,5	379687,5	927,19						
	2A	409 ,5	379687,5	927,19	2A-2B	410,25	0,44	0,38	81,09	
	2B	409 ,5	379687,5	927,19	2B-2C	516,12	0,99	0,49	104,57	
	2C	409 ,5	379687,5	927,19	2C-2D	516,12	1,55	0,57	121,64	
	2D	409 ,5	379687,5	927,19	2D-2E	592,59	2,19	0,64	136,58	
	2E	409 ,5	379687,5	927,19	2E-2F	516,12	2,74	0,68	145,11	
	2F	409 ,5	379687,5	927,19	2F-2G	516,12	3,28	0,71	151,51	
	2G	409 ,5	379687,5	927,19	2G-2H	410,25	3,73	0,73	155,78	
	2H	409 ,5	379687,5	927,19						
	3A	409 ,5	379687,5	927,19	3A-3B	410,25	0,44	0,38	81,09	
	3B	409 ,5	379687,5	927,19	3B-3C	410,25	0,99	0,49	104,57	
	3C	409 ,5	379687,5	927,19	3C-3D	410,25	1,55	0,57	121,64	
	3D	409 ,5	379687,5	927,19	3D-3E	410,25	2,19	0,64	136,58	
	3E	409 ,5	379687,5	927,19	3E-3F	410,25	2,74	0,68	145,11	
	3F	409 ,5	379687,5	927,19	3F-3G	410,25	3,28	0,71	151,51	
	3G	409 ,5	379687,5	927,19	3G-3H	410,25	3,73	0,73	155,78	
	3H	409 ,5	379687,5	927,19						
	4A	409 ,5	379687,5	927,19	4A-4B	410,25	0,44	0,38	81,09	
	4B	409 ,5	379687,5	927,19	4B-4C	410,25	0,99	0,49	104,57	
	4C	409 ,5	379687,5	927,19	4C-4D	410,25	1,55	0,57	121,64	
	4D	409 ,5	379687,5	927,19	4D-4E	410,25	2,19	0,64	136,58	
	4E	409 ,5	379687,5	927,19	4E-4F	410,25	2,74	0,68	145,11	
	4F	409 ,5	379687,5	927,19	4F-4G	410,25	3,28	0,71	151,51	
	4G	409 ,5	379687,5	927,19	4G-4H	410,25	3,73	0,73	155,78	
	4H	409 ,5	379687,5	927,19						
	5A	409 ,5	379687,5	927,19	5A-5B	410,25	0,44	0,38	81,09	
	5B	409 ,5	379687,5	927,19	5B-5C	410,25	0,99	0,49	104,57	
	5C	409 ,5	379687,5	927,19	5C-5D	410,25	1,55	0,57	121,64	
	5D	409 ,5	379687,5	927,19	5D-5E	410,25	2,19	0,64	136,58	
	5E	409 ,5	379687,5	927,19	5E-5F	410,25	2,74	0,68	145,11	

	5F	409 ,5	379687,5	927,19	5F-5G	410,25	3,28	0,71	151,51	
	5G	409 ,5	379687,5	927,19	5G-5H	410,25	3,73	0,73	155,78	
	5H	409 ,5	379687,5	927,19						

niveau	poteaux	h_C[cm]	$I_{pot}[cm^4]$	$K_{pot}[cm^3]$	travées	$K_{pout}[cm^3]$	$\overline{K}$	a_j	r_{jx}[KN /cm]	R_{jx}[KN/cm]
ETAGE DE SERVICE	A1	283,5	379687,5	1339,28	1A-1B	410 ,25	0 30	0,13	83,61	8650,25
	B1	283,5	379687,5	1339,28	1B-1C	516.12	0,68	0,25	160,78	
	C1	283,5	379687,5	1339,28	1C-1D	516,12	1,06	0,34	218,67	
	D1	283,5	379687,5	1339,28	1D-1E	592,59	1,5	0,42	270,12	
	E1	283,5	379687,5	1339,28	1E-1F	507,92	1,87	0,48	308,71	
	F1	283,5	379687,5	1339,28	1F-1G	507,92	2,24	0,52	334,43	
	G1	283,5	379687,5	1339,28	1G-1H	410,25	2,54	0,55	353,73	
	H1	283,5	379687,5	1339,28						
	2A	283,5	379687,5	1339,28	2A-2B	410 ,25	0 30	0,13	83,61	
	2B	283,5	379687,5	1339,28	2B-2C	516.12	0,68	0,25	160,78	
	2C	283,5	379687,5	1339,28	2C-2D	516,12	1,06	0,34	218,67	
	2D	283,5	379687,5	1339,28	2D-2E	592,59	1,5	0,42	270,12	
	2E	283,5	379687,5	1339,28	2E-2F	507,92	1,87	0,48	308,71	
	2F	283,5	379687,5	1339,28	2F-2G	507,92	2,24	0,52	334,43	
	2G	283,5	379687,5	1339,28	2G-2H	410,25	2,54	0,55	353,73	
	2H	283,5	379687,5	1339,28						
	3A	283,5	379687,5	1339,28	3A-3B	410 ,25	0 30	0,13	83,61	
	3B	283,5	379687,5	1339,28	3B-3C	516.12	0,68	0,25	160,78	
	3C	283,5	379687,5	1339,28	3C-3D	516,12	1,06	0,34	218,67	
	3D	283,5	379687,5	1339,28	3D-3E	592,59	1,5	0,42	270,12	
	3E	283,5	379687,5	1339,28	3E-3F	507,92	1,87	0,48	308,71	
	3F	283,5	379687,5	1339,28	3F-3G	507,92	2,24	0,52	334,43	
	3G	283,5	379687,5	1339,28	3G-3H	410,25	2,54	0,55	353,73	
	3H	283,5	379687,5	1339,28						
	4A	283,5	379687,5	1339,28	4A-4B	410 ,25	0 30	0,13	83,61	
	4B	283,5	379687,5	1339,28	4B-4C	516.12	0,68	0,25	160,78	
	4C	283,5	379687,5	1339,28	4C-4D	516,12	1,06	0,34	218,67	
	4D	283,5	379687,5	1339,28	4D-4E	592,59	1,5	0,42	270,12	
	4E	283,5	379687,5	1339,28	4E-4F	507,92	1,87	0,48	308,71	
	4F	283,5	379687,5	1339,28	4F-4G	507,92	2,24	0,52	334,43	
	4G	283,5	379687,5	1339,28	4G-4H	410,25	2,54	0,55	353,73	
	4H	283,5	379687,5	1339,28						
	5A	283,5	379687,5	1339,28	5A-5B	410 ,25	0 30	0,13	83,61	
	5B	283,5	379687,5	1339,28	5B-5C	516.12	0,68	0,25	160,78	
	5C	283,5	379687,5	1339,28	5C-5D	516,12	1,06	0,34	218,67	

	5D	283,5	379687,5	1339,28	5D-5E	592,59	1,5	0,42	270,12	
	5E	283,5	379687,5	1339,28	5E-5F	507,92	1,87	0,48	308,71	
	5F	283,5	379687,5	1339,28	5F-5G	507,92	2,24	0,52	334,43	
	5G	283,5	379687,5	1339,28	5G-5H	410,25	2,54	0,55	353,73	
	5H	283,5	379687,5	1339,28						
	A1	281	240000	854 ,09	1A-1B	410 ,25	0 ,48	0,19	79,32	
	B1	281	240000	854 ,09	1B-1C	516.12	1,08	0,35	146,11	
	C1	281	240000	854 ,09	1C-1D	516,12	1,68	0,45	187,86	
	D1	281	240000	854 ,09	1D-1E	592,59	2,37	0,54	225,43	
	E1	281	240000	854 ,09	1E-1F	507,92	3,06	0,60	250,48	
	F1	281	240000	854 ,09	1F-1G	507,92	3,75	0,65	271,36	
	G1	281	240000	854 ,09	1G-1H	410,25	4,23	0,67	279,71	
	H1	281	240000	854 ,09						
	2A	281	240000	854 ,09	2A-2B	410 ,25	0 ,48	0,19	79,32	
	2B	281	240000	854 ,09	2B-2C	516.12	1,08	0,35	146,11	
	2C	281	240000	854 ,09	2C-2D	516,12	1,68	0,45	187,86	
	2D	281	240000	854 ,09	2D-2E	592,59	2,37	0,54	225,43	
	2E	281	240000	854 ,09	2E-2F	507,92	3,06	0,60	250,48	
	2F	281	240000	854 ,09	2F-2G	507,92	3,75	0,65	271,36	
	2G	281	240000	854 ,09	2G-2H	410,25	4,23	0,67	279,71	
	2H	281	240000	854 ,09						
	3A	281	240000	854 ,09	3A-3B	410 ,25	0 ,48	0,19	79,32	
	3B	281	240000	854 ,09	3B-3C	516.12	1,08	0,35	146,11	**7201,35**
ETAGE	3C	281	240000	854 ,09	3C-3D	516,12	1,68	0,45	187,86	
2, 3, 4, 5	3D	281	240000	854 ,09	3D-3E	592,59	2,37	0,54	225,43	
	3E	281	240000	854 ,09	3E-3F	507,92	3,06	0,60	250,48	
	3F	281	240000	854 ,09	3F-3G	507,92	3,75	0,65	271,36	
	3G	281	240000	854 ,09	3G-3H	410,25	4,23	0,67	279,71	
	3H	281	240000	854 ,09						
	4A	281	240000	854 ,09	4A-4B	410 ,25	0 ,48	0,19	79,32	
	4B	281	240000	854 ,09	4B-4C	516.12	1,08	0,35	146,11	
	4C	281	240000	854 ,09	4C-4D	516,12	1,68	0,45	187,86	
	4D	281	240000	854 ,09	4D-4E	592,59	2,37	0,54	225,43	
	4E	281	240000	854 ,09	4E-4F	507,92	3,06	0,60	250,48	
	4F	281	240000	854 ,09	4F-4G	507,92	3,75	0,65	271,36	
	4G	281	240000	854 ,09	4G-4H	410,25	4,23	0,67	279,71	
	4H	281	240000	854 ,09						
	5A	281	240000	854 ,09	5A-5B	410 ,25	0 ,48	0,19	79,32	
	5B	281	240000	854 ,09	5B-5C	516.12	1,08	0,35	146,11	
	5C	281	240000	854 ,09	5C-5D	516,12	1,68	0,45	187,86	

	5D	281	240000	854 ,09	5D-5E	592,59	2,37	0,54	225,43	
	5E	281	240000	854 ,09	5E-5F	507,92	3,06	0,60	250,48	
	5F	281	240000	854 ,09	5F-5G	507,92	3,75	0,65	271,36	
	5G	281	240000	854 ,09	5G-5H	410,25	4,23	0,67	279,71	
	5H	281	240000	854 ,09						
ETAGE 6,7,8	A1	278,5	142916,66	513,16	1A-1B	410 ,25	0 ,79	0,28	79,32	**7201,35**
	B1	278,5	142916,66	513,16	1B-1C	516.12	1,79	0,47	146,11	
	C1	278,5	142916,66	513,16	1C-1D	516,12	2,79	0,58	187,86	
	D1	278,5	142916,66	513,16	1D-1E	592,59	3,95	0,66	225,43	
	E1	278,5	142916,66	513,16	1E-1F	507,92	4,94	0,71	250,48	
	F1	278,5	142916,66	513,16	1F-1G	507,92	5,93	0,74	271,36	
	G1	278,5	142916,66	513,16	1G-1H	410,25	6,72	0,77	279,71	
	H1	278,5	142916,66	513,16						
	2A	278,5	142916,66	513,16	2A-2B	410 ,25	0 ,79	0,28	79,32	
	2B	278,5	142916,66	513,16	2B-2C	516.12	1,79	0,47	146,11	
	2C	278,5	142916,66	513,16	2C-2D	516,12	2,79	0,58	187,86	
	2D	278,5	142916,66	513,16	2D-2E	592,59	3,95	0,66	225,43	
	2E	278,5	142916,66	513,16	2E-2F	507,92	4,94	0,71	250,48	
	2F	278,5	142916,66	513,16	2F-2G	507,92	5,93	0,74	271,36	
	2G	278,5	142916,66	513,16	2G-2H	410,25	6,72	0,77	279,71	
	2H	278,5	142916,66	513,16						
	3A	278,5	142916,66	513,16	3A-3B	410 ,25	0 ,79	0,28	79,32	
	3B	278,5	142916,66	513,16	3B-3C	516.12	1,79	0,47	146,11	
	3C	278,5	142916,66	513,16	3C-3D	516,12	2,79	0,58	187,86	
	3D	278,5	142916,66	513,16	3D-3E	592,59	3,95	0,66	225,43	
	3E	278,5	142916,66	513,16	3E-3F	507,92	4,94	0,71	250,48	
	3F	278,5	142916,66	513,16	3F-3G	507,92	5,93	0,74	271,36	
	3G	278,5	142916,66	513,16	3G-3H	410,25	6,72	0,77	279,71	
	3H	278,5	142916,66	513,16						
	4A	278,5	142916,66	513,16	4A-4B	410 ,25	0 ,79	0,28	79,32	
	4B	278,5	142916,66	513,16	4B-4C	516.12	1,79	0,47	146,11	
	4C	278,5	142916,66	513,16	4C-4D	516,12	2,79	0,58	187,86	
	4D	278,5	142916,66	513,16	4D-4E	592,59	3,95	0,66	225,43	
	4E	278,5	142916,66	513,16	4E-4F	507,92	4,94	0,71	250,48	
	4F	278,5	142916,66	513,16	4F-4G	507,92	5,93	0,74	271,36	
	4G	278,5	142916,66	513,16	4G-4H	410,25	6,72	0,77	279,71	
	4H	278,5	142916,66	513,16						
	5A	278,5	142916,66	513,16	5A-5B	410 ,25	0 ,79	0,28	79,32	
	5B	278,5	142916,66	513,16	5B-5C	516.12	1,79	0,47	146,11	
	5C	278,5	142916,66	513,16	5C-5D	516,12	2,79	0,58	187,86	

	5D	278,5	142916,66	513,16	5D-5E	592,59	3,95	0,66	225,43	
	5E	278,5	142916,66	513,16	5E-5F	507,92	4,94	0,71	250,48	
	5F	278,5	142916,66	513,16	5F-5G	507,92	5,93	0,74	271,36	
	5G	278,5	142916,66	513,16	5G-5H	410,25	6,72	0,77	279,71	
	5H	278,5	142916,66	513,16						
ETAGE 9	A1	276	78750	285,32	1A-1B	410 ,25	1,43	0,41	59,26	**3621,05**
	B1	276	78750	285,32	1B-1C	516.12	3,23	0,61	88,18	
	C1	276	78750	285,32	1C-1D	516,12	5,03	0,71	102,63	
	D1	276	78750	285,32	1D-1E	592,59	7,11	0,78	112,75	
	E1	276	78750	285,32	1E-1F	507,92	8,89	0,81	117,09	
	F1	276	78750	285,32	1F-1G	507,92	10,67	0,84	121,43	
	G1	276	78750	285,32	1G-1H	410,25	12,10	0,85	122,87	
	H1	276	78750	285,32						
	2A	276	78750	285,32	2A-2B	410 ,25	1,43	0,41	59,26	
	2B	276	78750	285,32	2B-2C	516.12	3,23	0,61	88,18	
	2C	276	78750	285,32	2C-2D	516,12	5,03	0,71	102,63	
	2D	276	78750	285,32	2D-2E	592,59	7,11	0,78	112,75	
	2E	276	78750	285,32	2E-2F	507,92	8,89	0,81	117,09	
	2F	276	78750	285,32	2F-2G	507,92	10,67	0,84	121,43	
	2G	276	78750	285,32	2G-2H	410,25	12,10	0,85	122,87	
	2H	276	78750	285,32						
	3A	276	78750	285,32	3A-3B	410 ,25	1,43	0,41	59,26	
	3B	276	78750	285,32	3B-3C	516.12	3,23	0,61	88,18	
	3C	276	78750	285,32	3C-3D	516,12	5,03	0,71	102,63	
	3D	276	78750	285,32	3D-3E	592,59	7,11	0,78	112,75	
	3E	276	78750	285,32	3E-3F	507,92	8,89	0,81	117,09	
	3F	276	78750	285,32	3F-3G	507,92	10,67	0,84	121,43	
	3G	276	78750	285,32	3G-3H	410,25	12,10	0,85	122,87	
	3H	276	78750	285,32						
	4A	276	78750	285,32	4A-4B	410 ,25	1,43	0,41	59,26	
	4B	276	78750	285,32	4B-4C	516.12	3,23	0,61	88,18	
	4C	276	78750	285,32	4C-4D	516,12	5,03	0,71	102,63	
	4D	276	78750	285,32	4D-4E	592,59	7,11	0,78	112,75	
	4E	276	78750	285,32	4E-4F	507,92	8,89	0,81	117,09	
	4F	276	78750	285,32	4F-4G	507,92	10,67	0,84	121,43	
	4G	276	78750	285,32	4G-4H	410,25	12,10	0,85	122,87	
	4H	276	78750	285,32						
	5A	276	78750	285,32	5A-5B	410 ,25	1,43	0,41	59,26	
	5B	276	78750	285,32	5B-5C	516.12	3,23	0,61	88,18	

	5C	276	78750	285,32	5C-5D	516,12	5,03	0,71	102,63	
	5D	276	78750	285,32	5D-5E	592,59	7,11	0,78	112,75	
	5E	276	78750	285,32	5E-5F	507,92	8,89	0,81	117,09	
	5F	276	78750	285,32	5F-5G	507,92	10,67	0,84	121,43	
	5G	276	78750	285,32	5G-5H	410,25	12,10	0,85	122,87	
	5H	276	78750	285,32						
ETAGE 10	A1	276	78750	285,32	1A-1B	410 ,25	1,43	0,41	59,26	**3621,05**
	B1	276	78750	285,32	1B-1C	516.12	3,23	0,61	88,18	
	C1	276	78750	285,32	1C-1D	516,12	5,03	0,71	102,63	
	D1	276	78750	285,32	1D-1E	592,59	7,11	0,78	112,75	
	E1	276	78750	285,32	1E-1F	507,92	8,89	0,81	117,09	
	F1	276	78750	285,32	1F-1G	507,92	10,67	0,84	121,43	
	G1	276	78750	285,32	1G-1H	410,25	12,10	0,85	122,87	
	H1	276	78750	285,32						
	2A	276	78750	285,32	2A-2B	410,25	1,43	0,41	59,26	
	2B	276	78750	285,32	2B-2C	516,12	3,23	0,61	88,18	
	2C	276	78750	285,32	2C-2D	516,12	5,03	0,71	102,63	
	2D	276	78750	285,32	2D-2E	592,59	7,11	0,78	112,75	
	2E	276	78750	285,32	2E-2F	516,12	8,89	0,81	117,09	
	2F	276	78750	285,32	2F-2G	516,12	10,67	0,84	121,43	
	2G	276	78750	285,32	2G-2H	410,25	12,10	0,85	122,87	
	2H	276	78750	285,32						
	3A	276	78750	285,32	3A-3B	410,25	1,43	0,41	59,26	
	3B	276	78750	285,32	3B-3C	410,25	3,23	0,61	88,18	
	3C	276	78750	285,32	3C-3D	410,25	5,03	0,71	102,63	
	3D	276	78750	285,32	3D-3E	410,25	7,11	0,78	112,75	
	3E	276	78750	285,32	3E-3F	410,25	8,89	0,81	117,09	
	3F	276	78750	285,32	3F-3G	410,25	10,67	0,84	121,43	
	3G	276	78750	285,32	3G-3H	410,25	12,10	0,85	122,87	
	3H	276	78750	285,32						
	4A	276	78750	285,32	4A-4B	410,25		0,41	59,26	
	4B	276	78750	285,32	4B-4C	410,25		0,61	88,18	
	4C	276	78750	285,32	4C-4D	410,25		0,71	102,63	
	4D	276	78750	285,32	4D-4E	410,25		0,78	112,75	
	4E	276	78750	285,32	4E-4F	410,25		0,81	117,09	
	4F	276	78750	285,32	4F-4G	410,25		0,84	121,43	
	4G	276	78750	285,32	4G-4H	410,25		0,85	122,87	
	4H	276	78750	285,32						

IV.4. Calcul rigidités des voiles par niveaux :

$$R_{jx} = \frac{12EI_Y}{h_e^3}$$ **(Voiles longitudinaux)**

$$R_{jy} = \frac{12EI_X}{h_e^3}$$ **(Voiles transversaux)**

Avec :

- $\mathbf{h_e}$ **:** hauteur d'étage.
- **E :** module de Young.
- $\mathbf{I_x}$ et $\mathbf{I_y}$: Inertie des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

1 Tableau IV.4.1. Sens transversal : (sens Y-Y)

voile	h_e[m]	$I_y[m^4]$	E [KN/m²]	$R_{jy}[KN/m]$
$V_1 - 1T$	3,06	0,056	32164195,12	754358,31
$V_1 - 2T$	3,06	0,056	32164195,12	754358,31
$V_1 - 3T$	3,06	0,056	32164195,12	754358,31
$V_1 - 4T$	3,06	0,056	32164195,12	754358,31
$V_2 - 1T$	3,06	0,78	32164195,12	10507133,70
$V_2 - 2T$	3,06	0,78	32164195,12	10507133,70
$V_3 - 1T$	3,06	0,092	32164195,12	1239302,94
$V_3 - 2T$	3,06	0,092	32164195,12	1239302,94
				25271003,59

2 Tableau IV.4.2. Sens longitudinal : (sens X-X)

voile	h_e[m]	$I_x[m^4]$	E [KN/m²]	$R_{jx}[KN/m]$
$V_1 - 1L$	3,06	0,068	32164195,12	916006,52
$V_1 - 2L$	3,06	0,068	32164195,12	916006,52
$V_1 - 3L$	3,06	0,068	32164195,12	916006,52
$V_1 - 4L$	3,06	0,068	32164195,12	916006,52
$V_1 - 5L$	3,06	0,068	32164195,12	916006,52
$V_1 - 6L$	3,06	0,068	32164195,12	916006,52
$V_1 - 7L$	3,06	0,068	32164195,12	916006,52
$V_1 - 8L$	3,06	0,068	32164195,12	916006,52
$V_2 - 1L$	3,06	0,074	32164195,12	996830,63
				8324882,79

IV.5. Inertie fictive des portiques :

Pour déterminer ces inerties fictives ,il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au doit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égale à **1[tonne]**et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent disposé dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (**1[tonne]** pour chaque niveau)

En fixant l'inertie du refend à (**I=1** [$\mathbf{m^4}$]) il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour

Chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de raideur infinie des plancher, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques, L'inertie fictive des portiques se calcul comme suit : $\boldsymbol{I_{en} = \frac{f_n}{D_n}}$, Avec : $\boldsymbol{D_n = \sum \Delta_n}$

Avec :

- $\mathbf{I_{en}}$ **:** inertie équivalente du portique au niveau **« i ».**
- $\mathbf{\Delta_n}$ **:** déplacement du portique au niveau **« i ».**
- $\mathbf{f_n}$**:** flèche du refond au niveau **« i ».**
- $\mathbf{D_n}$: déplacement du niveau **n** (somme des déplacements des portiques du niveau n)

IV.5.1 Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est **I = 1[$\mathbf{m^4}$]**, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « **Moments des aires** ».Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à **[1tonne]**, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux ,comme le montre la figure suivante :

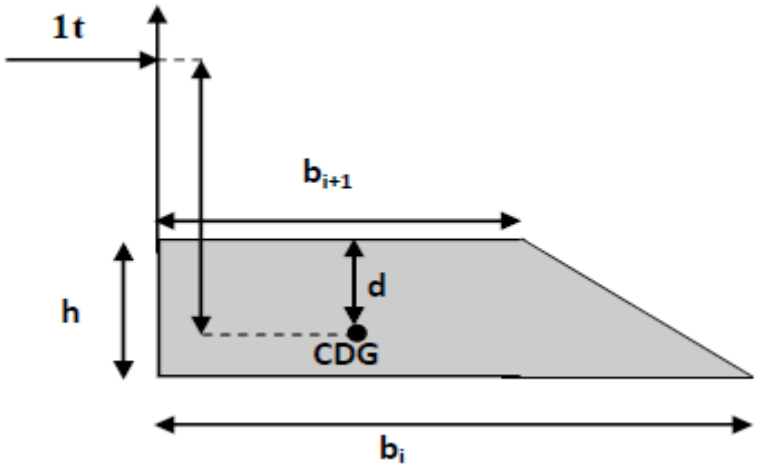


Figure IV.3.Centre de gravité d'un trapèze.

La flèche est donnée par la relation suivante : $f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

Avec :

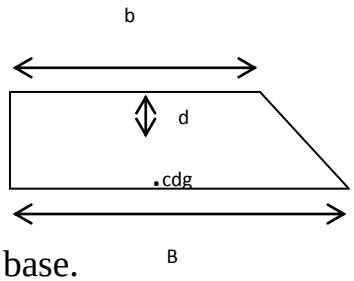
- **f_i :** flèche de refend choisi au niveau « i ».
- **d_i :** Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$$

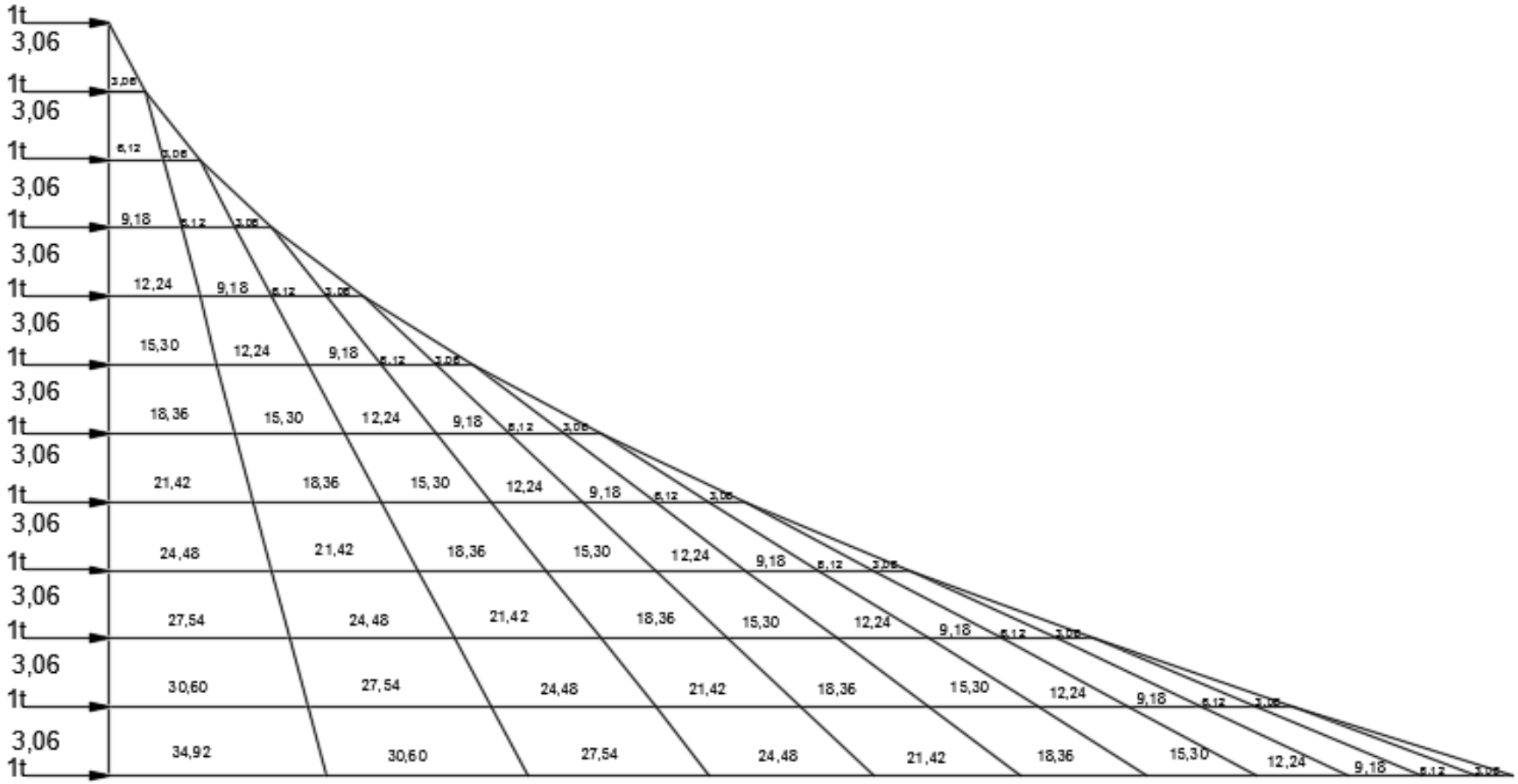
RAPPEL : surface & centre de gravité d'un trapèze.

$$S = (B+b) \times h/2$$

$$d = \frac{2.B+b}{3\times(B+b)} \times h$$



d_i : distance du centre de gravité du trapèze à sa petite base.


1t
3,06
1t
3,06
1t
3,06

Le tableau suivant donne les aires « Si » et la position du centre de gravité « Xi » par diagramme des moments :

Niveau	h [m]	b_{i+1} [m]	b_i [m]	S_i [m²]	d_i [m]	S_i x d_i	Fi x EI
10	3,06	0,00	3,06	4,68	2,04	9,55	**4143,23**
09	3,06	3,06	9,18	18,73	1,79	33,53	**4133,69**
08	3,06	9,18	18,36	42,14	1,70	71,64	**4100,17**
07	3,06	18,36	30,60	74,91	1,66	124,35	**4028,54**
06	3,06	30,60	45,90	117,05	1,63	190,79	**3904,19**
05	3,06	45,90	64,26	168,54	1,62	273,03	**3713,40**
04	3,06	64,26	85,68	229,41	1,60	367,06	**3440,37**
03	3,06	85,68	85,68	299,64	1,59	476,43	**3075,25**
02	3,06	110,16	137,70	379,23	1,59	602,98	**2598,83**
01	3 ,06	137,70	137,7	468,18	1,58	739,72	**1995,86**
RDC	4,32	168,3	201,96	828,48	2,16	1789,53	**1275,39**

Nous aurons donc :

- $f_{rdc} = \frac{S_i.d_i}{EI} = \frac{828,48 \times 2,16}{EI} = \frac{\mathbf{1275,39}}{EI}$
- $f_{01} = \frac{1}{EI}\sum_1^2 S_i\, d_i = \frac{589,07 \times 2,16 + 472,86 \times 1,53}{EI} = \frac{1995,86}{EI}$
- $f_{02} = \frac{1}{EI}\sum_1^3 S_i\, d_i = \frac{2598,83}{EI}$
- $f_{03} = \frac{1}{EI}\sum_1^4 S_i\, d_i = \frac{3075,25}{EI}$
- $f_{04} = \frac{1}{EI}\sum_1^5 S_i\, d_i = \frac{3440,37}{EI}$
- $f_{05} = \frac{1}{EI}\sum_1^6 S_i\, d_i = \frac{3713,40}{EI}$
- $f_{06} = \frac{1}{EI}\sum_1^7 S_i\, d_i = \frac{3904,19}{EI}$
- $f_{07} = \frac{1}{EI}\sum_1^8 S_i\, d_i = \frac{4028,54}{EI}$
- $f_{08} = \frac{1}{EI}\sum_1^9 S_i\, d_i = \frac{4100,17}{EI}$
- $f_{09} = \frac{1}{EI}\sum_1^{10} S_i\, d_i = \frac{4133,69}{EI}$
- $f_{10} = \frac{1}{EI}\sum_1^{11} S_i\, d_i = \frac{4143,23}{EI}$

IV.6.Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher :

Calcul du déplacement des portiques :

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

Avec :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12\sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

h : hauteur du portique considéré.

$\sum$ **K_{pn}** : somme des raideurs des poteaux au niveau **n**.

$$\sum K_{pn} = \sum \frac{I_{pn}}{h}$$

- **I_{pn}** : inertie des poteaux du niveau **n**.

$$M_n = T_n \times h$$

M_n : moment d'étage

T_n : effort tranchant au niveau **n.**

- La rotation est donnée par les formules suivantes :
  - Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\sum K_{t_n}}$$

  - Pour le premier niveau (RDC) :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t_1} + 2\sum K_{p_1}}$$

$\sum K_{t_n}$: Somme des raideurs des poutres au niveau **n.**

$$\sum K_{t_n} = \sum \frac{I_{t_n}}{L}$$

$\mathbf{I}_{tn}$: inertie des poutres du niveau **n.**

L : portées des poutres.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

- **Tableaux IV.09.Sens transversal :**

niveau	Portique	h[m]	$\sum K_{pn}$ 10^{-3} [m^3]	$\sum K_{tn}$ 10^{-3} [m^3]	M_n [t.m]	M_{n+1} [t.m]	$E\Theta_n$ [t/m^2]	$E\Psi_n$ [t/m^2]	$E\Delta_n$	$D_n=\sum E_{\Delta n}$	Flèche	I_e	$\sum I_e$
10	1A-4A	3.06	1,40	1,40	3.06	0	122,60	427,34	1307,70	10461,6	4143,23	0,400	3,200
	1B-4B	3.06	1,40	1,40	3.06	0	122,60	427,34	1307,70		4143,23	0,400	
	1C-4C	3.06	1,40	1,40	3.06	0	122,60	427,34	1307,70		4143,23	0,400	
	1D-4D	3.06	1,40	1,40	3.06	0	122,60	427,34	1307,70		4143,23	0,400	
	1E-4E	3.06	1,40	1,40	3.06	0	122,60	427,34	1307,70		4143,23	0,400	
	1F-4F	3.06	1,40	1,40	3.06	0	122,60	427,34	1307,70		4143,23	0,400	
	1G-4G	3.06	1,40	1,40	3.06	0	122,60	427,34	1307,70		4143,23	0,400	
	1H-4H	3.06	1,40	1,40	3.06	0	122,60	427,34	1307,70		4143,23	0,400	
09	1A-5A	3.06	1,51	1,40	6.12	3.06	273,21	733,56	2244,69	17957,52	4133,69	0,230	1,840
	1B-5B	3.06	1,51	1,40	6.12	3.06	273,21	733,56	2244,69		4133,69	0,230	
	1C-5C	3.06	1,51	1,40	6.12	3.06	273,21	733,56	2244,69		4133,69	0,230	
	1D-5D	3.06	1,51	1,40	6.12	3.06	273,21	733,56	2244,69		4133,69	0,230	
	1E-5E	3.06	1,51	1,40	6.12	3.06	273,21	733,56	2244,69		4133,69	0,230	
	1F-5F	3.06	1,51	1,40	6.12	3.06	273,21	733,56	2244,69		4133,69	0,230	
	1G-5G	3.06	1,51	1,40	6.12	3.06	273,21	733,56	2244,69		4133,69	0,230	
	1H-5H	3.06	1,51	1,40	6.12	3.06	273,21	733,56	2244,69		4133,69	0,230	
08	1A-5A	3.06	2,73	1,40	9.18	6.12	455,36	1008,80	3086,93	24695,44	4100,17	0,166	1,328
	1B-5B	3.06	2,73	1,40	9.18	6.12	455,36	1008,80	3086,93		4100,17	0,166	
	1C-5C	3.06	2,73	1,40	9.18	6.12	455,36	1008,80	3086,93		4100,17	0,166	
	1D-5D	3.06	2,73	1,40	9.18	6.12	455,36	1008,80	3086,93		4100,17	0,166	
	1E-5E	3.06	2,73	1,40	9.18	6.12	455,36	1008,80	3086,93		4100,17	0,166	
	1F-5F	3.06	2,73	1,40	9.18	6.12	455,36	1008,80	3086,93		4100,17	0,166	
	1G-5G	3.06	2,73	1,40	9.18	6.12	455,36	1008,80	3086,93		4100,17	0,166	
	1H-5H	3.06	2,73	1,40	9.18	6.12	455,36	1008,80	3086,93		4100,17	0,166	
07	1A-5A	3.06	2,73	1,40	12.24	9.18	637,5	1466,48	4487,43	35899,44	4028,54	0,112	0,896
	1B-5B	3.06	2,73	1,40	12.24	9.18	637,5	1466,48	4487,43		4028,54	0,112	
	1C-5C	3.06	2,73	1,40	12.24	9.18	637,5	1466,48	4487,43		4028,54	0,112	
	1D-5D	3.06	2,73	1,40	12.24	9.18	637,5	1466,48	4487,43		4028,54	0,112	
	1E-5E	3.06	2,73	1,40	12.24	9.18	637,5	1466,48	4487,43		4028,54	0,112	
	1F-5F	3.06	2,73	1,40	12.24	9.18	637,5	1466,48	4487,43		4028,54	0,112	
	1G-5G	3.06	2,73	1,40	12.24	9.18	637,5	1466,48	4487,43		4028,54	0,112	

	1H-5H	3,06	2,73	1,40	12.24	9.18	637,5	1466,48	4487,43		4028,54	0,112	
06	1A-5A	3.06	2,73	1,40	15.3	12.24	819,64	1924,17	5887,96	47103,68	3904,19	0,082	0,656
	1B-5B	3.06	2,73	1,40	15.3	12.24	819,64	1924,17	5887,96		3904,19	0,082	
	1C-5C	3.06	2,73	1,40	15.3	12.24	819,64	1924,17	5887,96		3904,19	0,082	
	1D-5D	3.06	2,73	1,40	15.3	12.24	819,64	1924,17	5887,96		3904,19	0,082	
	1E-5E	3.06	2,73	1,40	15.3	12.24	819,64	1924,17	5887,96		3904,19	0,082	
	1F-5F	3.06	2,73	1,40	15.3	12.24	819,64	1924,17	5887,96		3904,19	0,082	
	1G-5G	3.06	2,73	1,40	15.3	12.24	819,64	1924,17	5887,96		3904,19	0,082	
	1H-5H	3.06	2,73	1,40	15.3	12.24	819,64	1924,17	5887,96		3904,19	0,082	
05	1A-5A	3.06	4,60	1,40	18.36	15.3	1001,78	2154,03	6591,33	52730,64	3713,40	0,070	0,560
	1B-5B	3.06	4,60	1,40	18.36	15.3	1001,78	2154,03	6591,33		3713,40	0,070	
	1C-5C	3.06	4,60	1,40	18.36	15.3	1001,78	2154,03	6591,33		3713,40	0,070	
	1D-5D	3.06	4,60	1,40	18.36	15.3	1001,78	2154,03	6591,33		3713,40	0,070	
	1E-5E	3.06	4,60	1,40	18.36	15.3	1001,78	2154,03	6591,33		3713,40	0,070	
	1F-5F	3.06	4,60	1,40	18.36	15.3	1001,78	2154,03	6591,33		3713,40	0,070	
	1G-5G	3.06	4,60	1,40	18.36	15.3	1001,78	2154,03	6591,33		3713,40	0,070	
	1H-5H	3.06	4,60	1,40	18.36	15.3	1001,78	2154,03	6591,33		3713,40	0,070	
04	1A-5A	3.06	4,60	1,40	21.42	18.36	1183.93	2573,75	7875,67	63005,36	3440,37	0,054	0,432
	1B-5B	3.06	4,60	1,40	21.42	18.36	1183.93	2573,75	7875,67		3440,37	0,054	
	1C-5C	3.06	4,60	1,40	21.42	18.36	1183.93	2573,75	7875,67		3440,37	0,054	
	1D-5D	3.06	4,60	1,40	21.42	18.36	1183.93	2573,75	7875,67		3440,37	0,054	
	1E-5E	3.06	4,60	1,40	21.42	18.36	1183.93	2573,75	7875,67		3440,37	0,054	
	1F-5F	3.06	4,60	1,40	21.42	18.36	1183.93	2573,75	7875,67		3440,37	0,054	
	1G-5G	3.06	4,60	1,40	21.42	18.36	1183.93	2573,75	7875,67		3440,37	0,054	
	1H-5H	3.06	4,60	1,40	21.42	18.36	1183.93	2573,75	7875,67		3440,37	0,054	
03	1A-5A	3.06	4,60	1,40	24,48	21.42	1366,07	2993,48	9160,05	73280,40	3075,25	0,042	0,336
	1B-5B	3.06	4,60	1,40	24,48	21.42	1366,07	2993,48	9160,05		3075,25	0,042	
	1C-5C	3.06	4,60	1,40	24,48	21.42	1366,07	2993,48	9160,05		3075,25	0,042	
	1D-5D	3.06	4,60	1,40	24,48	21.42	1366,07	2993,48	9160,05		3075,25	0,042	
	1E-5E	3.06	4,60	1,40	24,48	21.42	1366,07	2993,48	9160,05		3075,25	0,042	
	1F-5F	3.06	4,60	1,40	24,48	21.42	1366,07	2993,48	9160,05		3075,25	0,042	
	1G-5G	3.06	4,60	1,40	24,48	21.42	1366,07	2993,48	9160,05		3075,25	0,042	
	1H-5H	3.06	4,60	1,40	24,48	21.42	1366,07	2993,48	9160,05		3075,25	0,042	
	1A-5A	3.06	4,60	1,40	27,54	24,48	1548.21	3413,19	10444,36		2598,83	0,031	0,248
	1B-5B	3.06	4,60	1,40	27,54	24,48	1548.21	3413,19	10444,36		2598,83	0,031	
	1C-5C	3.06	4,60	1,40	27,54	24,48	1548.21	3413,19	10444,36		2598,83	0,031	
	1D-5D	3.06	4,60	1,40	27,54	24,48	1548.21	3413,19	10444,36		2598,83	0,031	

02	1E-5E	3.06	4,60	1,40	27,54	24,48	1548.21	3413,19	10444,36	83554,88	2598,83	0,031	
	1F-5F	3.06	4,60	1,40	27,54	24,48	1548.21	3413,19	10444,36		2598,83	0,031	
	1G-5G	3.06	4,60	1,40	27,54	24,48	1548.21	3413,19	10444,36		2598,83	0,031	
	1H-5H	3.06	4,60	1,40	27,54	24,48	1548.21	3413,19	10444,36		2598,83	0,031	
Etage de service	1A-5A	3.06	8,98	1,40	30.6	27,54	1730.36	3562,53	10901,34	87210,72	1995,86	0,022	0,172
	1B-5B	3.06	8,98	1,40	30.6	27,54	1730.36	3562,53	10901,34		1995,86	0,022	
	1C-5C	3.06	8,98	1,40	30.6	27,54	1730.36	3562,53	10901,34		1995,86	0,022	
	1D-5D	3.06	8,98	1,40	30.6	27,54	1730.36	3562,53	10901,34		1995,86	0,022	
	1E-5E	3.06	8,98	1,40	30.6	27,54	1730.36	3562,53	10901,34		1995,86	0,022	
	1F-5F	3.06	8,98	1,40	30.6	27,54	1730.36	3562,53	10901,34		1995,86	0,022	
	1G-5G	3.06	8,98	1,40	30.6	27,54	1730.36	3562,53	10901,34		1995,86	0,022	
	1H-5H	3.06	8,98	1,40	30.6	27,54	1730.36	3562,53	10901,34		1995,86	0,022	
RDC	1A-5A	4,32	6,05	1,40	34.92	30.6	1950	4161,35	17977,03	143816,24	1275,39	0,009	0,072
	1B-5B	4,32	6,05	1,40	34.92	30.6	1950	4161,35	17977,03		1275,39	0,009	
	1C-5C	4,32	6,05	1,40	34.92	30.6	1950	4161,35	17977,03		1275,39	0,009	
	1D-5D	4,32	6,05	1,40	34.92	30.6	1950	4161,35	17977,03		1275,39	0,009	
	1E-5E	4,32	6,05	1,40	34.92	30.6	1950	4161,35	17977,03		1275,39	0,009	
	1F-5F	4,32	6,05	1,40	34.92	30.6	1950	4161,35	17977,03		1275,39	0,009	
	1G-5G	4,32	6,05	1,40	34.92	30.6	1950	4161,35	17977,03		1275,39	0,009	
	1H-5H	4,32	6,05	1,40	34.92	30.6	1950	4161,35	17977,03		1275,39	0,009	

- **Tableaux IV.10.Sens longitudinale :**

Niveau	Portique	h	$\sum K_{pn}$ $10^{-3}[m^3]$	$\sum K_{tn}$ $10^{-3}[m^3]$	M_n [t.m]	M_{n+1} [t.m]	$E\Theta_n$ [t/m²]	$E\Psi_n$ [t/m²]	$E\Delta_n$	$D_n=\sum E_{\Delta n}$	Flèche	I_e	$\sum I_e$
10	1A-1H	3.06	1,45	1,20	3,06	0	125	425,86	1303,13	5212,52	4143,23	0,80	3,200
	2A-2H	3.06	1,45	1,20	3,06	0	125	425,86	1303,13		4143,23	0,80	
	3A-3H	3.06	1,45	1,20	3,06	0	125	425,86	1303,13		4143,23	0,80	
	4A-4H	3 .06	1,45	1,20	6,12	0	125	425,86	1303,13		4143,23	0,80	
9	1A-1H	3.06	1,45	1,20	6,12	3,06	375	851,72	2606,26	13031,30	4133,69	0,31	1,550
	2A-2H	3.06	1,45	1,20	6,12	3.06	375	851,72	2606,26		4133,69	0,31	
	3A-3H	3.06	1,45	1,20	6,12	3.06	375	851,72	2606,26		4133,69	0,31	
	4A-4H	3.06	1,45	1,20	6,12	3.06	375	851,72	2606,26		4133,69	0,31	
	5A-5H	3.06	1,45	1,20	6,12	3.06	375	851,72	2606,26		4133,69	0,31	
	1A-1H	3.06	4,38	1,20	9,18	6,12	625	1174,65	3594,43	17972,14	4100,17	0,23	1,150

8	2A-2H	3.06	4,38	1,20	9,18	6.12	625	1174,65	3594,43		4100,17	0,23	
	3A-3H	3.06	4,38	1,20	9,18	6.12	625	1174,65	3594,43		4100,17	0,23	
	4A-4H	3.06	4,38	1,20	9,18	6.12	625	1174,65	3594,43		4100,17	0,23	
	5A-5H	3.06	4,38	1,20	9,18	6.12	625	1174,65	3594,43		4100,17	0,23	
7	1A-1H	3.06	4,38	1,20	12,24	9,18	875	1732,87	5302,60	26513,01	4028,54	0,15	0,750
	2A-2H	3.06	4,38	1,20	12,24	9.18	875	1732,87	5302,60		4028,54	0,15	
	3A-3H	3.06	4,38	1,20	12,24	9.18	875	1732,87	5302,60		4028,54	0,15	
	4A-4H	3.06	4,38	1,20	12,24	9.18	875	1732,87	5302,60		4028,54	0,15	
	5A-5H	3.06	4,38	1,20	12,24	9.18	875	1732,87	5302,60		4028,54	0,15	
6	1A-1H	3.06	4,38	1,20	15,3	12,24	1125	2291	7010,75	35053,76	3904,19	0,11	0,550
	2A-2H	3.06	4,38	1,20	15,3	12,24	1125	2291	7010,75		3904,19	0,11	
	3A-3H	3.06	4,38	1,20	15,3	12,24	1125	2291	7010,75		3904,19	0,11	
	4A-4H	3.06	4,38	1,20	15,3	12,24	1125	2291	7010,75		3904,19	0,11	
	5A-5H	3.06	4,38	1,20	15,3	12,24	1125	2291	7010,75		3904,19	0,11	
5	1A-1H	3.06	7.35	1,20	18,36	15,3	1375	2708	8286,98	41434,89	3713,40	0,089	0,440
	2A-2H	3.06	7.35	1,20	18,36	15,3	1375	2708	8286,98		3713,40	0,089	
	3A-3H	3.06	7.35	1,20	18,36	15,3	1375	2708	8286,98		3713,40	0,089	
	4A-4H	3.06	7.35	1,20	18,36	15,3	1375	2708	8286,98		3713,40	0,089	
	5A-5H	3.06	7.35	1,20	18,36	15,3	1375	2708	8286,98		3713,40	0,089	
4	1A-1H	3.06	7.35	1,20	21,42	18,36	1624	3241,85	9920,088	49600,41	3440,37	0,069	0,340
	2A-2H	3.06	7.35	1,20	21,42	18,36	1624	3241,85	9920,088		3440,37	0,069	
	3A-3H	3.06	7.35	1,20	21,42	18,36	1624	3241,85	9920,088		3440,37	0,069	
	4A-4H	3.06	7.35	1,20	21,42	18,36	1624	3241,85	9920,088		3440,37	0,069	
	5A-5H	3.06	7.35	1,20	21,42	18,36	1624	3241,85	9920,088		3440,37	0,069	
3	1A-1H	3.06	7.35	1,20	24,48	21,42	1874	3775,55	11553,18	57765,91	3075,25	0,053	0,260
	2A-2H	3.06	7.35	1,20	24,48	21,42	1874	3775,55	11553,18		3075,25	0,053	
	3A-3H	3.06	7.35	1,20	24,48	21,42	1874	3775,55	11553,18		3075,25	0,053	
	4A-4H	3.06	7.35	1,20	24,48	21,42	1874	3775,55	11553,18		3075,25	0,053	
	5A-5H	3.06	7.35	1,20	24,48	21,42	1874	3775,55	11553,18		3075,25	0,053	
2	1A-1H	3.06	7.35	1,20	27,54	24,48	2125	4311,24	13192,41	65962,04	2598,83	0,039	0,180
	2A-2H	3.06	7.35	1,20	27,54	24,48	2125	4311,24	13192,41		2598,83	0,039	
	3A-3H	3.06	7.35	1,20	27,54	24,48	2125	4311,24	13192,41		2598,83	0,039	
	4A-4H	3.06	7.35	1,20	27,54	24,48	2125	4311,24	13192,41		2598,83	0,039	
	5A-5H	3.06	7.35	1,20	27,54	24,48	2125	4311,24	13192,41		2598,83	0,039	
1	1A-1H	3.06	11,63	1,20	30,6	27,54	2375	4719,26	14440,96		1995,86	0,027	
	2A-2H	3.06	11,63	1,20	30,6	27,54	2375	4719,26	14440,96		1995,86	0,027	
	3A-3H	3.06	11,63	1,20	30,6	27,54	2375	4719,26	14440,96		1995,86	0,027	

	4A-4H	**3.06**	**11,63**	**1,20**	**30,6**	**27,54**	**2375**	**4719,26**	**14440,96**	**72204,68**	**1995,86**	**0,027**	**0,130**
	5A-5H	**3.06**	**11,63**	**1,20**	**30,6**	**27,54**	**2375**	**4719,26**	**14440,96**		**1995,86**	**0,027**	
RDC	**1A-1H**	**4,32**	**7,84**	**1,20**	**34,92**	**30,6**	**1426,47**	**4172,17**	**18023,79**	**90118,87**	**1275,39**	**0,014**	**0,070**
	2A-2H	**4,32**	**7,84**	**1,20**	**34,92**	**30,6**	**1426,47**	**4172,17**	**18023,79**		**1275,39**	**0,014**	
	3A-3H	**4,32**	**7,84**	**1,20**	**34,92**	**30,6**	**1426,47**	**4172,17**	**18023,79**		**1275,39**	**0,014**	
	4A-4H	**4,32**	**7,84**	**1,20**	**34,92**	**30,6**	**1426,47**	**4172,17**	**18023,79**		**1275,39**	**0,014**	
	5A-5H	**4,32**	**7,84**	**1,20**	**34,92**	**30,6**	**1426,47**	**4172,17**	**18023,79**		**1275,39**	**0,014**	

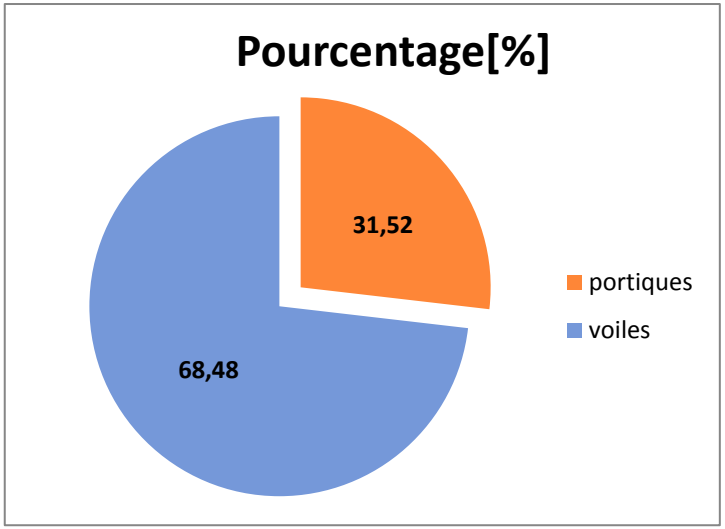
- **Tableau IV.12. Résumé des inerties fictives des portiques :**

	RDC	**Etage service**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**Moyenne**
Sens transversal	0,072	0,172	0,248	0,336	0,432	0,560	0,656	0,896	1,328	1,840	3,200	**0,863**
Sens longitudinal	0,070	0,130	0,180	0,260	0,340	0,440	0,550	0,750	1,150	1,550	3,200	**0,783**

IV.7.Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

1. Sens transversal :

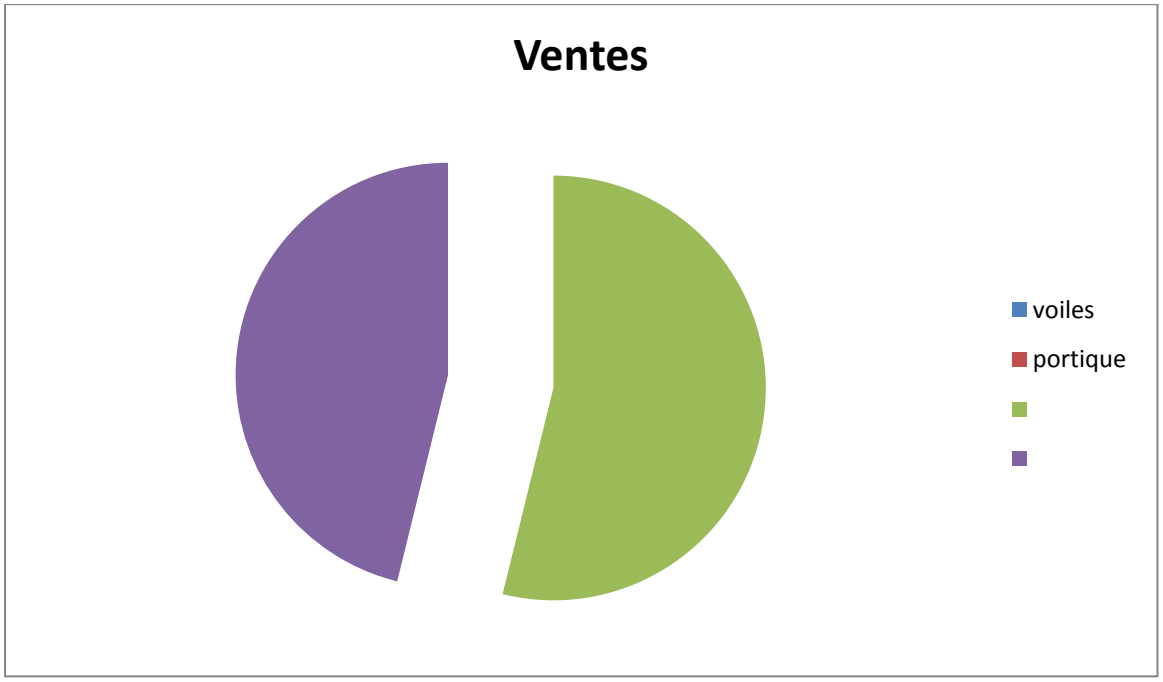
- Inertie totale (**voiles + portiques**)……..**2,738** m^4 ……100 %
- Inertie moyenne des **portiques**……..……**0,863** m^4 ……....31,52 %
- Inertie des **voiles**……..……..**1,875** m^4 ……68,48 %



Courbe 01 : pourcentage d'inertie dans le sens Transversal

2. Sens longitudinal :

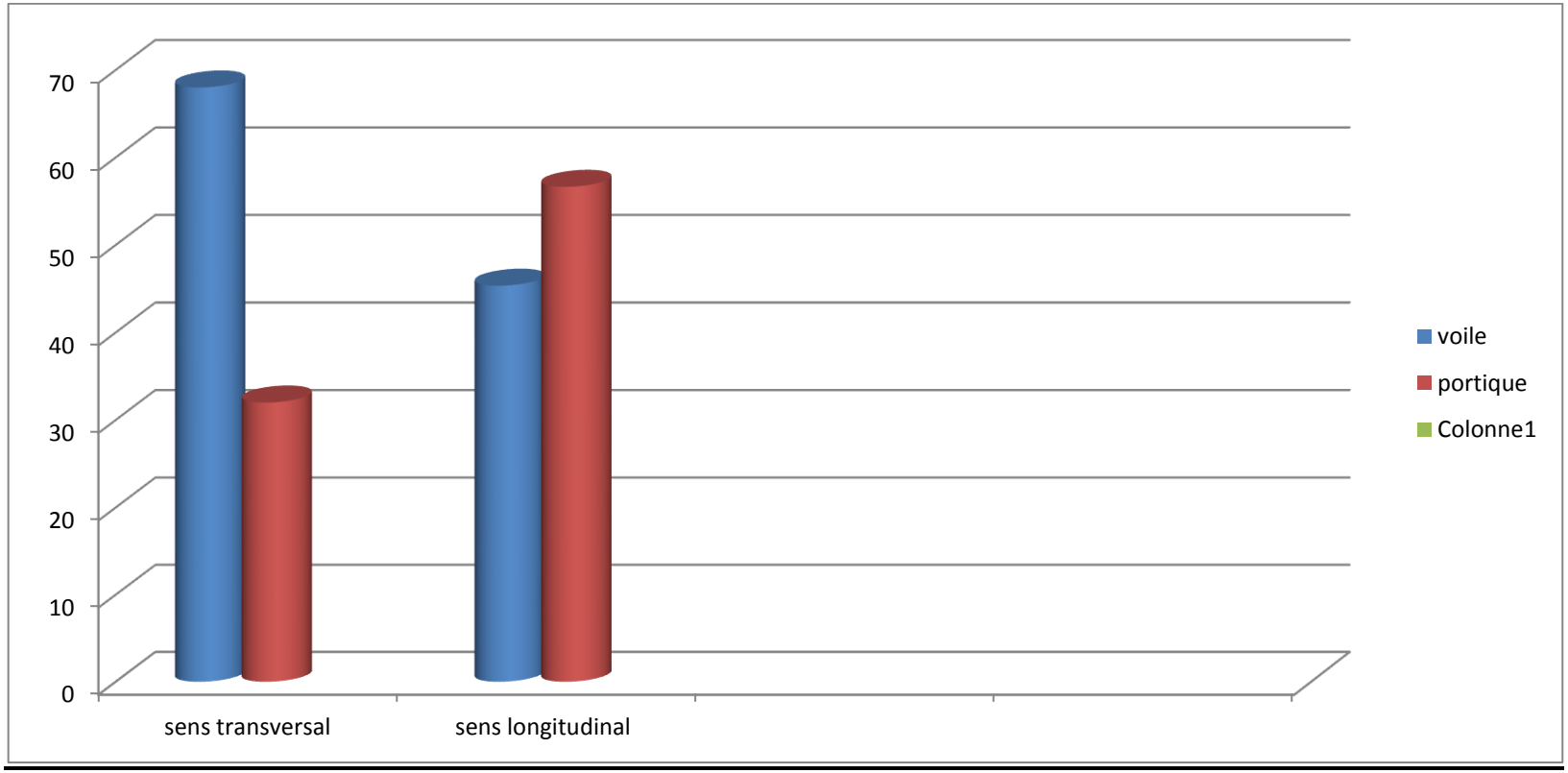
- Inertie totale (**voiles + portiques**)……1, 433 m^4 ……...100 %
- Inertie moyenne des **portiques**……..0, 783 m^4 ……..… 54,65 %
- Inertie des **voiles**…….0, 650 m^4 …….....45,35 %



Courbe 02 : pourcentage d'inertie dans le sens longitudinal

Comparaison graphique des résultats

Diagramme IV.1. Diagramme de Comparaison graphique des résultats des inerties fictives



Conclusion :

En comparant les résultats, on voit bien que dans le sens transversal, les voiles reprennent moins de 75 % des sollicitations horizontale, par contre dans le sens longitudinal Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les deux systèmes.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, avec justification d'interaction portique – voile.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations due aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultent 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 d'étage.

- **D'où le coefficient de comportement de catégorie = 4a et R = 5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003)**

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte portique / voiles avec interaction »,

Chapitre V :

Présentation du logiciel – ETABS –

V. Présentation du logiciel ETABS

1. Description d'ETABS :

L'ETABS (**Extended Three Dimention Analyses Building Systems**), est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée au bâtiments, et ouvrage de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

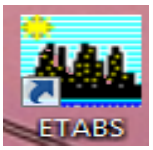
L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propre de vibration etc.

2. Terminologie :

- **Grid line** : ligne de grille.
- **Frame** : portique (cadre).
- **Element** : élément.
- **Uniformed loads** : point de charge.
- **Define** : définir.
- **Concrete** : béton
- **Frame section** : coffrage.
- **Response Spectrum** : spectre de réponse
- **Joints** : nœuds.
- **Shell** : voile.
- **Restraints**:degré de liberté DDL.
- **Loads** : charge
- **Material** : matériaux.
- **Steel** : acier.
- **Column** : poteau.
- **Beam** : poutre

3. Manuel d'utilisation d'ETABS :

Dans notre travail on à utilisé la version ETABS 9.6



Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

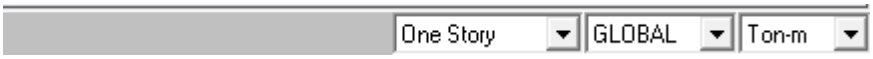
- Etape de modélisation :

➢ Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

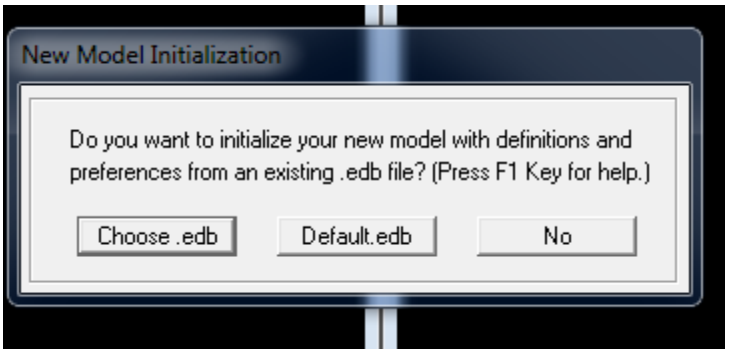
a. Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans l'ETABS, en bas de l'écran, pour notre cas on sélectionne T-m comme unités de base pour les forces et déplacements.

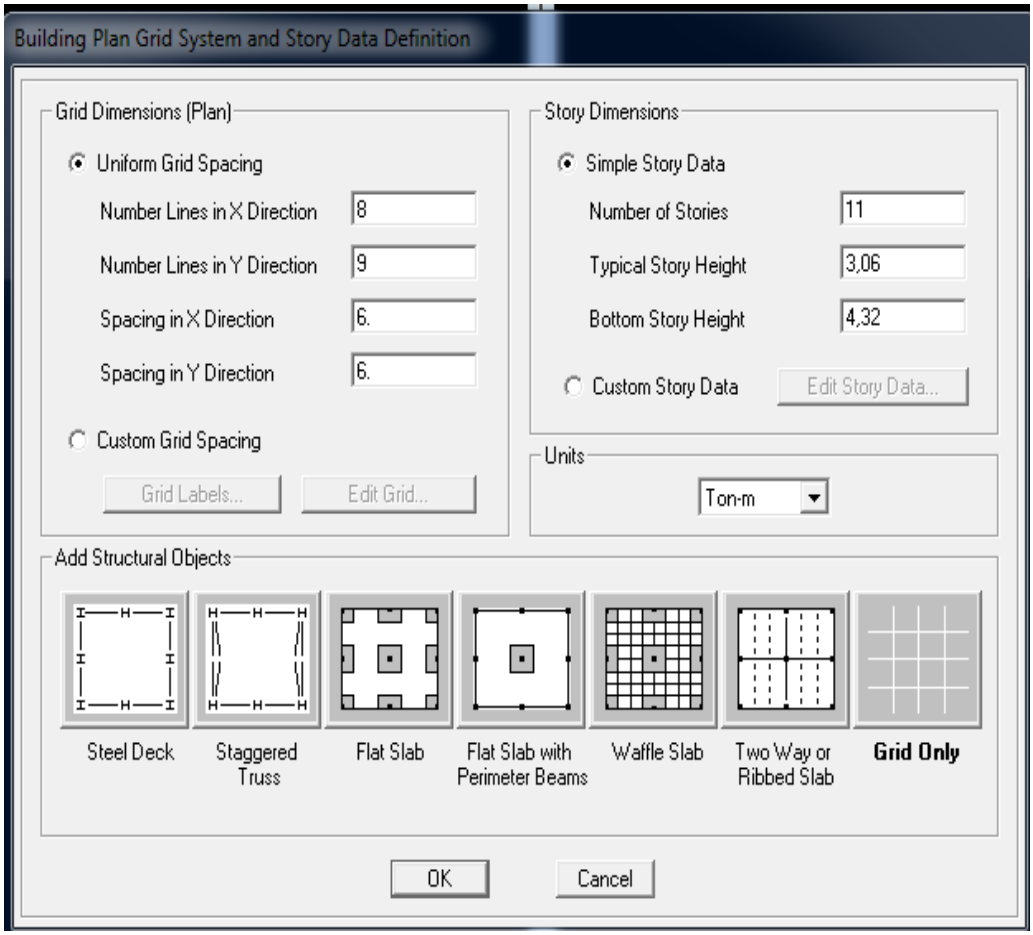


b. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file → New model ou bien (ctrl+n).



- Cette option nous permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structure prédéfinis dans la base de données, et consiste à le définir.
- En cliquant sur la case Default.edb, la fenêtre de dialogue apparait :



Pour une construction en Auto-Stable on choisit la première icône, dans la boite de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

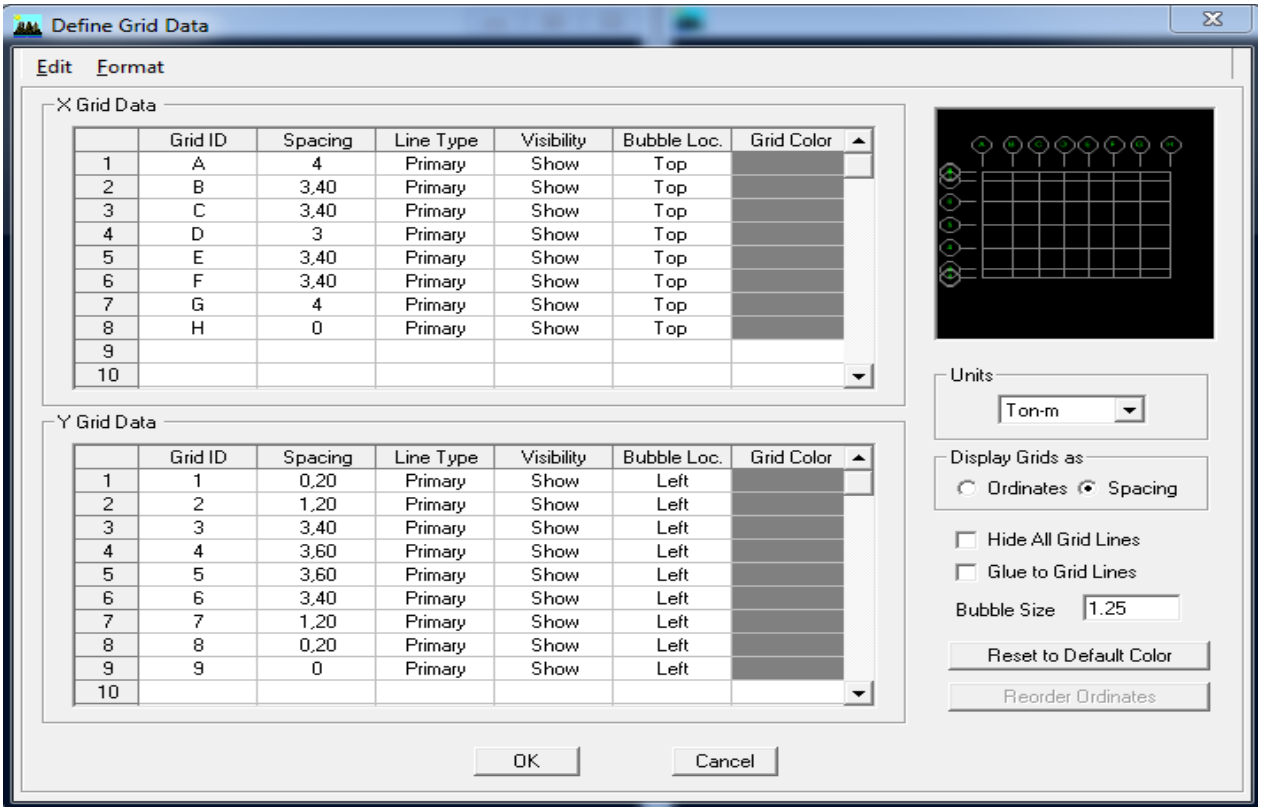
- ligne dans la direction de X, (Number lines in X direction)
- ligne dans la direction de Y, (Number lines in Y direction)
- nombre de travées dans le sens Y, (number of bays along Y)
- hauteur d'étage, (story High).
- Largueur de travée dans le sens X (Entre axes), (Spacing in X direction).
- Largueur de travée dans le sens Y (Entre axes), (Spacing in Y direction).
- Le nombre d'étage, (number of stories).
- La hauteur d'étage courant, (typical story High)
- Hauteur du RDC, (bottow stpry hight)

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer au centre de la structure et ce à partir du menu.

(View- change axes location) : une boite de dialogue apparait :

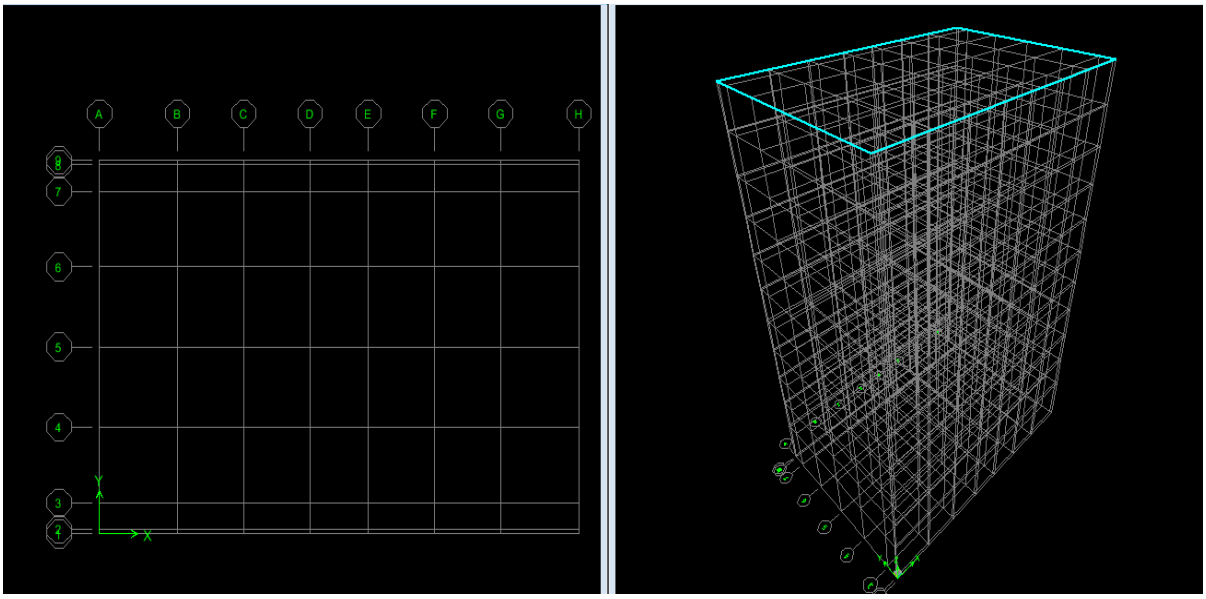
Dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position on introduisant des valeurs des coordonnées x, y et z.

Pour modifier les hauteurs et les longueurs, il faut que pour chaque élément correspond à une ligne de grille ; on aura une boite de dialogue :



- On coche sur la case Spacing.
- On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions.
- On valide avec OK.

➢ On observe notre structure dans les deux fenêtres, en plan et en 3D.



✓ **Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clic sur : **définе** → **Material proprietes** ; on sélectionne le matériau CONC et on clique sur **Modify/Show Materiel**, et on apporte les modifications inscrite dans la figure suivante :

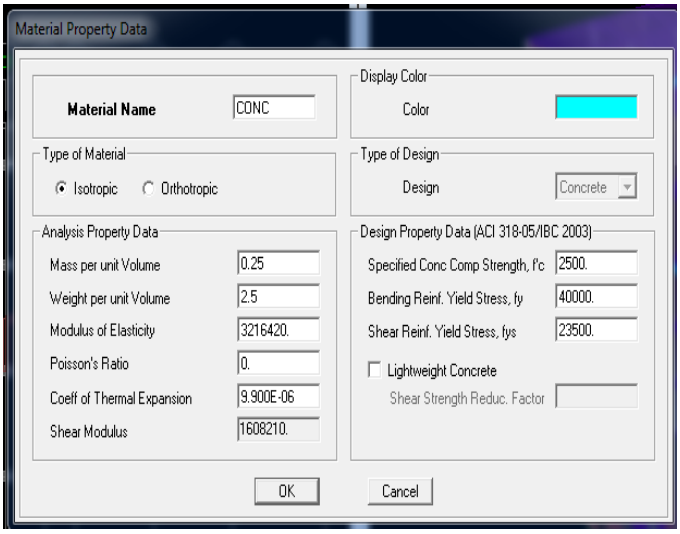
A. Choix de la section :

Il existe une multitude de section prédéfinie dans ETABS, il est possible par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé, comme les sections ne sont pas constantes, il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et les poteaux. Il faut ensuite les assignés aux éléments correspondant :

Dans le menu déroulant choisir : **define** → **Frame section.**
Comme nos sections sont rectangulaires, on choisit dans la liste :
Add rectangular (dans la deuxième liste à droite de la boite).

La boite de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- Nom de la section → Section Name.
- Choisir dans la liste des matériaux → B25.
- Hauteur → Depth.
- Largeur → Width.



2. Deuxième étape :

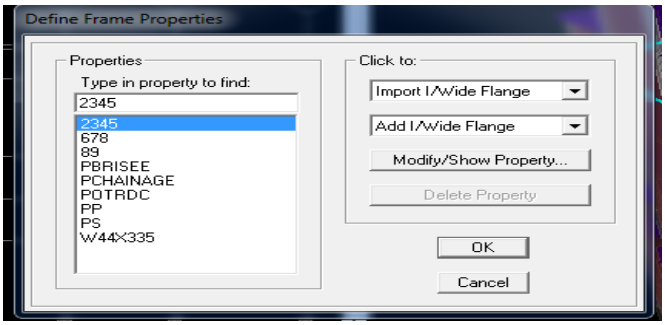
La deuxième étape consiste en la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On va sur **définе**, puis sur **matériel properties :**

3. Troisième étape :

La troisième étape consiste en l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

On va sur **définе**, puis sur **Frame section :**



- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :
Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outils flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.
On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

Cliquer sur ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement selon la ligne visée.

Pour les planchers en cops creux on clique sur en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit leur direction.

Voile :

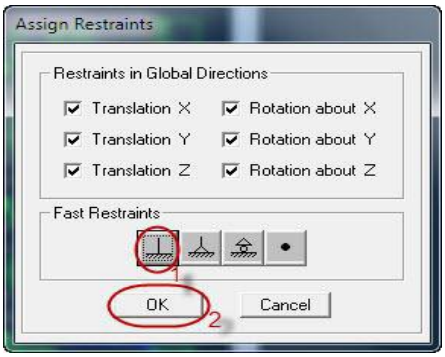
On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck »** cliquer sur « **Add New Wall** » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaitre ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

4. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.



- **Appuis :**

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

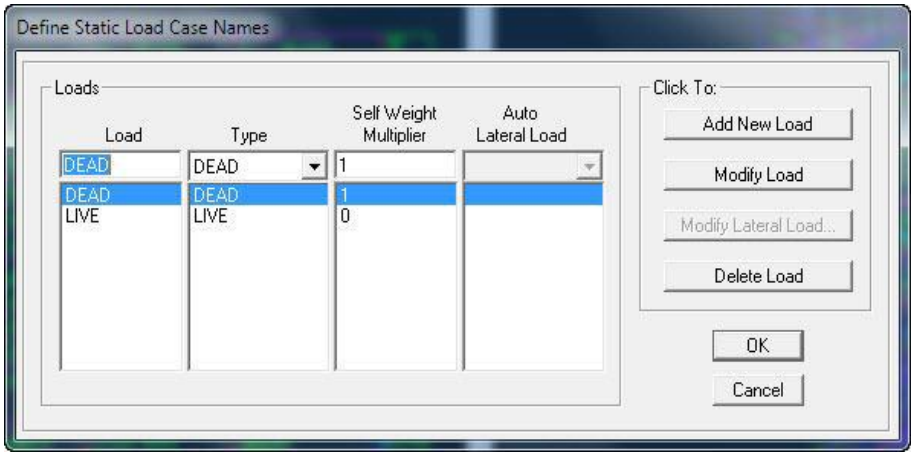
Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

5. Cinquième étape :

Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charge statique (G et Q) :** pour les définir on clique sur : « **Define/Load Cases »**.

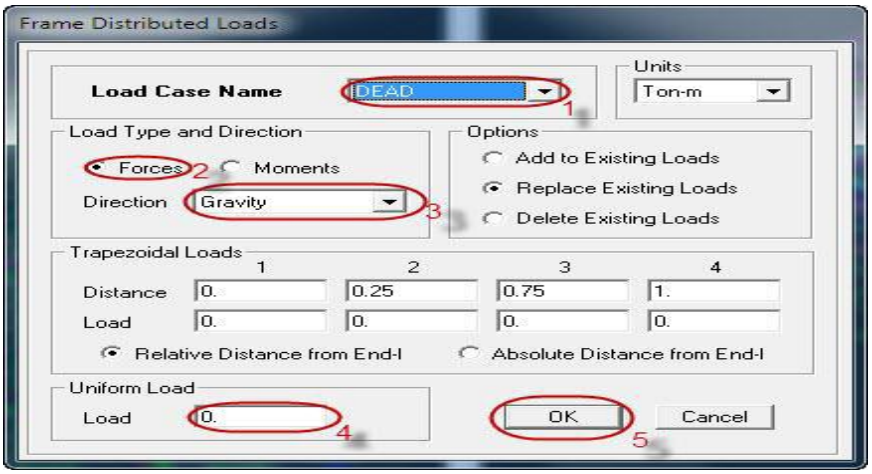
- **Charges permanentes** : **Load Name** (Nom de la charge): **G**
  Type : **DEAD** (permanente)
  Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**
- **Surcharges : Load Name** (Nom de la charge): **Q**
  Type : **LIVE** (exploitation)
  Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



- **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
  La valeur de la charge uniformément répartie



On charge seulement les poutrelles et les poutres secondaires, cette charge sera transmise aux poutres principales, ainsi de suite, aux poteaux et aux fondations.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse inccessible	3,731	1
Plancher étage courant à usage habitation	3,542	1,5
Plancher étage de service	3,542	2,5

Tableau-V-1 : Charges et surcharges introduites dans le logiciel ETABS

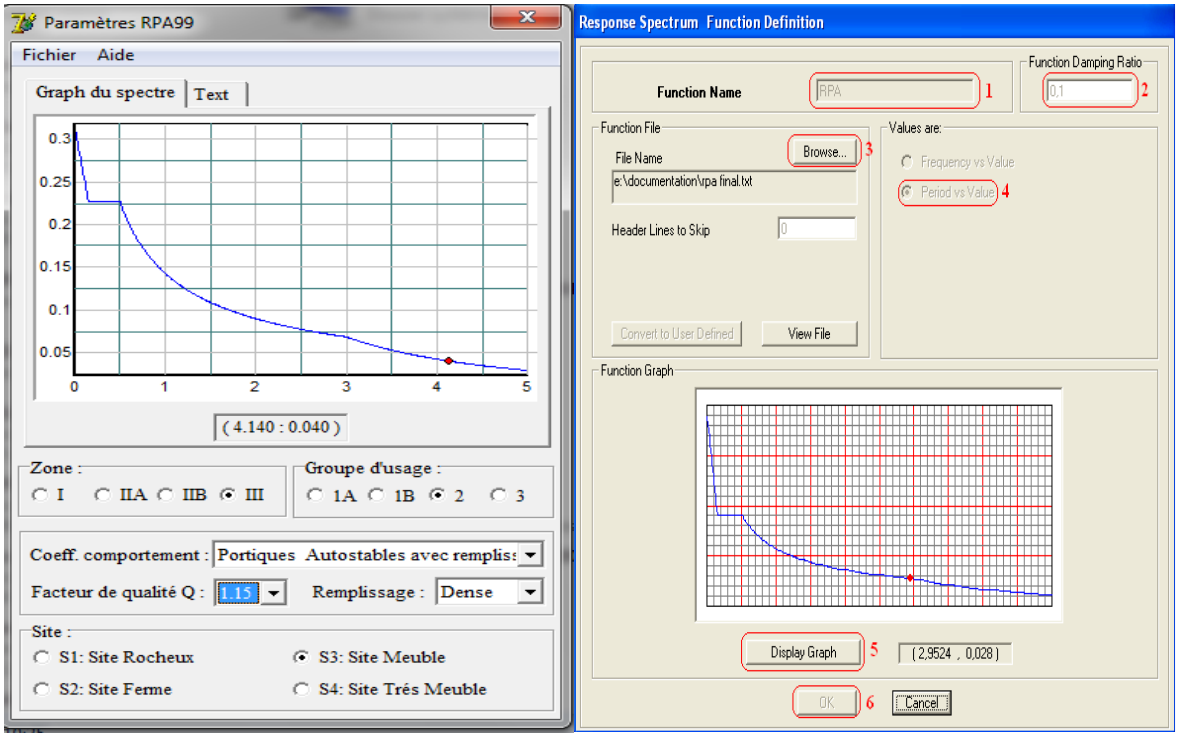
- **Charge sismique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.
Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

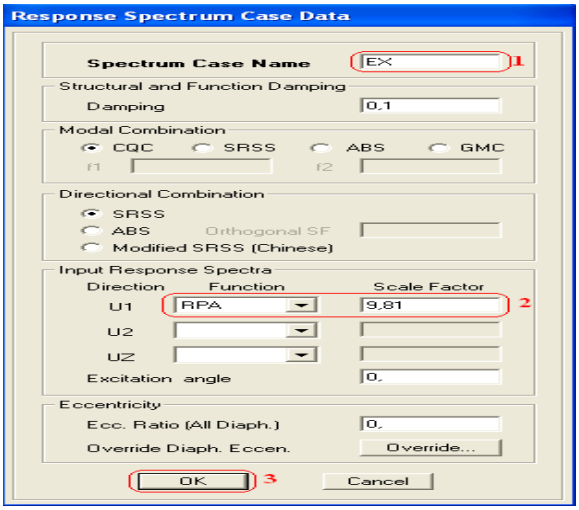
Les données à introduire dans le logiciel :

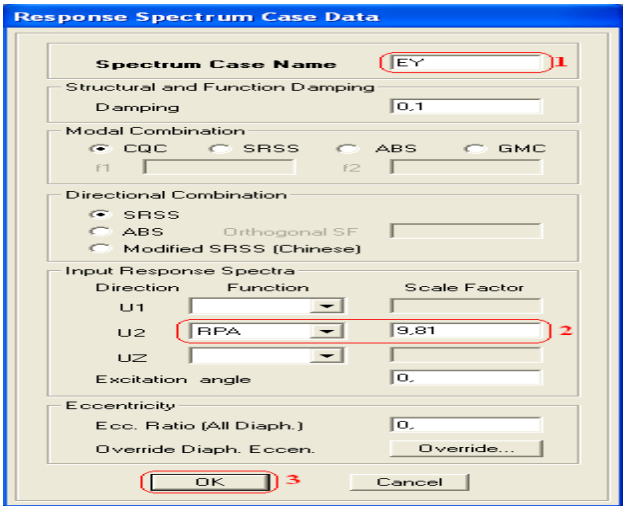
- Zone : II (Zone à sismicité moyenne, voir du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2 du RPA**)
- Coeff. Comportement: R=5 (**« mixte portique / voiles avec interaction)** voir Annexe 4.3 de RPA 2003).
- Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)
- Facteur de qualité (Q): **Q=1,25 (calculer avec : Q= 1 +** $\sum_1^5 P_q$
- Coeff. D'amortissement : ξ **= 7 % (Construction auto stable)**

On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file
Function Name (nom du spectre): **RPA.**



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :
Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum
Dans la partie **Input response spectra,** nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



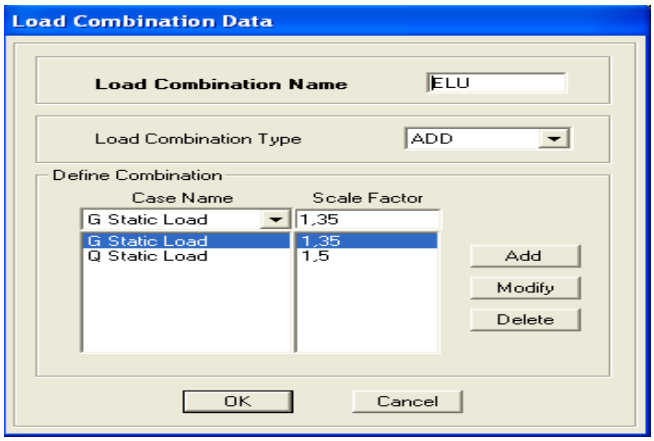


6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define/ Load combinassions

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q)



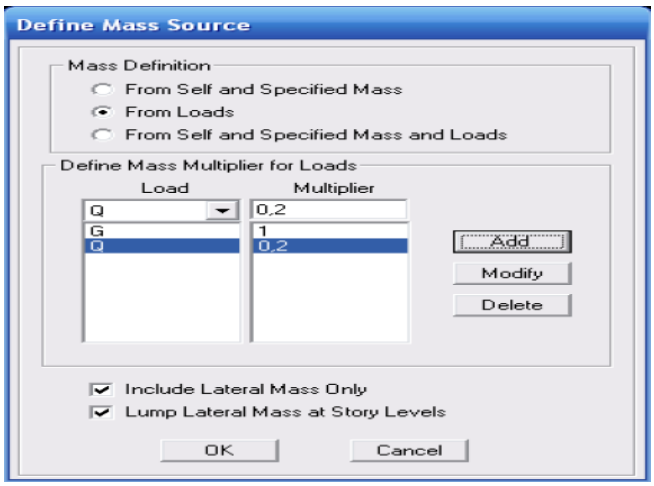
Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec « Modify »

1. **Combinaisons aux états limites :**

- ELU : 1.35G+1.5Q
- ELS : G+Q

2. **Combinaisons accidentelles du RPA :**

- GQE : G+Q ± E
- 08GE :0.8G ± E

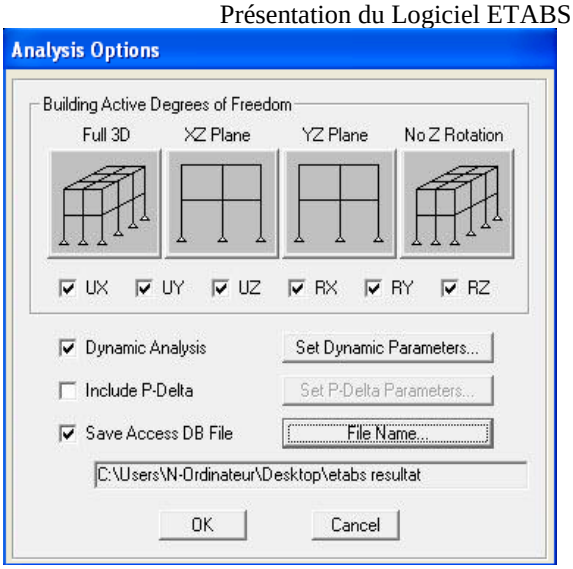


- **Mass- Source :**

Define → Mass source

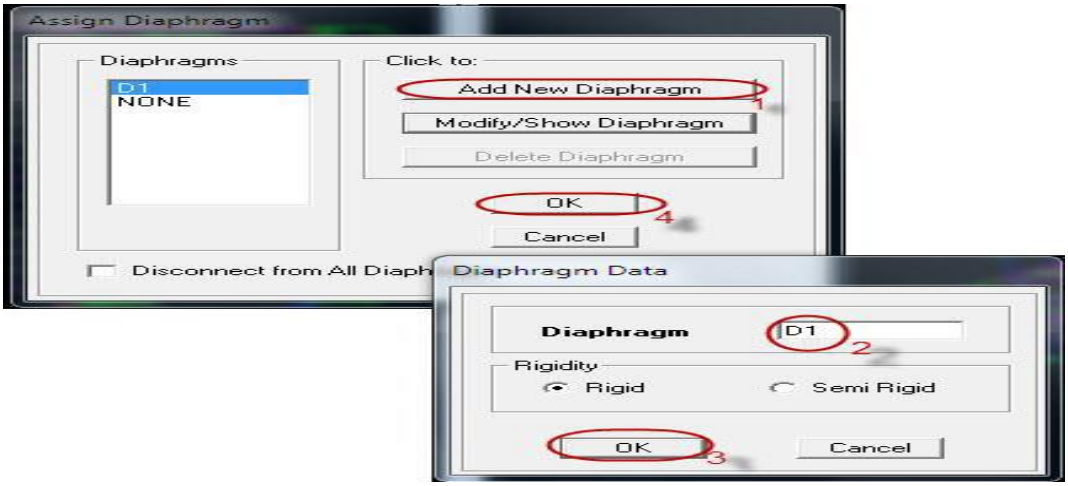
La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas β=0.2 (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).



- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :
Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y
Dans le menu déroulant : « **Assign/point-rigid diaphragm** »
On choisit Add « **NEW Diaphragm** », On va l'appeler D1 : étage 1, OK
On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.



7. Septième étape :

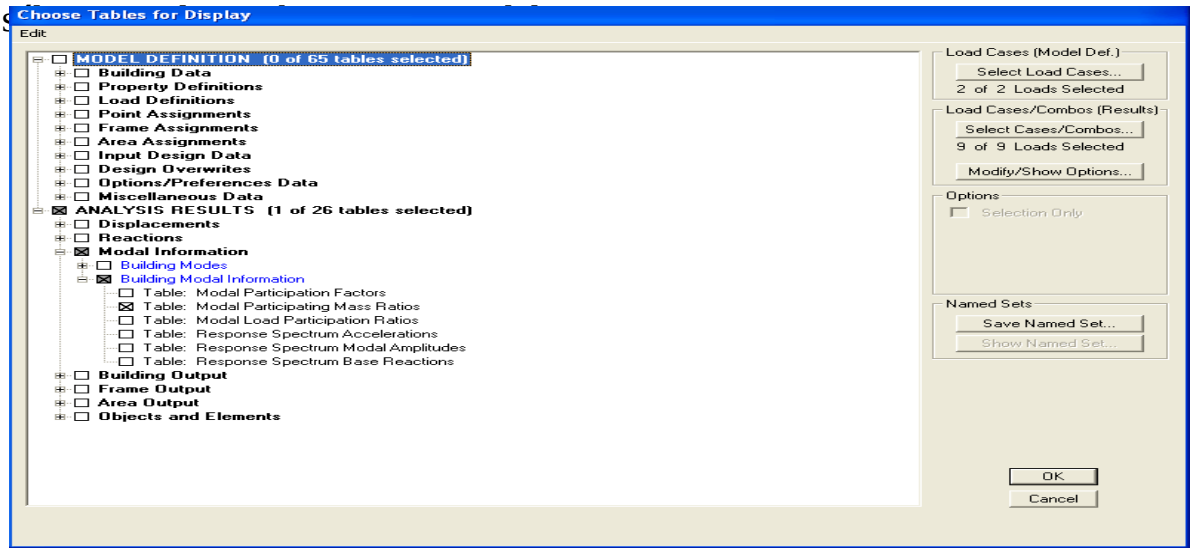
La septième étape consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

8. **Huitièmes étape :**

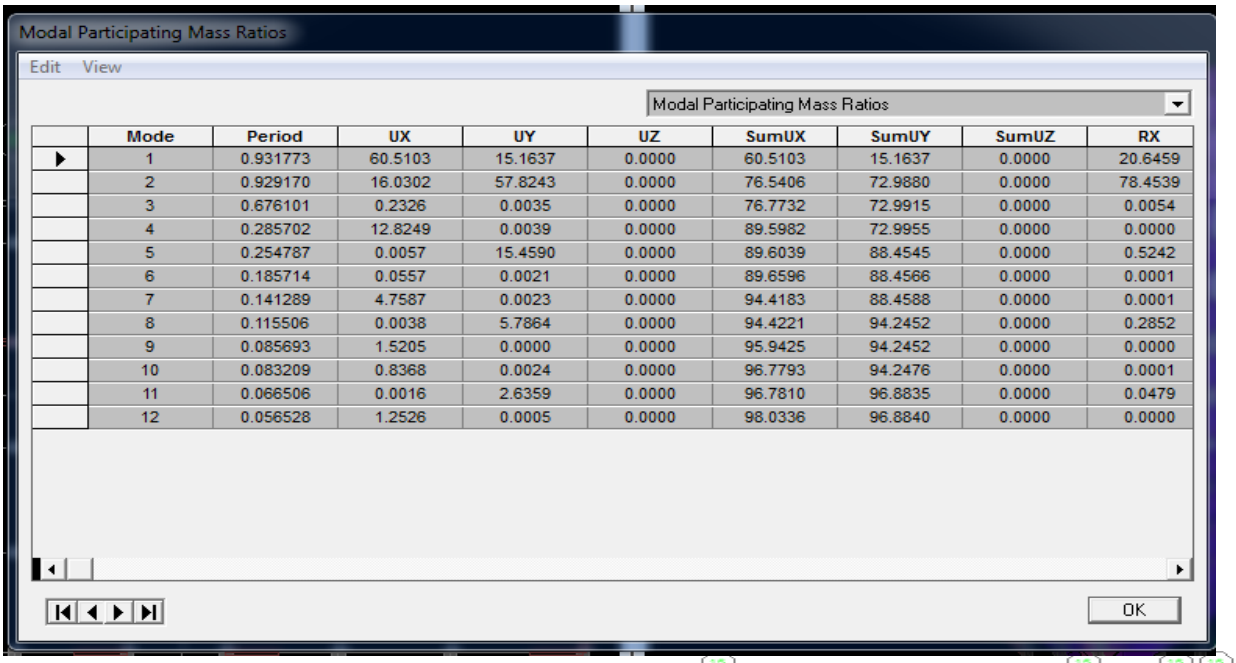
Exécution :
Analyze /Run (f5) ou on clique sur
L'ETABS va demander un nom pour le fichier, c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : File /Save as.

V-6) Visualisation des résultats:

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on



Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sunUX, sunUY



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.931773	60.5103	15.1637	0.0000	60.5103	15.1637	0.0000	20.6459
2	0.929170	16.0302	57.8243	0.0000	76.5406	72.9880	0.0000	78.4539
3	0.676101	0.2326	0.0035	0.0000	76.7732	72.9915	0.0000	0.0054
4	0.285702	12.8249	0.0039	0.0000	89.5982	72.9955	0.0000	0.0000
5	0.254787	0.0057	15.4590	0.0000	89.6039	88.4545	0.0000	0.5242
6	0.185714	0.0557	0.0021	0.0000	89.6596	88.4566	0.0000	0.0001
7	0.141289	4.7587	0.0023	0.0000	94.4183	88.4588	0.0000	0.0001
8	0.115506	0.0038	5.7864	0.0000	94.4221	94.2452	0.0000	0.2852
9	0.085693	1.5205	0.0000	0.0000	95.9425	94.2452	0.0000	0.0000
10	0.083209	0.8368	0.0024	0.0000	96.7793	94.2476	0.0000	0.0001
11	0.066506	0.0016	2.6359	0.0000	96.7810	96.8835	0.0000	0.0479
12	0.056528	1.2526	0.0005	0.0000	98.0336	96.8840	0.0000	0.0000

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

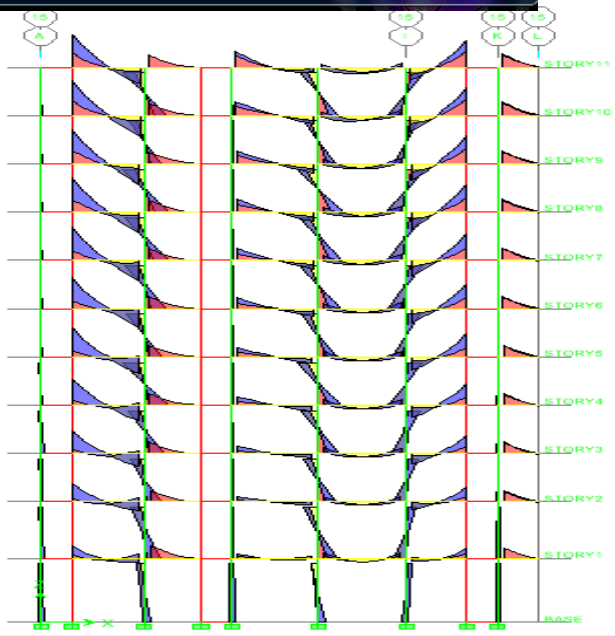
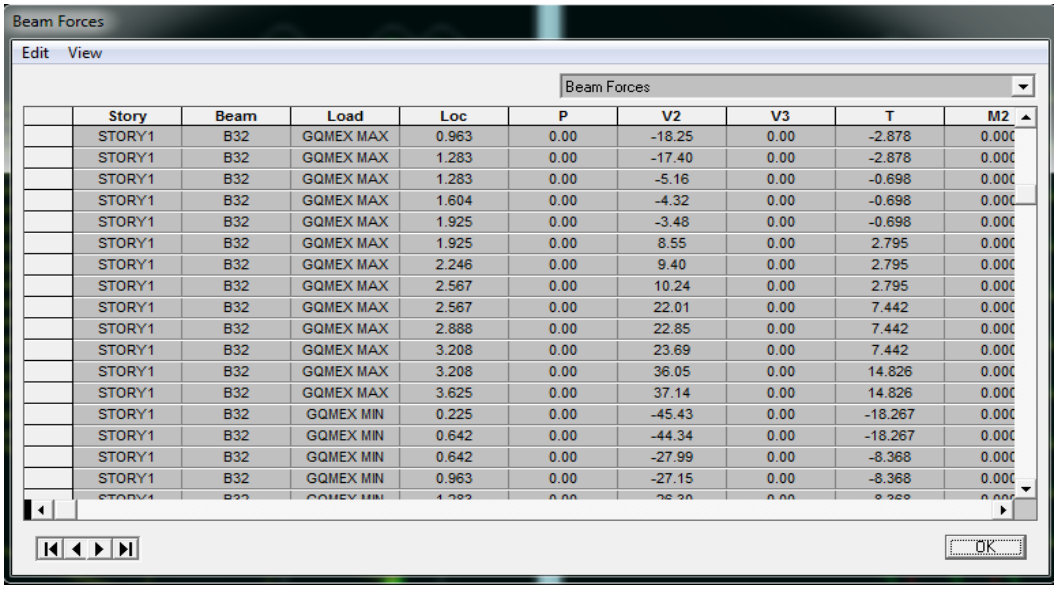


Fig . IV.2 : Diagramme des efforts internes.

- **Efforts internes dans les éléments barres:**
  - **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres, ensuite on clique sur : **Display/Show tables.**
Dans **Frame Output,** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres). On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**


Beam Forces

Edit View

Beam Forces

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY1	B32	GQMEX MAX	0.963	0.00	-18.25	0.00	-2.878	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	1.283	0.00	-17.40	0.00	-2.878	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	1.283	0.00	-5.16	0.00	-0.698	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	1.604	0.00	-4.32	0.00	-0.698	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	1.925	0.00	-3.48	0.00	-0.698	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	1.925	0.00	8.55	0.00	2.795	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	2.246	0.00	9.40	0.00	2.795	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	2.567	0.00	10.24	0.00	2.795	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	2.567	0.00	22.01	0.00	7.442	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	2.888	0.00	22.85	0.00	7.442	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	3.208	0.00	23.69	0.00	7.442	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	3.208	0.00	36.05	0.00	14.826	0.000
STORY1	B32	GQMEX MAX	3.625	0.00	37.14	0.00	14.826	0.000
STORY1	B32	GQMEX MIN	0.225	0.00	-45.43	0.00	-18.267	0.000
STORY1	B32	GQMEX MIN	0.642	0.00	-44.34	0.00	-18.267	0.000
STORY1	B32	GQMEX MIN	0.642	0.00	-27.99	0.00	-8.368	0.000
STORY1	B32	GQMEX MIN	0.963	0.00	-27.15	0.00	-8.368	0.000

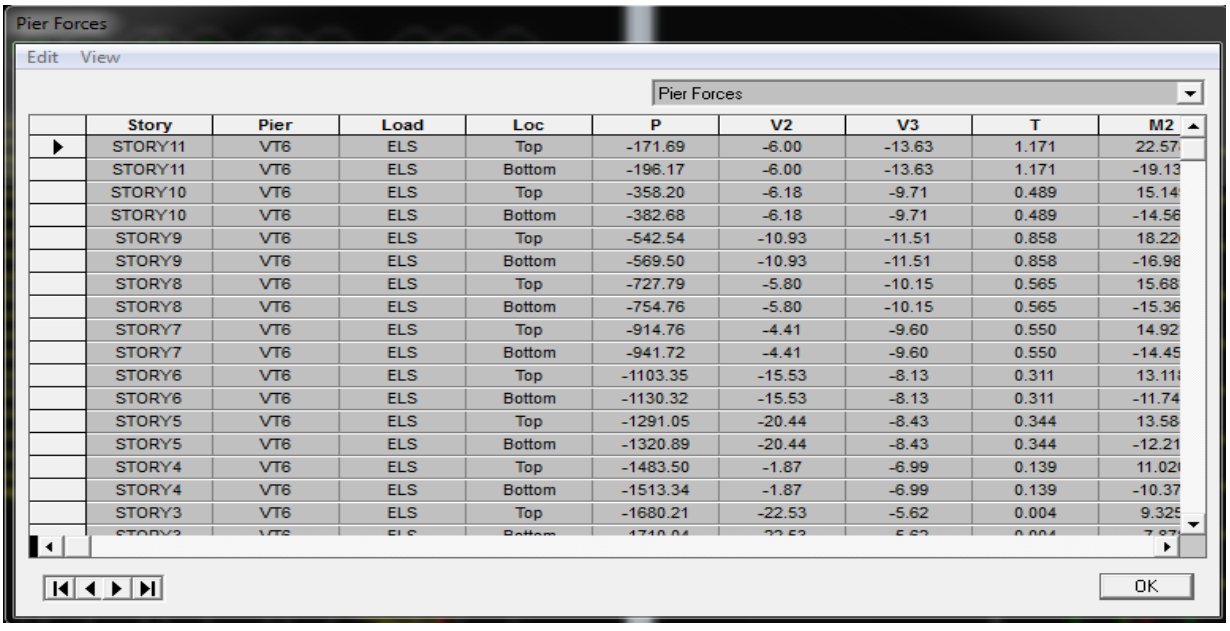
OK

  - **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

  - **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Wall Output,** on clique sur «**Wall forces »** et on sélectionne une combinaison d'actions.


Pier Forces

Edit View

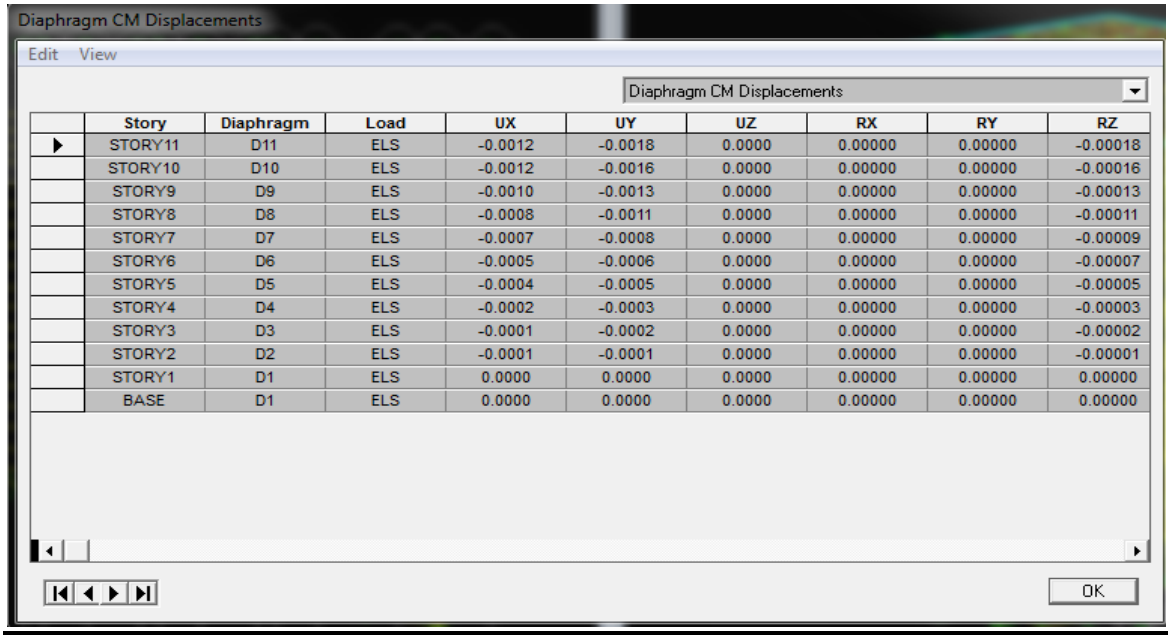
Pier Forces

Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY11	VT6	ELS	Top	-171.69	-6.00	-13.63	1.171	22.57
STORY11	VT6	ELS	Bottom	-196.17	-6.00	-13.63	1.171	-19.13
STORY10	VT6	ELS	Top	-358.20	-6.18	-9.71	0.489	15.14
STORY10	VT6	ELS	Bottom	-382.68	-6.18	-9.71	0.489	-14.56
STORY9	VT6	ELS	Top	-542.54	-10.93	-11.51	0.858	18.22
STORY9	VT6	ELS	Bottom	-569.50	-10.93	-11.51	0.858	-16.98
STORY8	VT6	ELS	Top	-727.79	-5.80	-10.15	0.565	15.68
STORY8	VT6	ELS	Bottom	-754.76	-5.80	-10.15	0.565	-15.36
STORY7	VT6	ELS	Top	-914.76	-4.41	-9.60	0.550	14.92
STORY7	VT6	ELS	Bottom	-941.72	-4.41	-9.60	0.550	-14.45
STORY6	VT6	ELS	Top	-1103.35	-15.53	-8.13	0.311	13.11
STORY6	VT6	ELS	Bottom	-1130.32	-15.53	-8.13	0.311	-11.74
STORY5	VT6	ELS	Top	-1291.05	-20.44	-8.43	0.344	13.58
STORY5	VT6	ELS	Bottom	-1320.89	-20.44	-8.43	0.344	-12.21
STORY4	VT6	ELS	Top	-1483.50	-1.87	-6.99	0.139	11.02
STORY4	VT6	ELS	Bottom	-1513.34	-1.87	-6.99	0.139	-10.37
STORY3	VT6	ELS	Top	-1680.21	-22.53	-5.62	0.004	9.325

OK

- **Déplacements:**

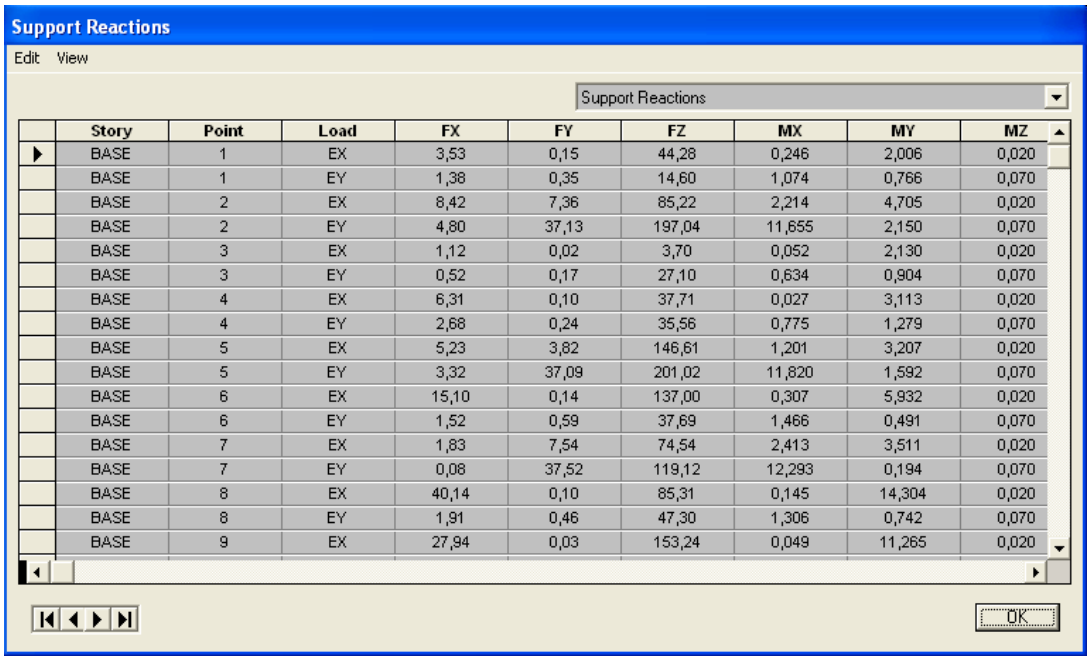
Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».
Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel,**
La colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.



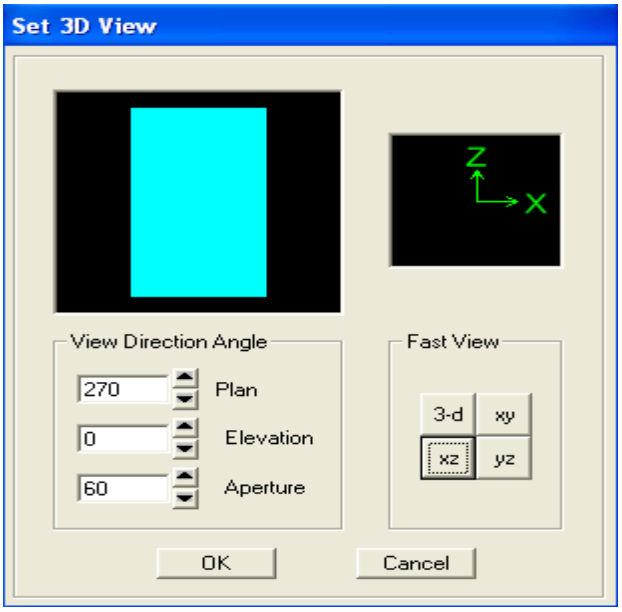
Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY11	D11	ELS	-0.0012	-0.0018	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00018
STORY10	D10	ELS	-0.0012	-0.0016	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00016
STORY9	D9	ELS	-0.0010	-0.0013	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00013
STORY8	D8	ELS	-0.0008	-0.0011	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00011
STORY7	D7	ELS	-0.0007	-0.0008	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00009
STORY6	D6	ELS	-0.0005	-0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00007
STORY5	D5	ELS	-0.0004	-0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00005
STORY4	D4	ELS	-0.0002	-0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00003
STORY3	D3	ELS	-0.0001	-0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00002
STORY2	D2	ELS	-0.0001	-0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00001
STORY1	D1	ELS	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
BASE	D1	ELS	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations), on clique sur **show tables** et on coche « **Reactions »,** ensuite dans « **Select Cases/comb »** on choisit **« EX** et **EY ».**



Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	1	EX	3,53	0,15	44,28	0,246	2,006	0,020
BASE	1	EY	1,38	0,35	14,60	1,074	0,766	0,070
BASE	2	EX	8,42	7,36	85,22	2,214	4,705	0,020
BASE	2	EY	4,80	37,13	197,04	11,655	2,150	0,070
BASE	3	EX	1,12	0,02	3,70	0,052	2,130	0,020
BASE	3	EY	0,52	0,17	27,10	0,634	0,904	0,070
BASE	4	EX	6,31	0,10	37,71	0,027	3,113	0,020
BASE	4	EY	2,68	0,24	35,56	0,775	1,279	0,070
BASE	5	EX	5,23	3,82	146,61	1,201	3,207	0,020
BASE	5	EY	3,32	37,09	201,02	11,820	1,592	0,070
BASE	6	EX	15,10	0,14	137,00	0,307	5,932	0,020
BASE	6	EY	1,52	0,59	37,69	1,466	0,491	0,070
BASE	7	EX	1,83	7,54	74,54	2,413	3,511	0,020
BASE	7	EY	0,08	37,52	119,12	12,293	0,194	0,070
BASE	8	EX	40,14	0,10	85,31	0,145	14,304	0,020
BASE	8	EY	1,91	0,46	47,30	1,306	0,742	0,070
BASE	9	EX	27,94	0,03	153,24	0,049	11,265	0,020

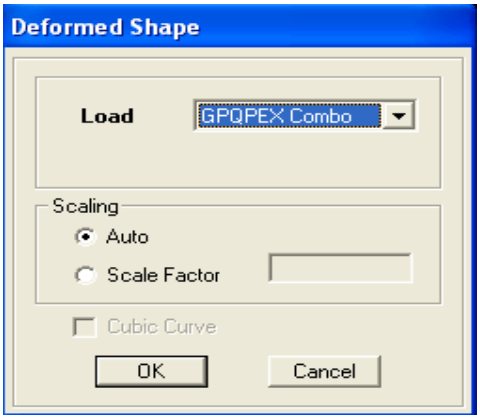


- **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D, puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **xz**.

Dans **Display**, on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX** (puis **EY**).

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



- **Remarque**

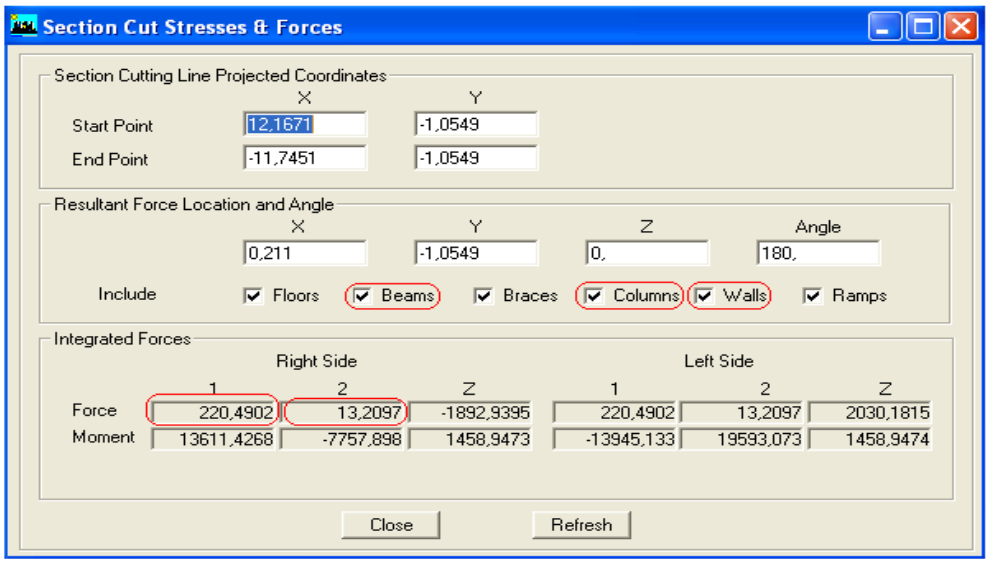
En désélectionnant la case **Walls** nous aurons l'effort repris par les portiques, et en désélectionnant la case **Beames** et **Columns,** nous aurons l'effort repris par les voiles.

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans **un fichier « out »**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité, imprimé et ouvert dans un environnement texte Word ou bloc note de Windows ; pour le faire :

Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse

Chercher le fichier **Out** avec l'outil de rechercher de Windows.



Chapitre VI :

Vérifications De RPA

VI. Exploitation des résultats et vérification des exigences à RPA (Exploitation des résultats)

VI.1. Introduction

Après avoir suivi les étapes de modélisation sur notre structure, on vise dans ce chapitre l'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS.

VI.2. Calcul sismique du bâtiment :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait les conditions de la méthode équivalente ne sont pas vérifier. **(Voir article 4.1.2. du RPA99/ modifier2003),** le bâtiment ou bloc étudies, présente une configuration irrégulière.

VI.3. Vérification des conditions du règlement parasismique Algérien :

VI.3.1. Nombre des modes à retenir :

Pour les structures représentées par des modèle plans dans deux direction orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation doit être tel que soit la somme des masses modales effectives pour

- les modes retenu soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Que tous les modes ayant une masse effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction.

Nota :

Le nombre minimal de mode [K] à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3.\sqrt{N} \text{ , et } T_K \leq 0{,}2 \text{ s}$$

Avec :

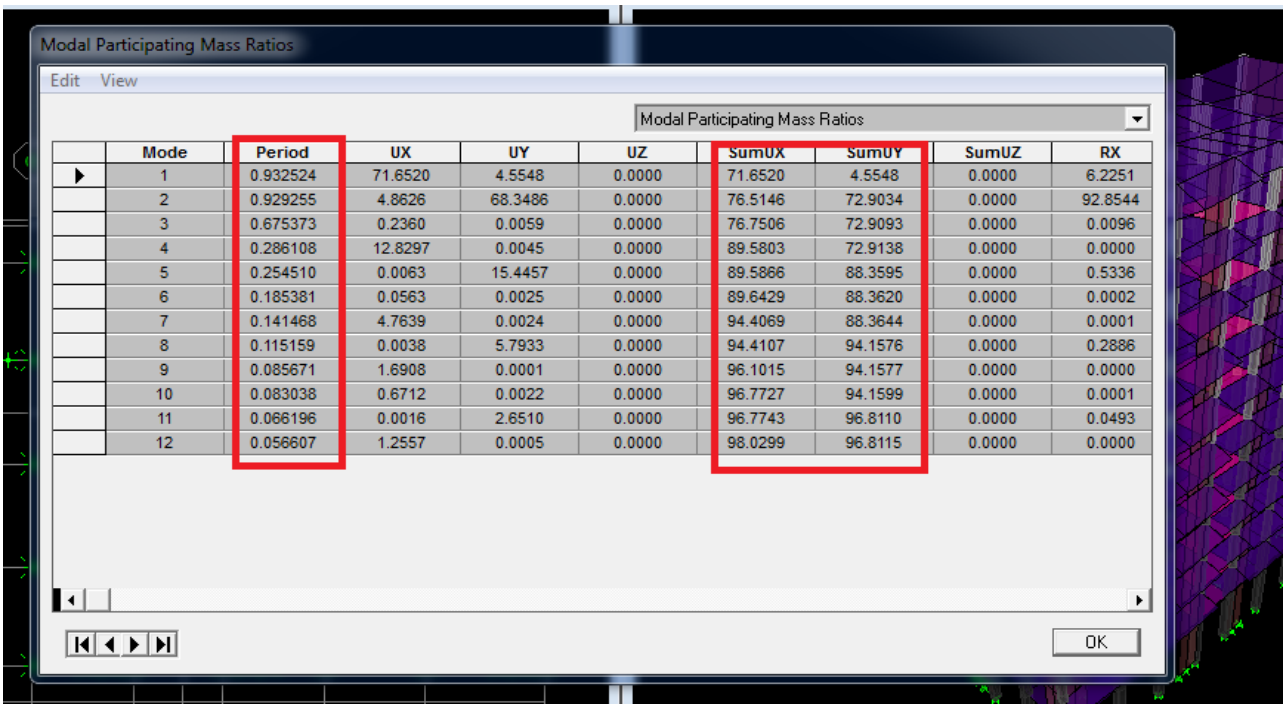
- N : est le nombre de niveaux au dessus du sol.
- T_K : la période du mode K.

Dans notre cas N = **10 niveaux** ⟶ $K \geq 3 \times \sqrt{10} = 9.49$

Donc K = 10 modes.

Et T_K = 0,0830s < 0,2 s ⟶ **condition vérifier.**

Donc on doit considérer 10 modes de vibration.



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.932524	71.6520	4.5548	0.0000	71.6520	4.5548	0.0000	6.2251
2	0.929255	4.8626	68.3486	0.0000	76.5146	72.9034	0.0000	92.8544
3	0.675373	0.2360	0.0059	0.0000	76.7506	72.9093	0.0000	0.0096
4	0.286108	12.8297	0.0045	0.0000	89.5803	72.9138	0.0000	0.0000
5	0.254510	0.0063	15.4457	0.0000	89.5866	88.3595	0.0000	0.5336
6	0.185381	0.0563	0.0025	0.0000	89.6429	88.3620	0.0000	0.0002
7	0.141468	4.7639	0.0024	0.0000	94.4069	88.3644	0.0000	0.0001
8	0.115159	0.0038	5.7933	0.0000	94.4107	94.1576	0.0000	0.2886
9	0.085671	1.6908	0.0001	0.0000	96.1015	94.1577	0.0000	0.0000
10	0.083038	0.6712	0.0022	0.0000	96.7727	94.1599	0.0000	0.0001
11	0.066196	0.0016	2.6510	0.0000	96.7743	96.8110	0.0000	0.0493
12	0.056607	1.2557	0.0005	0.0000	98.0299	96.8115	0.0000	0.0000

Tableau VI.1 Résultats d'analyse dynamique.

ETABS v9.6.0 File:MEMOIRE 2018 ETAPS Units:Ton-m juillet 2, 2018 14:55 PAGE 9

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S

MODE NUMBER	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYCLES/TIME)	CIRCULAR FREQ (RADIANS/TIME)
Mode 1	0.93177	1.07322	6.74326
Mode 2	0.92917	1.07623	6.76215
Mode 3	0.67610	1.47907	9.29327
Mode 4	0.28570	3.50015	21.99207
Mode 5	0.25479	3.92485	24.66057
Mode 6	0.18571	5.38463	33.83262
Mode 7	0.14129	7.07768	44.47036
Mode 8	0.11551	8.65758	54.39721
Mode 9	0.08569	11.66955	73.32192
Mode 10	0.08321	12.01796	75.51105
Mode 11	0.06651	15.03630	94.47585
Mode 12	0.05653	17.69041	111.15215

ETABS v9.6.0 File:MEMOIRE 2018 ETAPS Units:Ton-m juillet 2, 2018 14:55 PAGE 10

M O D A L P A R T I C I P A T I O N F A C T O R S

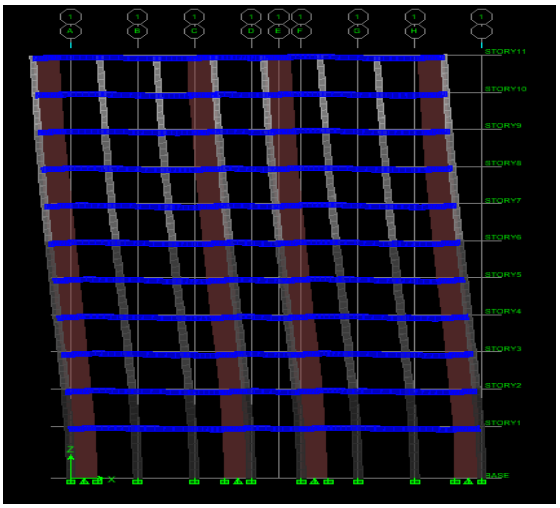
MODE	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Mode 1	16.4838	8.2517	0.0000	-204.5173	399.3515	7.8458
Mode 2	8.4843	-16.1138	0.0000	398.6766	205.1021	2.7109
Mode 3	-1.0221	-0.1258	0.0000	3.3132	-17.8636	165.8362
Mode 4	7.5888	-0.1332	0.0000	-0.1927	9.0030	4.1401
Mode 5	-0.1603	-8.3317	0.0000	32.5898	-0.8862	-0.8627
Mode 6	0.5003	0.0969	0.0000	-0.5335	1.9299	-75.5584
Mode 7	4.6226	-0.1011	0.0000	0.5022	22.4543	5.1716
Mode 8	-0.1300	-5.0974	0.0000	24.0386	-0.6248	-0.7351
Mode 9	2.6130	-0.0142	0.0000	-0.0984	5.9185	-27.7208
Mode 10	-1.9384	0.1029	0.0000	-0.3862	-4.2400	-36.6882
Mode 11	-0.0856	-3.4404	0.0000	9.8462	-0.2440	-0.5851
Mode 12	2.3716	-0.0479	0.0000	0.1539	6.8635	-1.7197

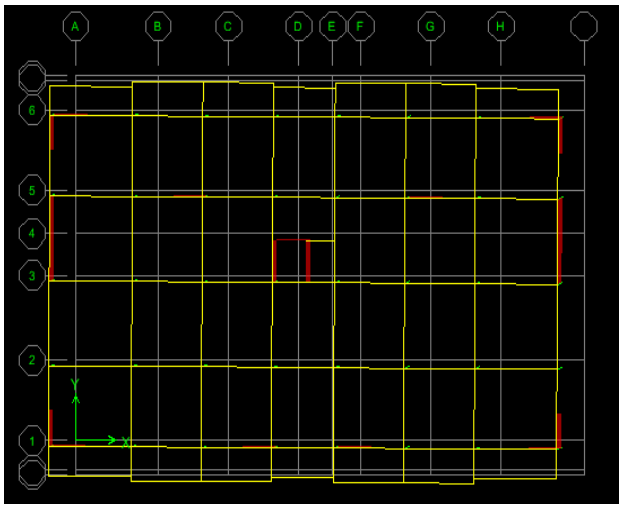
ETABS v9.6.0 File:MEMOIRE 2018 ETAPS Units:Ton-m juillet 2, 2018 14:55 PAGE 11

Remarque :

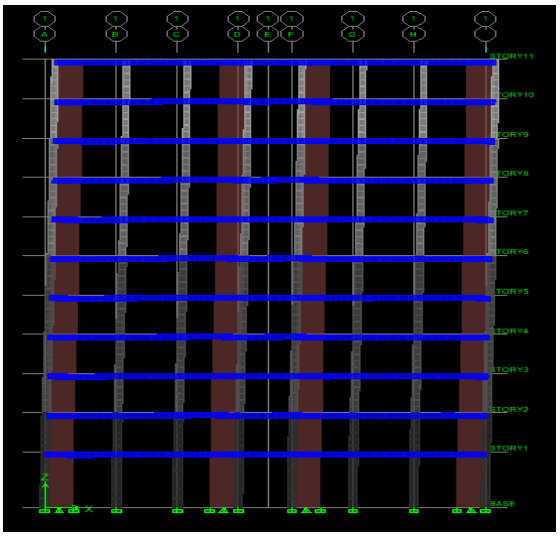
- Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,938 s**
- Les modes 1 et 2 sont des modes de translation,
  - ✓ Le 1er selon la direction X = 0,931 s
  - ✓ Le 2eme selon la direction Y = 0, 929 s
  - ✓ Le 3^{éme} mode est un mode de rotation. = 0,676 s

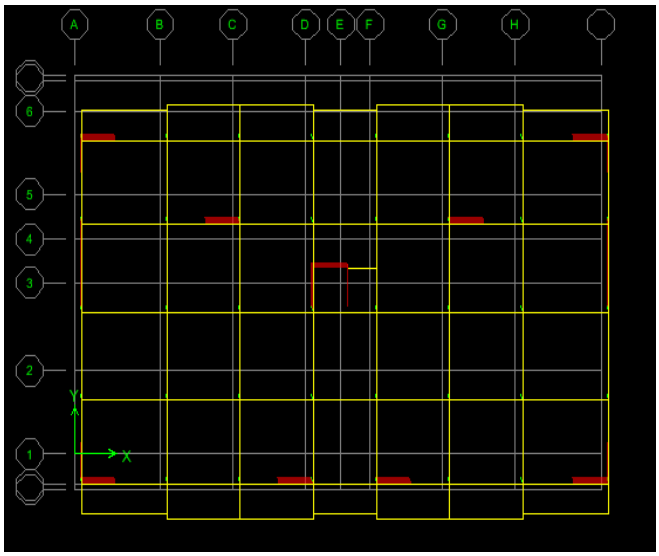
1. 1er mode de vibration : (Translation suivant OX, T = 0,9325 s)



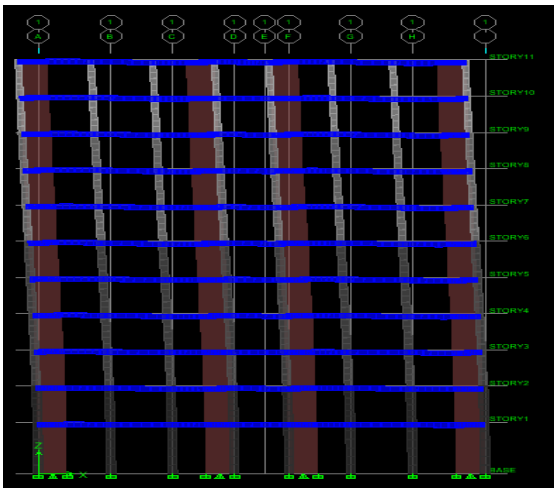


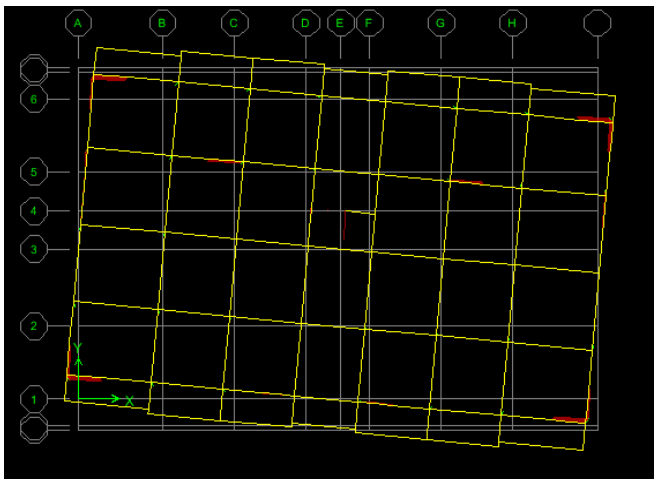
2. 2eme mode de vibration (Translation suivant OY, T = 0,9293 s)





3. 3eme mode de vibration (Rotation suivant OZ, T = 0,6754 s)





VI.4. vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\mathbf{V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W} \quad \textbf{(Art 4.1. RPA99/2003)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (KN).

- **coefficient d'accélération de la zone (A)**

Le coefficient (A) est donné par le **(tableau 4.1) du RPA99/2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas $\begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{cases} \longrightarrow$ **A= 0.15**

- **coefficient de comportement de la structure (R)**

Le coefficient (R) est donné par le (tableau **4.3) du RPA99/2003** en fonction du système de contreventement (structure mixte portique / voile avec interaction **R = 5**)

- **Facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La quantité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \sum_1^5 P_q}$

P_q : pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau (**4.4.RPA99/2003**).

1. **facteur de qualité QX :**

Tableau VII.2 valeurs des pénalités.

	P_q	
Critère « q »	**Observé**	**N/observé**
1. Conditions minimales sur les files	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	/	0,05
4. Régularité en élévation	/	0,05
5. Contrôle de la qualité des	/	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0,1
	$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$	**1,25**

Tableau VI.2.Contrôle de qualité des matériaux dans le sens X-X

On aura donc Q_x= 1+ (0+0+0,05+0,05+0,05+0,1) = **1,25**

2. **facteur de qualité QY**

	P_q	
Critère « q »	**Observé**	**N/observé**
1. Conditions minimales sur les files	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. Régularité en plan	/	0,05
4. Régularité en élévation	/	0,05
5. Contrôle de la qualité des	/	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0,1
	$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$	**1,25**

Tableau VI.2. Contrôle de qualité des matériaux dans le sens Y-Y

On aura donc Q_y= 1+ (0+0+0,05+0,05+0,05+0,1)= **1,25**

- **Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta\,(T2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\,\eta\,(T2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \ge 3s \end{cases}$$

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (Article **4.7 de RPA99/2003**). Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de site 3 donc **T_2=0.5s**
- η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

ξ(%) : le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau (4.2.RPA/2003), on à :

ξ= 7% ➡ **Construction auto stable**

ξ= 10% ➡ Contreventement par voiles

Pour notre cas on à :

- Coefficient d'amortissement : portiques et voiles en B.A ⇒ **ξ = 7%**

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0{,}88 > 0{,}7$ → **condition vérifier.**

- T période fondamentale de la structure (**4-24.RPA99/2003**)

On à : **$T = 1{,}3 \times C_T \times h_N^{3/4}$**

Avec :

- **h_N** : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau, h_N= 34,92m
- **C_T** : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau (**4.6.RPA99/2003**), **C_T=0.05**

$T = 0.05 \times (34{,}92)^{3/4} \times 1{,}3 =$ **0,933s**

Les périodes donnés par ETABS sont :

Mode 1	0.93177
Mode 2	0.92917
Mode 3	0.67610

T. ETABS= 0,931s 1 er mode translation

T. ETABS= 0.929s 2 éme mode translation

T. ETAPS= 0.676s 3 éme mode rotation

T ETABS = 0,931 < **T** Calculé=0,933……. **Condition vérifiée**

- **Calcule de la valeur de D :**

On à : T_2 = 0,5s < **T = 0,933 s** < 3s, donc : D = $2,5\ \eta\ (T2/\ T)^{2/3}$

D = 2,5 x 0,88 (0,50 / 0,933) $^{2/3}$ = **1,46.**

VI.5. Vérification de la résistance des forces sismique a la base (art4.3.6.RPA99/2003)

La résultante des force sismique a la base(VD) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur a 80% de la résultante des force sismique déterminer par la méthode statique équivalente VS.

W = 45761, 8 KN

$$Vsx = \frac{A \times D \times Qx}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1,46 \times 1,25}{5} \times 45761,8 = 2505,45KN$$

$$Vsy = \frac{A \times D \times Qy}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1,46 \times 1,25}{5} \times 45761,8 = 2505,45KN$$

Sens x-x : 80% x Vsx=**2004,36 KN** < V_{DX} ETABS= **2402,1 KN**

Sens y-y : 80%V_{SY}= **2004,36 KN** < V_{DX} ETABS= **2340,9 KN**

VI.6. Vérification de l'effet de torsion d'axe verticale: (Art 4.2.7 du RPA99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportant des planchers au diaphragme horizontaux rigide dans leur plan, on supposera à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension de bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultante des plans.

Avec :

- C_M : centre de masse
- C_R : centre de rigidité
- e_x et e_y : excentricités accidentelles

Les résultats sont dans le tableau suivant :

	Longueur		Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité		Excentricité
Etage	**Lx [m]**	**Ly [m]**	**XCM**	**YCM**	**XCR**	**YCR**	**Ex**	**Ey**	**$E_x = 0,05\ l_x$**
RDC	24,90	14,30	12,376	5,378	12,200	5,606	0,176	-0,228	
Etage1	24,90	14,30	12,291	6,818	12,208	6,280	0,083	0,591	
Etage 2	24,90	14,30	12,291	6,815	12,214	6,227	0,077	0,588	
Etage 3	24,90	14,30	12,291	6,815	12,221	6,164	0,070	0,651	
Etage 4	24,90	14,30	12,291	6,815	12,228	6,106	0,063	0,709	
Etage 5	24,90	14,30	12,291	6,812	12,234	6,054	0,057	0,758	1,240
Etage 6	24,90	14,30	12,290	6,810	12,240	5,997	0,050	0,813	
Etage 7	24,90	14,30	12,290	6,810	12,246	5,938	0,785	0,872	
Etage 8	24,90	14,30	12,290	6,808	12,251	5,870	0,039	0,938	
Etage 9	24,90	14,30	12,290	6,704	12,255	5,776	0,035	0,928	
Etage10	24,90	14,30	12,376	4,556	12,258	5,629	0,118	-1,073	

Tableau VI.3. Centre de torsion et centre de masse de la structure.

On doit vérifier que : $5\%L_x = 1,240 \geq E$ **Condition vérifier**

VI.7. Vérification du déplacement latéral inter l'étage (Art 4.4.3 du RPA99 version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec :

R : coefficient de comportement R= 3,5

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques

Le déplacement relative au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le (art 5.10 RPA99/2003) le déplacement relatives latéraux d'un étage par rapport aux étage qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Tableau de déplacement latéral inter l'étage dans le sens XX et YY:

Etage	δ_{kx}[cm]	δ_{ky} [cm]	Δ_{kx} [cm]	Δ_{ky} [cm]	1%h [cm]
RDC	0,19	0,12	0,19	0,12	4,32
Etage 1	0,47	0,31	0,28	0,19	3.06
Etage 2	0,79	0,55	0,32	0,24	3.06
Etage 3	1,13	0,84	0,34	0,29	3.06
Etage 4	1,47	1,16	0,34	0,32	3.06
Etage 5	1,78	1,50	0,31	0,34	3.06
Etage 6	2,08	1,83	0,30	0,33	3.06
Etage 7	2,35	2,17	0,27	0,34	3.06
Etage 8	2,68	2,49	0,33	0,32	3.06
Etage 9	2,78	2,80	0,10	0,31	3,06
Etage 10	2,90	3,10	0,12	0,30	3,06

Tableau VI.5. Déplacement latéral inter l'étage dans le sens XX et YY:

Conclusion

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas1% de la hauteur d'étage.

VI.8. Vérification de l'effet normal réduit pour les poteaux : (Art 7.4.3.1/RPA version2003) :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{Nd}{bc \times fc28} \leq 0.30$$

Avec : N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (extrait du logiciel ETABS)

bc : est l'aire (section brute) de cette dernière

Fc28 : est la résistance caractéristique de béton.

Pour les poteaux de RDC (45x50) cm^2 on à : **N_d**= 1398,40 KN

$$\upsilon = \frac{1398{,}40 \times 10^3}{450 \times 500 \times 25} = 0{,}25 \leq 0.30$$

➡ **La condition vérifiée.**

V.8. Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des Bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_k} \leq \mathbf{0.10}$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées au-dessus

  du niveau (k) ;
- Δ_k: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1) ;
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) ;
- h_k : Hauteur de l'étage (k).
- Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

		Sens x - x			Sens y – y			
Etage	**P_k(KN)**	**Δ_k^x(m)**	**$v_k^x(KN)$**	**θ_x**	**Δ_k^y(m)**	**$v_k^y(KN)$**	**θ_y**	**OBS**
Etage 10	3016,3	0,0012	481,8	**0,002**	0,0030	549,3	**0,005**	**cv**
Etage 9	7136,6	0,0010	1039,6	**0,002**	0,0031	1127,8	**0,006**	**cv**
Etag8	11364,0	0,0033	1516,2	**0,008**	0,0032	1574,0	**0,007**	**cv**
Etage7	15591,4	0,0027	1927,7	**0,007**	0,0034	1943,7	**0,009**	**cv**
Etage6	19816,8	0,0030	2282,2	**0,008**	0,0033	2255,7	**0,009**	**cv**
Etage5	24168,6	0,0031	2594,9	**0,009**	0,0034	2529,6	**0,011**	**cv**
Etage4	28518,4	0,0034	2871,0	**0,011**	0,0032	2776,6	**0,010**	**cv**
Etage3	32868,2	0,0034	3107,5	**0,012**	0,0029	2988,8	**0,010**	**cv**
Etage2	37216,0	0,0032	3296,0	**0,012**	0,0024	3163,1	**0,009**	**cv**
Etage1	41705,5	0,0028	3433,0	**0,011**	0,0019	3296,6	**0,008**	**cv**
RDC	45761,8	0,0019	3493,3	**0,006**	0,0012	3356,9	**0,004**	**cv**

Tableau VI.6.Récapitulatif.

Conclusion : on conclue que les toutes les conditions sont vérifier, les effets du deuxième ordre peuvent être négligé car :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_k} \leq 0.10$$

Conclusion :

D’après les résultats obtenus si dessus les exigences du RPA sont observées :

La structure est de contreventement **mixte portique/voile avec interaction**.

- On considère dans les calculs le 8 ^{eme} mode.
- La période fondamentale est vérifiée.
- L’effort tranchant à la base est vérifié.
- Le déplacement relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L’excentricité est vérifiée.
- L’effet P-Delta est vérifié.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l’extraction des efforts internes avec lesquels nous allons procéder au ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre VII : Ferraillage des éléments

VII.1. Ferraillage des poutres

VII.1.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferraillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$ …….à **ELU**.
- $G + Q \pm E$ ..……**RPA 99 modifier 2003**.
- $0.8G \pm E$ …… **RPA 99 modifier 2003**.

VII.1.2 Recommandation du RPA version 2003 :

Pour les armatures longitudinales, le RPA recommande :

1. **Armatures longitudinales**

➢ **Pourcentage total minimal**

$A_{min} = 0{,}5\%(b \times h)$ (En toute section)

- Poutres principales : $A_{min} = 0{,}005\times (30\times40) = 6\ cm^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0{,}005\times (30\times35) = 5,25\ cm^2$

➢ **Pourcentage total maximal**

- $A_{max} = 4\%\ (b \times h)$ **En zone courante**
- $A_{max} = 6\%\ (b \times h)$ **En zone de recouvrement**

a. **Poutres principales**

Zone courante : $A_{max} = 4\% \times (30 \times 40) = 48\ cm^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% \times (30 \times 40) = 72\ cm^2$

b. **Poutres secondaires**

Zone courante : $A_{max} = 4\% \times (30 \times 35) = 42\ cm^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% \times (30 \times 35) = 63\ cm^2$

VII.1.3 Étapes de calcul de ferraillage :

1. calcul du moment réduit : « μ »

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

2. Calcul du moment réduit à l'ELU :

- ✓ **Si** $\mu < \mu_l = 0.392$: la section simplement armée **(SSA)**

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{sc} = 0$$

Les sections comprimées ne sont pas nécessaire : $A_{sc} = 0$

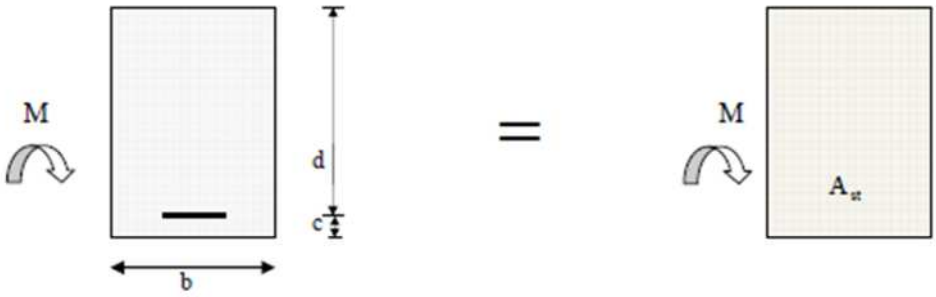
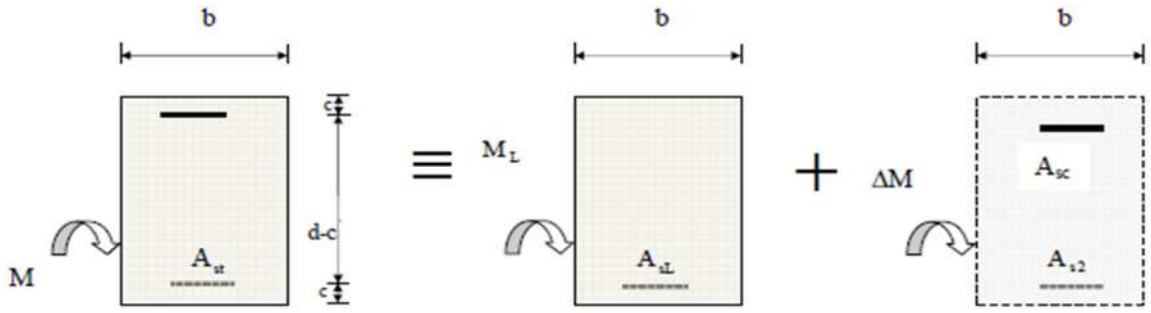


Figure VII.1. Disposition des armatures tendus S.S.A

- ✓ **Si** $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée **(SDA)**

La section réel est considérer comme équivalente à la somme des deux section



fictives :

Figure VII.2. Disposition des armatures S.D.A

$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} \quad \rightarrow \quad A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s} ; \qquad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

Avec: $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$, $\gamma_b = 1,5 \rightarrow \quad f_{bc} = 14,2$ MPa

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$, $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \quad \sigma_{st} = 348$ MPa

VII.3.1 Ferraillage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Combinaison	Appuis et travée	Moment KN.M	B mm	d mm	f_{bc} MPa	σ_s MPa	μ	β	A_S	A_{max}	A_{min} (cm^2)	Ferraillage adopté	A Adopté (cm^2)
										En cm^2				
Zone I 45x50	ELU	Travée	17,70	300	375	14,2	348	0,028	0,985	1,37	1,63	6	3HA14 (fil) + 3HA14 (chapeau)	9,24
		Appuis sup	20,98	300	375	14,2	348	0,035	0,982	1,63				
		Appuis inf	17,70	300	375	14,2	348	0,029	0,985	1,37				
	G+Q ± E	Travée	96,41	300	375	18,48	400	0,103	0,945	6,80	8,04	6		
		Appuis sup	112,68	300	375	18,48	400	0,123	0,934	8,04				
		Appuis inf	96,41	300	375	18,48	400	0,103	0,945	6,80				
	0,8G ± E	Travée	98,80	300	375	18,48	400	0,108	0,943	6,98	7,15	6		
		Appuis sup	101,10	300	375	18,48	400	0,110	0,942	7,15				
		Appuis inf	98,80	300	375	18,48	400	0,108	0,943	6,98				
	ELS	Travée	12,91	300	375	14,2	348							
		Appuis sup	15,30	300	375	14,2	348							
		Appuis inf	12,91	300	375	14,2	348							
Zone II 40x45	ELU	Travée	29,02	300	375	14,2	348	0,048	0,975	2,28	2,81	6	3HA14 (fil) + 3HA14 (chapeau)	9,24
		Appuis sup	35,54	300	375	14,2	348	0,060	0,969	2,81				
		Appuis inf	29,02	300	375	14,2	348	0,048	0,975	2,28				
	G + Q ± E	travée	110,68	300	375	18,48	400	0,120	0,936	7,88	9,21	6		
		Appuis sup	127,70	300	375	18,48	400	0,139	0,924	9,21				
		Appuis inf	110,68	300	375	18,48	400	0,120	0,936	7,88				
	0,8G ± E	travée	113,12	300	375	18,48	400	0,123	0,934	8,07	8,98	6		
		Appuis sup	124,94	300	375	18,48	400	0,136	0,927	8,98				
		Appuis inf	113,12	300	375	18,48	400	0,123	0,934	8,07				
	ELS	travée	21,03	300	375	14,2	348							220
		Appuis sup	25,86	300	375	14,2	348							
		Appuis inf	21,03	300	375	14,2	348							

Zone III 35x40	**ELU**	**Travée**	**37,02**	**300**	**375**	**14,2**	**348**	**0,062**	**0,968**	**2,93**	**3,46**	6	Ferraillage des éléments **3HA14 (fil) + 3HA14 (chapeau)** **9,24**
		Appuis sup	**43,51**	**300**	**375**	**14,2**	**348**	**0,072**	**0,963**	**3,46**			
		Appuis inf	**37,02**	**300**	**375**	**14,2**	**348**	**0,062**	**0,968**	**2,93**			
	0,8G ± E	**travée**	**95,51**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,104**	**0,945**	**6,73**	**7,68**	6	
		Appuis sup	**108,01**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,118**	**0,937**	**7,68**			
		Appuis inf	**95,51**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,104**	**0,945**	**6,75**			
	GQ ± E	**travée**	**92,99**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,101**	**0,946**	**6,55**	**7,91**	6	
		Appuis sup	**110,96**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,121**	**0,935**	**7,91**			
		Appuis inf	**92,99**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,101**	**0,946**	**6,55**			
	ELS	**travée**	**26,85**	**300**	**375**	**14,2**	**348**						
		Appuis sup	**31n67**	**300**	**375**	**14,2**	**348**						
		Appuis inf	**26,85**	**300**	**375**	**14,2**	**348**						
Zone VI 30x35	**ELU**	**travée**	**38,76**	**300**	**375**	**14,2**	**348**	**0,064**	**0,967**	**3,07**	**3,71**	6	**3HA14 (fil) + 3HA14 (chapeau)** **9,24**
		Appuis sup	**46,46**	**300**	**375**	**14,2**	**348**	**0,077**	**0,959**	**3,71**			
		Appuis inf	**38,76**	**300**	**375**	**14,2**	**348**	**0,064**	**0,967**	**3,07**			
	GQ ± E	**travée**	**66,15**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,072**	**0,963**	**4,60**	**5,92**	6	
		Appuis sup	**84,64**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,092**	**0,952**	**5,92**			
		Appuis inf	**66,15**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,072**	**0,963**	**4,60**			
	0,8G ± E	**travée**	**57,47**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,062**	**0,968**	**3,95**	**5,27**	6	
		Appuis sup	**75,64**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,082**	**0,957**	**5,27**			
		Appuis inf	**57,47**	**300**	**375**	**18,48**	**400**	**0,062**	**0,968**	**3,95**			
	ELS	**travée**	**28,12**	**300**	**375**	**14,2**	**348**						
		Appuis sup	**33,96**	**300**	**375**	**14,2**	**348**						
		Appuis inf	**28,12**	**300**	**375**	**14,2**	**348**						

Tableau VII.1.1. Ferraillage des poutres Principale.

Niveau	Combinaison	Appuis et travée	Moment [KN.M]	B mm	d [mm]	f_{bu} [MPa]	σ_s [MPa]	μ	β	A_S En cm^2	A_{max}	A_{min}	Ferraillage Adopté	A Adopté
Zone I (45x50)	ELU	travée	26,01	300	325	14,2	348	0,058	0,970	2,37	2,42	5,25	3HA14 (fil) + 3HA14 (chapeau)	9,24
		Appuis sup	43,21	300	325	14,2	348	0,096	0,948	2,42				
		Appuis inf	26,01	300	325	14,2	348	0,058	0,970	2,37				
	G+Q ± E	Travée	54,29	300	325	21,74	400	0,079	0,958	4,35	6,37	5,25		
		Appuis sup	77,82	300	325	21,74	400	0,113	0,939	6,37				
		Appuis inf	54,29	300	325	21,74	400	0,079	0,958	4,35				
	0,8G ± E	Travée	58,03	300	325	21,74	400	0,084	0,956	4,66	5,98	5,25		
		Appuis sup	73,43	300	325	21,74	400	0,106	0,944	5,98				
		Appuis inf	58,03	300	325	21,74	400	0,084	0,956	4,66				
	ELS	Travée	18,84	300	325	14,2	348							
		Appuis sup	31,10	300	325	14,2	348							
		Appuis inf	18,84	300	325	14,2	348							
Zone II (40x45)	ELU	Travée	24,02	300	325	14,2	348	0,053	0,972	2,18	4,96	5,25	3HA14 (fil) + 3HA14 (chapeau)	9,24
		Appuis sup	52,60	300	325	14,2	348	0,117	0,937	4,96				
		Appuis inf	24,02	300	325	14,2	348	0,053	0,972	2,18				
	GQ ± E	travée	94,39	300	325	21,74	400	0,137	0,925	7,84	10,14	5,25		
		Appuis sup	119,25	300	325	21,74	400	0,173	0,904	10,14				
		Appuis inf	94,39	300	325	21,74	400	0,137	0,925	7,84				
	0,8G ± E	travée	97,94	300	325	21,74	400	0,142	0,923	8,16	9,66	5,25		
		Appuis sup	114,2	300	325	21,74	400	0,166	0,909	9,66				
		Appuis inf	97,94	300	325	21,74	400	0,142	0,923	8,16				
	ELS	travée	17,51	300	325	14,2	348					5,25		
		Appuis sup	38,22	300	325	14,2	348							
		Appuis inf	17,51	300	325	14,2	348							
	ELU	Travée	27,10	300	325	14,2	348	0,060	0,969	2,47	5,96	5,25		
		Appuis sup	62,39	300	325	14,2	348	0,138	0,925	5,96				

		Appuis inf	**27,10**	**300**	**325**	**14,2**	**348**	**0,060**	**0,969**	**2,47**			Ferraillage des éléments	
Zone III (35x40)	**GQ ± E**	**travée**	**96,03**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,139**	**0,924**	**7,99**	**10,43**	**5,25**	**3HA14 (fil) + 3HA14 (chapeau)**	**9.24**
		Appuis sup	**122,23**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,177**	**0,901**	**10,43**				
		Appuis inf	**96,03**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,139**	**0,924**	**7,99**				
	0,8G ± E	**travée**	**99,66**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,145**	**0,921**	**8,32**	**9,91**	**5,25**		
		Appuis sup	**116,80**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,169**	**0,906**	**9,91**				
		Appuis inf	**99,66**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,145**	**0,921**	**8,32**				
	ELS	**travée**	**19,76**	**300**	**325**	**14,2**	**348**							
		Appuis sup	**45,36**	**300**	**325**	**14,2**	**348**							
		Appuis inf	**19,76**	**300**	**325**	**14,2**	**348**							
Zone VI 40x45	**ELU**	**travée**	**27,71**	**300**	**325**	**14,2**	**348**	**0,061**	**0,968**	**2,53**	**6,31**	**5,25**	**3HA14 (fil) + 3HA14 (chapeau)**	**9,24**
		Appuis sup	**65,82**	**300**	**325**	**14,2**	**348**	**0,146**	**0,921**	**6,31**				
		Appuis inf	**27,71**	**300**	**325**	**14,2**	**348**	**0,061**	**0,968**	**2,53**				
	GQ ± E	**travée**	**89,15**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,129**	**0,930**	**7,37**	**9,89**	**5,25**		
		Appuis sup	**116,69**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,169**	**0,907**	**9,89**				
		Appuis inf	**89,15**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,129**	**0,930**	**7,37**				
	0,8G ± E	**travée**	**92,42**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,134**	**0,928**	**7,66**	**9,31**	**5,25**		
		Appuis sup	**110,42**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,160**	**0,912**	**9,31**				
		Appuis inf	**92,42**	**300**	**325**	**21,74**	**400**	**0,134**	**0,928**	**7,66**				
	ELS	**travée**	**20,19**	**300**	**325**	**14,2**	**348**							
		Appuis sup	**47,87**	**300**	**325**	**14,2**	**348**							
		Appuis inf	**20,19**	**300**	**325**	**14,2**	**348**							

Tableau VII.1.2. Ferraillage des poutres secondaire.

VII.1.4 Vérifications des poutres à l'ELU

VII.1.4.1 Vérification de la condition de non fragilité

(Art A4.2.1 BAEL91)

$$A_{adopte} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

1. **Poutres principales :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37.5 \times 2.1}{400} = 1.35 cm^2$$

Donc : $A_{ad} = 9{,}24\ cm^2 > A_{min} = 1.35 cm^2$ **Condition vérifiée**

2. **Poutres secondaires :**

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times 30 \times 32{,}5 \times 2{,}1}{400} = 1.18\ cm^2$$

Donc : $A_{ad} = 9{,}24\ cm^2 > A_{min} = 1.18\ cm^2$ **Condition vérifiée**

Section des armatures transversales minimales :

1. La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

   $A_t = 0{,}003 \times S_t \times b$ **(Article 7.5.2.2 RPA99 version 2003)**

2. L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

- $S_t^{max} = max\left(\frac{h}{4} ; 12.\emptyset\right)$ en zone nodale travée si les armatures comprimées sont nécessaire.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en zone de recouvrement.

Avec :

$\emptyset$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

	Poutre Principale		Poutre secondaire	
	Zone de Recouvrement	Zone Nodale	Zone de Recouvrement	Zone Nodale
Espacement maximal S_t (cm)	15	10	15	10
La largeur b (cm)	30	30	30	30
Ar (cm^2)	1,35	0,90	1,35	0,90
A_s adopté	Cadre + Etrier HA8	Cadre + Etrier HA8	Cadre + Etrier HA8	Cadre + Etrier HA8

Tableau VII.1.3: Armatures transversales minimales

VII.1.4.2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant :

(Art A.5.1.1 ,11 BAEL 91 modifiée 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0.64}{\gamma_b} f_{c\,28}^{2/3}\,;5\ MPa\right\} = \min\{3.64\,;5\} = 3.64\ MPa$$

1. **Pour les poutres principales**

$\tau_u = \frac{29{,}2\times10^3}{300\times375} = 0.25\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.64\ MPa$ **Condition vérifié**

2. **Pour les poutres secondaires**

$\tau_u = \frac{74{,}3\times10^3}{300\times325} = 0.76\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.64\ MPa$ **Condition vérifié**

VII.1.4.3 Influence de l'effort tranchant sur le béton

(Art A5.1.3.13 BAEL 91 modifiée 99)

$$T_u \leq \frac{0.8 \times 3.4 \times f_{c\,28}^{2/3} \times b \times 0.9 \times d}{2\gamma_b}$$

Avec :

- Poutre principales : T_u = 29,2 KN (du logiciel ETABS)
- Poutre principales : T_u = 74,3 KN (du logiciel ETABS)

1. Pour les poutres principales

$\frac{0.8\times3.4\times8,5\times30\times0.9\times37,5}{2\times1.5} = 7803\ \text{KN} > T_u = 29,2\ \text{KN}$ **Condition vérifiée**

2. Pour les poutres secondaires

$\frac{0.8\times3.4\times8,5\times30\times0.9\times32,5}{2\times1.5} = 6762,6\ \text{KN} > T_u = 74,3\ \text{KN}$ **Condition vérifiée**

VII.1.4.4 Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

- **Appuis de rives : (Art A.5.1.3.12 BAEL91)**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u

1. Poutres principales

$$A_{s\ ancrer} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{29,2 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,83\ cm^2$$

$A_{ad} = 3HA14 = 4.62\ cm^2 > A_{s\ ancrer}$ **Condition vérifiée**

2. Poutres secondaires

$$A_{s\ ancrer} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{74{,}3 \times 10^3}{348 \times 100} = 2{,}13 cm^2$$

$A_{ad} = 3HA14 = 3.39\ cm^2 > A_{s\ ancrer}$ **Condition vérifiée**

Appuis intermédiaires : (Art A5.1.3.21 BAEL 91)

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime M_u est inférieur à $0.9dV_u$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y ancrer une section suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$T_{u\ max} + \frac{M_{max}}{0.9d}$$

Donc $A_{st} \geq \left(T_u - \frac{M_{max}}{0.9d}\right).\frac{1}{\sigma_s}$

3. Poutres principales

$A_{st} = \left(29{,}2 - \frac{110{,}96}{0.9 \times 0{,}375}\right)\frac{1}{348} \times 10 = -8{,}60\ cm^2 < 0$ **Condition vérifiée**

4. Poutres secondaires

$A_{st} = \left(74{,}3 - \frac{116{,}69}{0.9 \times 0{,}325}\right)\frac{1}{348} \times 10 = -9{,}32\ cm^2 < 0$ **Condition vérifiée**

VII.1.4.5 Entrainement des barres : (Art A.6.1.3 BAEL 91)

Pour qu'il n y est pas d'entrainement des barres il faut vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9.\,d.\,\Sigma\mu} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

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

A ELU : Ψ= 1,5

1. Pour les Poutres principales

$\Sigma\mu = n\phi\pi = 6 \times 1{,}4 \times 3{,}14 = 26{,}37$ cm

$$\tau_{se} = \frac{29{,}2 \times 10^3}{0{,}9 \times 375 \times 263{,}7} = 0{,}32\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0{,}32$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3{,}15$ MPa **Condition vérifiée**

2. Pour les Poutres secondaires

$\Sigma\mu = n\phi\pi = 6 \times 1{,}4 \times 3{,}14 = 26{,}37$cm

$$\tau_{se} = \frac{74{,}3 \times 10^3}{0{,}9 \times 325 \times 263{,}7} = 0{,}96 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0{,}96$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3{,}15$ MPa **Condition vérifiée**

VII.1.4.6 Longueur de scellement :(Art A.6.1, 23 BAEL91)

On à : $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec :

$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2.\, f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa

Donc : $L_s = \frac{1,4\times400}{4\times2.835} = 49.38$ cm

- Le BAEL limite $L_s = 40\Phi$ pour FeE400

Pour $\phi14$: $L_s = 60\ cm$

Pour $\phi12$: $L_s = 50\ cm$

Pour $\phi10$: $L_s = 40\ cm$

- La longueur de crochet L_c est au moins égal à $\mathbf{0.4}L_s$

Pour $\phi14$: $L_c = 25\ cm$

Pour $\phi12$: $L_c = 20\ cm$

Pour $\phi10$: $L_c = 20\ cm$

VII.1.5 Calcul des armatures transversales

VII.1.5.1 Poutres principales

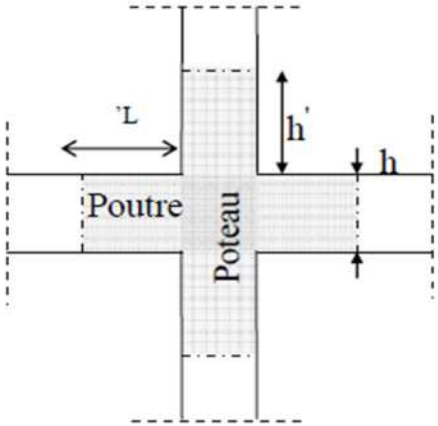
a) Calcul des espacements : (**Art 7.5.2.2 RPA version 2003**)

- **Zone nodale**

Soit : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{2}; 12\phi_l\right\}$

$S_t \leq \min\{17,5\ ;\ 16,8\}$

Donc : $S_t = 10$ cm



« Délimitation de la zone nodale »

- **Zone courante**

Soit : $S_t \leq \frac{h}{2} = 20$

Donc : $\mathbf{S_t = 15\ cm}$

- **Diamètres des armatures : (Selon le BAEL91 : Art A.7.2.2)**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre doivent être telle que

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{11\ ;14\ ;30\} = 11\ mm$$

Donc $\phi_t = 8mm$

On prend un cadre et un étrier en **HA8 :**

$$A_t = 4HA8 = 2{,}01\ cm^2$$

➔ Selon le **RPA version 2003 : Art 7.5.22**

$$A_t = 0{,}0003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0{,}003 \times 11 \times 30 = 0{,}99 cm^2$$

Conclusion

On adopte $A_t = 4HA8 = 2{,}01\ cm^2$

VII.1.5.2. poutre secondaire :

a) Calcul des espacements : (RPA99 version 2003 : Art 7.5.2.2)

✓ **Zone nodale :**

Soit : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{2}; 12\phi_l\right\} = \min\{17{,}5\ ; 16{,}8\}$

Donc : $S_t = 10$ cm

✓ **Zone courante :**

Soit : $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5$

Donc : $S_t = 15$ cm

✓ **Diamètres des armatures**

➔ Selon le BAEL91Art A7.2.2

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = \min\{10\ ; 14\ ; 30\} = 10 \text{ mm}$$

Donc : $\phi_t = 8$mm

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4HA8 = 2{,}01 \text{ cm}^2$$

✓ Selon le **RPA version 2003 : Art 7.7.22**

$$A_t = 0.0003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Conclusion

On adopte $A_t = 4HA8 = 2{,}01 \text{ cm}^2$

VII.1.5.2. Délimitation de la zone nodale

(RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1)

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre :

- ✓ **Poutre principale :** $L' = 2h = 2 \times 40 = \mathbf{80\ cm}$
- ✓ **Poutre secondaire :** $L' = 2h = 2 \times 35 = \mathbf{70\ cm}$

VII.1.6 Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance du béton en compression.
- État limite de déformation.

VII.1.4.6.1. État limite d'ouvertures des fissures : (Art B.6.3 BAEL 91)

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VII.1.4.6.2. État limite de résistance du béton en compression :

(Art A.4.5.2 BAEL 91)

La contrainte de compression du béton est limité à$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$:

Soit, on à : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

On calcul σ_{bc} : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}}$

Avec : A = armature adoptée à ELU

On à : $\rho_1(\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100$

Puis en déduit les valeurs de β et K_1

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_t}\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats et les vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

1. Poutres principales :

NIV	$M_{s.}$ [KN.M]	A adopté (cm^2)	ρ_1	β_1	$k_{,1}$	σ_S [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\sigma_{bc\ adm}$ [Mpa]	Obs
RDC	7 ,90	9,24	0,082	0,952	0,0892	23,94	2,68	15	CV
1	10 ,58	9,24	0,082	0,952	0,0892	32,07	0,26	15	CV
2	13,82	9,24	0,082	0,952	0,0892	41,89	0,46	15	CV
3	16,96	9,24	0,082	0,952	0,0892	51,41	0,57	15	CV
4	19,80	9,24	0,082	0,952	0,0892	60,02	0,67	15	CV
5	21,19	9,24	0,082	0,952	0,0892	64,23	0,72	15	CV
6	22,54	9,24	0,082	0,952	0,0892	68,33	0,76	15	CV
7	24,88	9,24	0,082	0,952	0,0892	75,42	0,84	15	CV
8	24,40	9,24	0,082	0,952	0,0892	73,96	0,82	15	CV
9	24,71	9,24	0,082	0,952	0,0892	74,90	0,83	15	CV
10	17,95	9 ,24	0,082	0,952	0,0892	54,41	0,60	15	CV

Tab VII.1.4: Vérification de l'état limite de compression du béton sur travée des poutres Principale.

2. Poutres secondaires

NIV	$M_{s.}$ [KN.M]	A adopté (cm^2)	ρ_1	β_1	$k_{,1}$	σ_S [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\sigma_{bc\ adm}$ [Mpa]	Obs
RDC	22 ,83	9,24	0,082	0,952	0,0892	79,85	0,89	15	CV
1	23,73	9,24	0,082	0,952	0,0892	83,00	0,94	15	CV
2	25,36	9,24	0,082	0,952	0,0892	88,70	0,99	15	CV
3	26,79	9,24	0,082	0,952	0,0892	93,70	1,05	15	CV
4	28,02	9,24	0,082	0,952	0,0892	98,01	1,10	15	CV
5	28,73	9,24	0,082	0,952	0,0892	100,49	1,12	15	CV
6	30,62	9,24	0,082	0,952	0,0892	107,10	1,20	15	CV
7	31,78	9,24	0,082	0,952	0,0892	111,16	1,25	15	CV
8	31,81	9,24	0,082	0,952	0,0892	111,26	1,25	15	CV
9	34,38	9,24	0,082	0,952	0,0892	120,25	1,32	15	CV
10	32,31	9,24	0,082	0,952	0,0892	113,01	1,26	15	CV

Tab VII.1.5: Vérification de l'état limite de compression du béton sur travée des poutres Secondaire.

VII.1.7. Vérification des déformations à ELS : (Art B.6.5.2 BAEL 91) :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Calcul de la flèche : (Art B.6.5.2 BAEL 91) :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens :

- **Sens longitudinal** : la flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500}$ = **0,80 cm**
- **Sens transversal** : la flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500}$ = **0,72 cm**

La valeur de ma flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v \times I_{fv}} \leq \overline{f}$

Avec :

- $E_v = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700.\sqrt[3]{25}$ = 10818,866 MPa
- I_{fv} = Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

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

- I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisé (n = 15) par rapport au centre de gravité de la section.
- ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

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

- calcul des coefficients :

1. on à : $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5.\rho}$
2. $\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} ; 0\right\}$

- La contrainte dans les aciers tendus : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$
- Aire de la section homogénéisée :

$B_0 = B + n.A = b \times h + 15.A_t$

- Moment isostatique e section homogénéisée par rapport à xx :

$$S / xx = \frac{b_0.h^2}{2} + 15.A_t.d$$

La flèche f peut être aussi tirée par le logiciel ETABS :

Sens longitudinal : la flèche **f** = $7{,}95 \times 10^{-3}$ = 0,00795 cm < $\bar{f}$ **= 0,80 cm**

Sens transversal : la flèche f = $2{,}5 \times 10^{-3}$ = 0,0025 cm < $\bar{f}$ **= 0,72 cm**

Conclusion :

La flèche est vérifiée dans les deux sens

VII.2.Ferraillage des poteaux

VII.2.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton arme, de section rectangulaire au circulaire qui assure la transmission des charges aux éléments porteurs horizontaux, leur ferraillage se fera en flexion composée dans les deus sens, 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 :

Et avec les combinaisons suivantes :

- 1.35 G +1.5 Q à ELU
- G + Q à ELS
- G + Q ± E à RPA 2003
- 0.8 G ± E à RPA 2003

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas le plus défavorable).

VII.2.2. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

Situation	γ_b	γ_s	θ	F_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	F_e [MPa]	σ_s [MPa]
durable	1,5	1,15	1	25	14,20	400	348
accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	400	400

Tableau VII.2.1: Caractéristique de calcul selon le RPA99/modifier 2003

VII.2.3.Recommandations du R.P.A. 2003 :

➢ Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

1. **Le pourcentage minimal** : est de : 0.80 % de la section du poteau en zone IIa.

Zone I : (45×50) : A_{min} = 0.008× 45 × 50 = 18 cm²
Zone II (40×45) : A_{min} = 0.008×40× 45 = 14,4 cm²
Zone III (35×40) : A_{min} = 0.008× 35 × 40 = 11,2 cm²
Zone VI (30×35) : A_{min} = 0.008× 30× 35 = 08,4 cm²

2. **Le pourcentage maximal en zone courante** : est de 4 % de la section du poteau en zone IIa :

Zone I : (45×50) : A_{min} = 0.04× 45 × 50 = 90 cm²
Zone II (40×45) : A_{min} = 0.04×40× 45 = 72 cm²
Zone III (35×40) : A_{min} = 0.04× 35 × 40 = 56 cm²
Zone VI (30×35) : A_{min} = 0.04× 30× 35 = 42 cm²

3. **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement** : est de 6 % de la section du poteau en zone IIa :

Zone I : (45×50) : A_{min} = 0,06× 45 × 50 = 135 cm²
Zone II (40×45) : A_{min} = 0,06×40 × 45 = 108 cm²
Zone III (35×40) : A_{min} = 0,06× 35 × 40 = 84 cm²
Zone VI (30×35) : A_{min} = 0,06× 30× 35 = 63 cm²

4. Le diamètre minimal est de 12 mm.
5. La longueur de recouvrement minimale : est de 40Φ en zone IIa.
6. La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VII.2.4.Calcul du ferraillage :

VII.2.4.1.Etape de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de : $e = \frac{M}{N}$

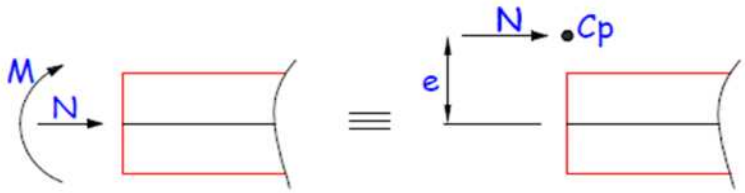


Figure : Section en flexion composée.

- Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

1. Armature longitudinales :
   Etape de calcul :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ alors la section est partiellement comprimée
- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

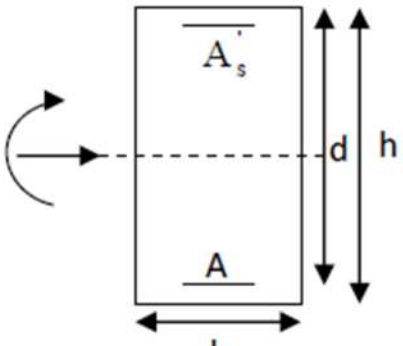


Figure VII.2.

$$N_u\,(d - c) - M_f \leq (0{,}337 - 0{,}81\times\frac{c}{h}).b.h^2.\,f_{bc} \ldots\ldots\ldots(1)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$ → moment fictif

❖ Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suite :

$$\mu_b = \frac{M_f}{f_{bu}.b.d^2}$$

Si : $\mu_b < \mu_r$: la section est simplement armée

Si : $\mu_b > \mu_r$: la section est doublement armée, donc il faut calculer A_l et A_l'

- Après on calcul: $M_r = \mu_l\ .\ b.d^2.\ f_{bu}$

Et : $\Delta M = M_f - M_r$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

- Et :

$$A_l = \frac{M_r}{\beta.d.\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c).\sigma_s} \text{ et } A_l' = \frac{\Delta M}{(d-c).\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A_s' = A'$, avec : $A_s = A_l = \frac{N_u}{\sigma_s}$

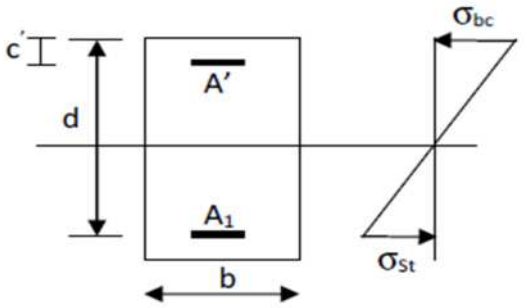


Figure VII.2.

❖ Si l'inégalité (1) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f > (0{,}5h - c).b.h.f_{bu} \ldots\ldots(2)$$

❖ Si l'inégalité (2) est vérifier, donc la section à besoin d'armatures comprimées : $A_{sup} = \frac{Mf - (d - 0{,}5.h).b.h.f_{bu}}{\sigma_s.(d-c)}$

$$A_{inf} = \frac{Nu - \Psi.b.h.f_{bu}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

❖ Si l'inégalité (2) n'est pas vérifier, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées : $A_s' = \frac{N_u - \Psi.b.h.f_{bu}}{\sigma_s}$ et $A_s = 0$

Avec : $\Psi = \frac{0{,}357 + \frac{N_u(d-c') - M}{b.h^2.f_{bu}}}{0{,}857 - \frac{c}{h}}$; et $f_{bc} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$

- γ_b = 1,5 en situation courante.
- γ_b = 1,15 en situation accidentelle.
- N_u : effort de compression.

VII.2.5.Calcul à ELU :

VII.2.5.1. Ferraillage :

Le ferraillage des poteaux est fait par le calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC »,

- Exemple de calcul avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts**.**

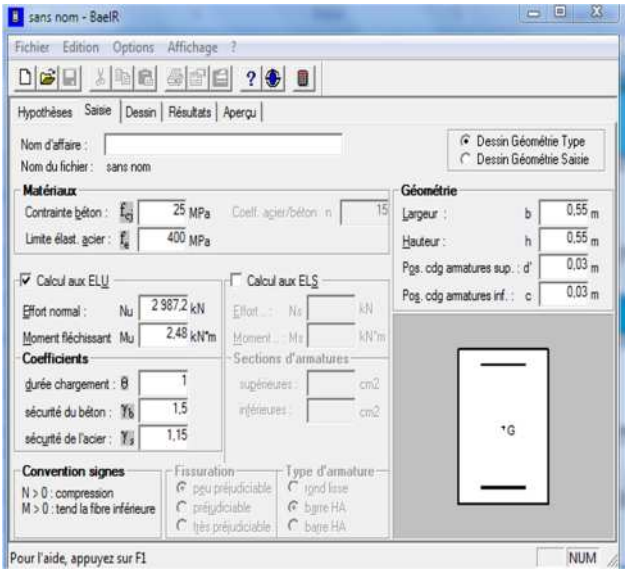


Figure. VIII-2.1- caractéristiques et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultats pour extrait nos résultats

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

- **Zone I :** RDC + Etage de service, section (45x50) ; A_{min} **= 18 cm²**
- **Zone II :** Etage (2, 3, 4, 5), section (40x45) ; A_{min} **= 14,4 cm²**
- **Zone II :** Etage (6, 7, 8), section (35x40) ; A_{min} **= 11,2 cm²**
- **Zone II :** Etage (9, 10), section (30x35) ; A_{min} **= 8,4cm²**

Niveau	Sollicitation	combinaison	Effort normal [KN]	Moment [KN.M]	e [cm]	$\frac{h}{2}$ - c	OBS	A_{st} [cm²]	A'_{st} [cm²]	A_{min} [cm²]	Choix	$A_{adopté}$ [cm²]
Zone I (45x50)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	ELU	1757,6	1,98	0,11	22	SEC	0	0	18	8HA16 + 4HA20	28,64
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	G+Q+E_X	378,6	3,62	0,95	22	SEC	0	0			
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	ELU	956,6	24,38	2,55	22	SEC	0	0			
Zone II (40x45)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	ELU	1369,2	5,09	0,37	19,5	SEC	0	0	14,4	4HA16 + 4HA20	20,60
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	G+Q+E_X	205,1	6,76	3,29	19,5	SEC	0	0			
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	ELU	584	34,34	5,88	19,5	SEC	0	0			
Zone III (35x40)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	ELU	733,8	5,76	0,78	17	SEC	0	0	11,2	4HA14 + 4HA16	12,30
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	G+Q+E_X	92,2	7,84	8,50	17	SEC	0	0			
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	ELU	226,1	38,14	16,8	17	SEC	0	0			
Zone VI (30x35)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	ELU	287,5	6,08	2,11	14,5	SEC	0	0	8,4	8HA14	12,31
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	G+Q+E_X	7,20	5,28	73,3	14,5	SPC	0	0,32			
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	ELU	112,5	32,85	29,2	14,5	SPC	0	2,24			

Tableau VII.2.2 Résultats des calculs de ferraillage des poteaux.

VII.2.5.2.Vérification à ELU :

1. Longueurs d'ancrage : (BAEL 91. Article A.6.1.221)

On à : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 . f_{t28}$

$\Psi = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence.

$f_{t28} = 0,6 + 0,006 \times f_{c28}$

Donc :

- Pour les HA14 : $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times (0,6 \times \Psi^2 \times 2,10)} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 49,38 cm^2$
- Pour les HA16 : $l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times (0,6 \times \Psi^2 \times 2,10)} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 56,43 cm^2$
- Pour les HA 20 : $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times (0,6 \times \Psi^2 \times 2,10)} = \frac{2 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 70,54 cm^2$

2. Longueur de recouvrement :

Zone I : $L_r = 40 \times \emptyset_l = 40 \times 2 =$ **80 cm²**
Zone II : $L_r = 40 \times \emptyset_l = 40 \times 2 =$ **80 cm²**
Zone III : $L_r = 40 \times \emptyset_l = 40 \times 1,6 =$ **64 cm²**
Zone IV : $L_r = 40 \times \emptyset_l = 40 \times 1,4 =$ **56 cm²**

3. Délimitation de la zone nodale

On à : L'=2 x h

h'= max $\{ \frac{h_e}{6} ; b_l ; h_l ; 60cm \}$

Avec :
- h : hauteur de la poutre.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.
- h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)
  - **Zone I :** h'= max {432/6 ; 45 ; 50 ; 60cm} = 72cm
  - **Zone II :** h'= max {306/6 ; 40 ; 45 ; 60cm} = 60cm
  - **Zone III :** h'= max {306/6 ; 35 ; 40 ; 60cm}= 60cm
  - **Zone IV :** h'= max {306/6 ; 30 ; 35 ; 60cm}= 60cm

Donc on aura : h'= 72cm

- L'=2×40 = 80cm poutre principale de :(30 × 40)
- L'=2 ×35=70cm poutre secondaire de : (30×35)

4. **Les armatures transversales** :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$ **(R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2)**

Avec :

- **h** : Hauteur totale de la section brute
- **V_u** : Effort tranchant du calcul.
- **f_e** : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ_a** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si} \quad \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Avec : λ_g : élancement géométrique du poteau

($\lambda_\gamma = \frac{I_f}{a}$ ou $\lambda_\gamma = \frac{I_f}{b}$)

I_f : La longueur de flambement des poteaux

- A_t : armatures transversales.
- S_t : espacement des armatures transversales.

❖ **En Zone IIa :**

1. **Zone nodale**

On à :

$S_t \leq$ Min (10Φ ; 15cm)

2. **Zone de recouvrement :**

On à : $S_t \leq 15\ \Phi . L_{min}$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit

- $\lambda_g \geq 5$ → $A_{min} = 0,3\%$
- $\lambda_g \leq 3$ → $A_{min} = 0,8\%$
- $3 < \lambda_g < 5$ → Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants **(∅ > 12 mm)** pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur Des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $\mathbf{10.\emptyset_{min}}$.

VII.2.5.3.Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$

on à : $\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :
- T_u : effort tranchant de la section étudiée
- b : la largeur de la section étudiée
- d : la hauteur utile (d = h-c)
- τ_u : contrainte de cisaillement

Pour vérifier la condition de cisaillement, il faut calculer les éléments suivants :

- **Calcul de la contrainte dans le béton :**

On à :

$$\rho_B = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si} \quad \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

- **Calcul de la contrainte admissible dans le béton :**

On à :

- f_{c28} =25MPa
- $\lambda_g = \frac{l_f}{h} > 5$

Avec :

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.
l_f : longueur du flambement du poteau.

- **Pour la Zone I :** $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4,32 =$ **3,024 m.**
  - ✓ L'élancement géométrique : $\lambda = \frac{3,024}{0,50} =$ **6,04**
- **Pour la Zone II :** $I_f = 0,7 \times 3,06 =$ **2,142 m**
  - ✓ L'élancement géométrique $\lambda = \frac{2,142}{0,45} =$ **4,76**
- **Pour la Zone III** : $I_f = 0,7 \times 3,06 =$ **2,142 m**
  - ✓ L'élancement géométrique $\lambda = \frac{2,142}{0,40} =$ **5,35**
- **Pour la Zone IV** : $I_f = 0,7 \times 3,06 =$ **2,142 m**
  - ✓ L'élancement géométrique $\lambda = \frac{2,142}{0,35} =$ **6,12**

Les résultats obtenus sont énumérer dans le tableau suivant :

	V_u [kn]	b [m]	d [m]	λ_g	ρ_d	τ_b [MPa]	$\overline{\tau_{bu}}$ [MPa]	obs
Zone I	14,5	0,45	0,47	6,04	0,035	0,068	1,875	Cv
Zone II	23,6	0,40	0,42	4,76	0,016	0,140	1	Cv
Zone III	25,7	0,35	0,37	5,35	0,027	0,198	1,875	Cv
Zone IV	2,28	0,30	0,32	6,12	0,024	0,020	1,875	Cv

Tableau VII.2.3: l'élancement géométrique pour les différentes zones

Remarque : les efforts tranchant V_u sont extrait du logiciel **ETABS**

VII.2.6. Vérifications à l'ELS :

1. Condition de non fragilité :

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion, si elle est partiellement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{fe} \left[\frac{e_{s-0,455d}}{e_{s\ -0,185d}}\right] bd$$

Avec :

- A : Section minimale d'aciers tendus :
- f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'age de 28 jours ;
- f_e : Contrainte limite élastique des aciers ;
- e_s : Excentricité de l'effort normal à l'ELS ;
- d : Hauteur utile ;
- b : Largeur de la section de béton ;

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveau	Sollicitation	Effort normal [KN]	Moment [KN.M]	e_s [cm]	A_{min} [cm^2]	$A_{adopté}$ [cm^2]	OBS
Zone I (45x50)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1280,5	1,44	0,11	6,28	28,64	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	549,1	5,45	0,99	6,71		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	698,2	17,73	2,54	7,77		
Zone II (40x45)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	998	3,72	0,37	5,10	20,60	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	298,9	9,91	3,31	7,14		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	423,3	24,77	5,85	13,92		
Zone III (35x40)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	534,6	4,24	0,79	4,11	12,30	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	134	11,83	8,83	6,26		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	163,9	27,51	16,78	0,008		
Zone VI (30x35)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	209,8	4,47	2,19	3,82	12,31	CV
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	7,3	8,34	114,2	0,83		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	68,50	27,77	40,54	0,86		

Tableau VII.2.4: vérification de la condition de non fragilité

2. Vérification des contraintes :

- **Contrainte du béton : [BAEL 91A.4.5.2]**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$; avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15$ MPa

Remarque :
On peut y vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou à l'aide du logiciel **SOCOTEC.**

❖ Méthode manuelle :

On a deux cas à vérifier à l'ELS :

- **Si** : $\frac{M_S}{N_S} < \frac{h}{6}$ → **<u>La section est entièrement comprimée (SEC).</u>**
  - ✓ L'aire de la section homogène totale : $S = b.h + 15(A_s + A_S')$
  - ✓ La position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_S \times (0,5h - d') - A_S \times (d - 0,5h)}{b \times h + 15(A_S + A'_S)}$$

✓ **L'inertie de la section homogène totale :**

$$I = \frac{bh^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15.\left[A'_s\,(0{,}5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0{,}5h + X_G{}^2)\right]$$

✓ **Les contraintes dans le béton valent :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{N_{ser}}{S} - \dfrac{N_{ser}.(e_s - X_G)\times\left[\frac{h}{2} - X_G\right]}{I} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{N_{ser}}{S} - \dfrac{N_{ser}.(e_s - X_G)\times\left[\frac{h}{2} + X_G\right]}{I} \end{cases}$$

✓ **Enfin on vérifie :**

$$\text{Max}\,(\sigma_{sup}\,;\ \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

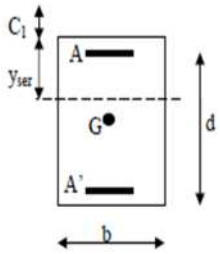
▪ **Si** : $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$ → **<u>La section est partiellement comprimée (SPC).</u>**

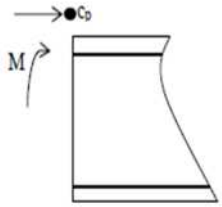
Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1=y_2+l_c$

Avec :

- y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.
- y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.
- l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$





on à :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

❖ $p = -3 \times l_c^2 - 6.n.\overline{A}_u.\frac{l_c - c'}{b} + 6.n.A_u.\frac{d - c'}{b}$

❖ $q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A_u.\frac{(l_c - c')^2}{b} + 6.n.A_u.\frac{(d - c')^2}{b}$

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 solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\boldsymbol{\Delta \geq 0} \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$t = 0.5\ (\sqrt{\Delta} - q\ )\ ; \quad u = t^{\frac{1}{3}}\ ; \quad y_2 = u - \frac{p}{3\,u}$

- Si $\Delta \leq \boldsymbol{0} \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a\cos(\frac{\varphi}{3}) \\ y_2^2 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) \\ y_2^3 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) \end{cases}$$

Avec : $\cos(\varphi) = \frac{3q}{2q}\sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + Lc < h$$

Et : $I = \frac{b}{S}y_1^3 + 15\ [A_S(d - y_1)^2 + A'_S\ (y_1 + c')^2]$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2.N_S}{I}.Y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- **Les contraintes obtenues sont :**

- $\boldsymbol{\sigma_{b.sup}}$**:** Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.
- $\boldsymbol{\sigma_{s.sup}}$ **:** Contrainte max dans les aciers supérieurs.
- $\boldsymbol{\sigma_{b.inf}}$ **:** Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.
- $\boldsymbol{\sigma_{s.inf}}$ **:** Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Les résultats sont interpréter dans le tableau suivant :

SECTION	Sollicitation	N_s (KN)	Ms (KN.m)	e(m)	σ_{bi} (cm^2)		$\overline{\sigma}_b$	OBS	σ_s(cm^2)		$\overline{\sigma}_s$	OBS
					$\sigma_{b\,sup}$	$\sigma_{b\,inf}$			$\sigma_{s\,sup}$	$\sigma_{s\,inf}$		
Zone I (45x50)	N_{max} - M_{cor}	1280,5	1,44	0,11	**5,34**	**5.24**	**15**	**CV**	**80**	**78,7**	**348**	**CV**
	N_{min} - M_{cor}	549,1	5,45	0,99	**2,61**	**2,15**	**15**	**CV**	**38,7**	**32,2**	**348**	**CV**
	M_{max} - N_{cor}	698,2	17,73	2,54	**3,74**	**2.20**	**15**	**CV**	**54,8**	**34,4**	**348**	**CV**
Zone II (40x45)	N_{max} - M_{cor}	998	3,72	0,37	**5,25**	**4,90**	**15**	**CV**	**78,4**	**73,8**	**348**	**CV**
	N_{min} - M_{cor}	298,9	9,91	3,31	**2,25**	**0,97**	**15**	**CV**	**32,5**	**15,8**	**348**	**CV**
	M_{max} - N_{cor}	423,3	24,77	5,85	**3,75**	**0.70**	**15**	**CV**	**53,20**	**13,6**	**348**	**CV**
Zone III (35x40)	N_{max} - M_{cor}	534,6	4,24	0,79	**3,84**	**3,22**	**15**	**CV**	**56,9**	**48,9**	**348**	**CV**
	N_{min} - M_{cor}	134	11,83	8,83	**4,08**	**1.13**	**15**	**CV**	**69.8**	**32.5**	**348**	**CV**
	M_{max} - N_{cor}	163,9	27,51	16,78	**5.4**	**0**	**15**	**CV**	**325.3**	**72.2**	**348**	**CV**
Zone VI (30x35)	N_{min} - M_{cor}	209,8	4,47	2,19	**2,45**	**1,32**	**15**	**CV**	**35,2**	**21,2**	**348**	**CV**
	M_{max}-N_{cor}	68,50	27,77	40,54	**8,68**	**0**	**15**	**CV**	**52,1**	**47.2**	**348**	**CV**

Remarque : les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel SOCOTEC dans le tableau suivant :

Tableau VII.2.5 : Vérification des contraintes de compression.

3. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

4. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées d'une manière à empêcher tout mouvement Des armatures longitudinales vers les parois.

- **Diamètre des aciers :**

$\phi_t = \frac{\phi_t}{3} = \frac{20}{3} = 6{,}67$ mm

Avec : ϕ_t **:** Diamètre maximum des armatures longitudinales

Soit :ϕ=8mm

- **L'espacement S_t :**

Il est calculé la section d'armature $\mathbf{A_t}$ **: (RPA 99/modifié03, Art 7.4.2.2)**

- ✓ **la zone nodale :** $S_t \leq 10$ cm. → Soit : **St = 10cm. (zone IIa)**
- ✓ **la zone courante :** $S_t \leq$ Min ($\frac{b_1}{2}$; $\frac{h_1}{2}$; $10.\emptyset_1$) → $soit$ **:S = 14 cm.**

Avec : $\emptyset_1$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- ❖ **Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_l \times T_u}{h_l \times f_e}$$ selon le : **RPA 2003 art 7.4.2.2**

Avec :

- T_u : effort tranchant de calcul.
- h_l : hauteur total de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_l: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

Avec :

- ➢ ρ **= 2,5** : si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_l \geq 5$.
- ➢ ρ **= 3,75** : dans le cas contraire.
- ➢ ρ **= 3,75** : dans le cas contraire.

L'élancement λ_g est donné par la relation $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

Exemple : on à : $\mathbf{l_0 = 432\ mm}$

- Poteaux de RDC (45×50) cm^2 : $\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 432}{50} = \mathbf{6,048}$
- Poteaux de (40× *45*) cm^2 : $\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 306}{45} = \mathbf{5,00}$
- Poteaux de (35× *40*) cm^2 : $\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 306}{40} = \mathbf{5,35}$
- Poteaux de (30× *35*) cm^2 : $\lambda = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 306}{35} = \mathbf{6,12}$

D'après l'RPA :

- ✓ Si: $\lambda_g \geq 5$ ……$A_t^{min} = 0,3\%\ S_t \times b_1$
- ✓ Si: $\lambda_g \leq 3$ ……..…$A_t^{min} = 0,8\%\ S_t \times b_1$
- ✓ Si: $3 < \lambda_g < 5$……Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

On dit que si : $\lambda > 5$ → donc : $\rho_1 = 2,5$

5. La quantité minimale d'armatures transversales :

On à : $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en %

- ✓ En zone nodale : (S_t = 10cm)
- ✓ Dans la zone courante : (S_t = 14cm)

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

	(45x50)	(40x45)	(35x40)	(30x35)
V_u (KN)	14,5	23,6	25,70	2,28
ρ_1	2,50	3,75	2,50	2,50
A_t^{min} (cm^2) (zone nodale)	1,35	1,20	1,05	0,90
A_t^{min} (cm^2) (zone courante)	5,04	1,68	3,92	3,36
A_t (cm^2) (zone nodale)	18,12	49,16	40,15	4,07
A_t (cm^2) (zone courante)	0,25	0,68	0,56	0,057

Tableau VII.2.6: quantité minimale des armatures transversales.

D'où : les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres HA8 et d'un losange HA8 pour tous les poteaux : **At = 2,01 cm^2**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 $\emptyset_t$ minimum**

Conclusions :

	niveau	Section (cm^2)	Armatures Longitudinales	Armatures transversales
Zone I	RDC, 1	(45 ,50)	8HA16 + 4HA20	4HA8
Zone II	2, 3, 4, 5	(40,45)	4HA16 + 4HA20	4HA8
Zone III	6, 7, 8	(35,40)	4HA14 + 4HA16	4HA8
Zone IV	9, 10	(30,35)	8HA14	4HA8

Tableau VII.2.7: Ferraillage finale des poteaux.

VII.3.Ferraillage des voiles

VII.3.1.Introduction :

Apres avoir fini avec le ferraillage des poteaux et des poutres on passe a des autres éléments porteur qui sont les voiles, les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons des efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

1. Armatures horizontales.
2. Armatures verticales.
3. Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en quatre zones de calcul comme dans le chapitre précédent (ferraillage des poteaux):

Zone I : RDC, étage de service.
Zone II : 2 eme et 3 eme, 4 eme, 5 eme étage.
Zone III : 6 eme, 7eme, et 8 eme étage.
Zone IV: 9 eme ,10 eme étage.

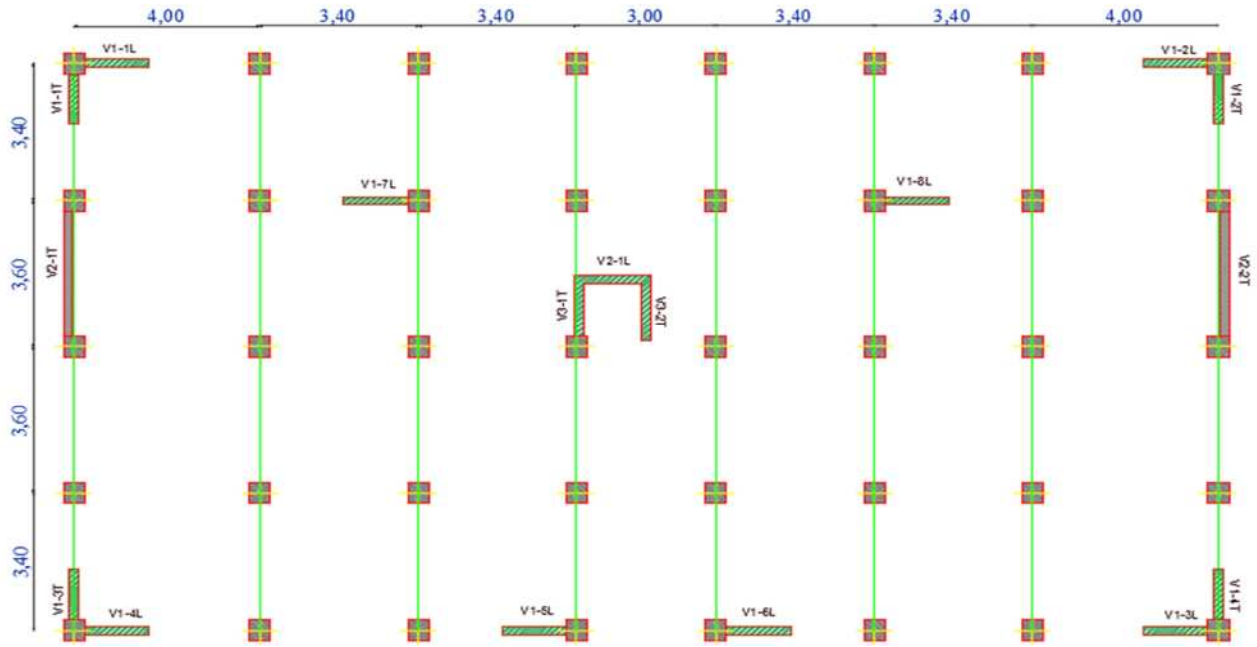


Figure VII.3.1. Disposition des voiles.

VII.3.2.Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

- 1.35 G +1.5 Q…….ELU
- G + Q……..ELS
- G + Q ± E ……...RPA 2003
- 0.8 G ± E ……RPA 2003.

VII.3.3.Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

- Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des Sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad Et \ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : B : la section du béton, I : inertie des trumeaux

V et V' : le bras de levier V = V' = $\frac{L_{voile}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right\}$$

Avec :

- h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré
- L_c : la longueur de la zone comprimée.
- L_t : longueur tendue (avec : Lt = L – L_c)
-

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

Remarque :

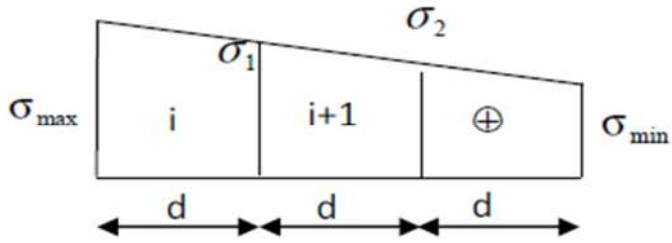
Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en Cas d'inversion de l'action sismique.

1. **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$

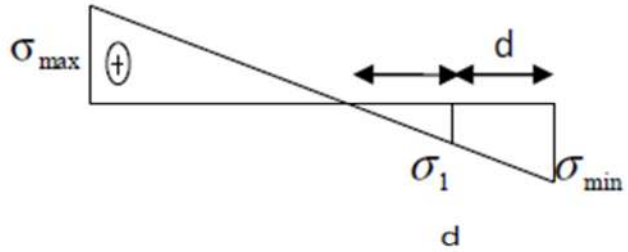
Avec : e : épaisseur du voile



2. **Section partiellement comprimée :**

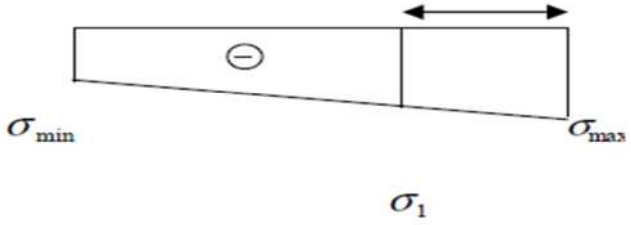
$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} . d . e$$



3. **Section partiellement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d . e$$



VII.3.4.Détermination des armatures :

- **Section entièrement comprimée pour une bande i :**

1. **Armature verticale :**

$$\mathbf{A_{vi}} = \frac{N_i - B.f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

- B = d × e
- Situation courante : σ_s = 348 MPa et f_{bc} = 14,20 MPa
- Situation courante : σ_s = 400 MPa et f_{bc} = 18,48 MPa

2. **Armature minimal : (BAEL91)**

$A_{min} \geq 4\ cm^2 / ml$ **(Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).**

$0{,}2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\ \%$ **(Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).**

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{min} \geq \max\left[\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0{,}15\% \times B\right]$$

Avec : $f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06.f_{c28} = 2{,}1$ MPa

Condition non fragilité **(Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)**

$A_{min} \geq 0{,}002 \times B$ (Section min **(Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003))**

- **Section partiellement comprimée :**

$A_{min} \geq \max\left[\frac{0{,}23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0{,}005 \times B\right]$; Avec : B sections du béton tendue

Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zones courantes 0.10 %
- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0{,}15\%$ .B

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 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 **(RPA 2003 Art .7.7.4.3)**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armature de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1{,}1 \times \frac{T}{f_0} \text{ ; avec } T = 1{,}4 \, .V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tenue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction due au moment de renversement.

- **Armature pour les Potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section e celle-ci est ≥ 4HA10 ligaturer avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'âpres **le RPA .99 version 2003 (Art 7.7.4, 3),** l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1{,}5.e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

avec : e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égale à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :
- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

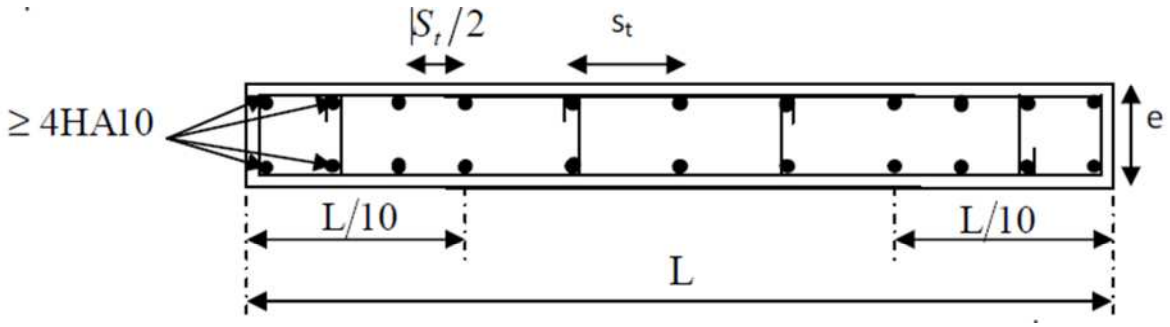


Figure VII.3.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.3.5. Les vérifications :

a. vérifications à L'ELS :

Pour ce cas : on vérifie que : $\sigma_B \leq \overline{\sigma_B}$

$$\sigma_B = \frac{N_S}{B+15\times A} \text{ et } N_S = G + Q$$

$\overline{\sigma_B} = 0{,}6\times f_{c28} = 15MPa$

Avec :

- N_s : Effort normal appliqué.
- B : section du béton.
- A : section d'armature adopté.

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 (version 2003)

Il faut montrer que : $\tau_B \leq \overline{\tau}_B$ avec : $\overline{\tau}_B = 0{,}2 \times f_{c28}$

$\tau_B = \frac{V}{b_0 \times d}$ et V = 1,4 x $v_{calculé}$

Avec :

- b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.
- d : Hauteur utile (d = 0.9 x h).
- h : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$; τ_u Contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable.

✓ Exemple de calcul :

Ferraillage des voiles Transversaux plein : **VT = 3,60 m** :

Pour la Zones I :

- Caractéristiques géométriques :

✓ L = 3,10m (zone I, entre nue d'appuis)
✓ e = 0, 2 m
✓ I = 0,77m^4
✓ B = L× e = 0, 620 m^2
✓ V=V'= $\frac{L}{2}$ = 1 ,55 m

$\begin{cases} \sigma_{max} = 7687,2 \text{ KN} \\ \sigma_{min} = -4129,3 \text{ KN (du Logiciel ETABS)} \end{cases}$

Alors la **section est partiellement comprimée**
On à :

$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$

$L_c = \frac{7687,2}{4129,3 + 7687,2} \times 3,10 =$ **2,02 m**

Donc : $L_t = L - L_c = 3,10 - 2,02 =$ **1,08 m**

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec : $d \leq \min \{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2.L_c}{3} \}$

Soit un tronçon de : $d = \frac{L_t}{2} =$ **0,540 m**

1. **1er Tronçon :**

➢ $\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \times \sigma_{min}$ ……Triangles semblables.

$\sigma_1 = 2064, 65$ KN /m^2

➢ $N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 335,47$ KN

- **Armature verticales :**

$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{335,47 \times 10^3}{400 \times 10^{-1}} =$ **8,39 cm^2**

2. **2eme tronçon :**

$\sigma_2 = \frac{L_t - d}{L_t} \times \sigma_{min}$ ……Triangles semblables.

σ_2 = 2064, 65 KN /m^2

$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e =$ **111, 90 KN**

➢ **Armature verticales :**

$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{111,90 \times 10^3}{400 \times 10^{-1}} =$ **2,80 cm^2**

➢ **Armature de couture :**

$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1352,1}{400} =$ **52,05 cm^2**

Détermination de la section d'armature verticale totale par nappe :

$A_{vt1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,39 + \frac{52,05}{4} =$ **22,76 cm^2**

$A_{vt2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 2{,}80 + \frac{52{,}05}{4} =$ **15,81 cm²**

- **Armature minimales :**

Soit : $A_{min} \geq \max\{\frac{0{,}23 \times B \times f_{t28}}{f_e}$; 0,15% .B$\} = \frac{0{,}23 \times 0{,}63 \times 10^4 \times 0{,}21}{40} = 7{,}48$ cm²

- **Choix d'armature :**

Soit : $A_{vt1} = 2$ x 6HA16 = 24,12 cm² → soit : **S_t = 12 cm.**

- **Armature horizontales :**
  - **D'après le BAEL 91 :** $A_h = \frac{A_{vt1}}{4} =$ **6,03 cm²**
  - **D'après le RPA révisée 2003 :** $A_h = 0{,}15\% \times B = 9{,}30$ cm²
- **Armatures transversale :**

Les deux nappes d'armature verticale doivent être reliés au minimum par épingles au mètre carré soit : 4HA8 (4 épingles HA8 / m²).

- **Vérification des contraintes :** $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

1. **BAEL 91:** $\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{1352{,}1 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 3100} =$ **2,42 MPa**

Et: $\overline{\tau}_u = \min\{\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa$\}$ = min {2,5 MPa ; 4 MPa} = 2,5 MPa

on à : $\tau_u = 2{,}42$ MPa $< \overline{\tau}_u = 2{,}5$ MPa → **condition vérifier.**

2. **RPA 2003 :** vérifié que : $\tau_b \leq \overline{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1{,}4 \times 1352{,}1 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 3100} = 3{,}39 \text{ MPa.}$$

Avec : $T = 1{,}4.V_u$

On à : $\tau_b = 3{,}39$ MPa $< \tau_b = 0{,}2$ x $f_{c28} = 5$ MPa → **condition vérifier.**

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B \times 15.A_v} \rightarrow \sigma_b = \frac{3052{,}3 \times 10^3}{0{,}620 \times 10^6 + 15 \times 24{,}12 \times 10^2} = 4{,}65 \text{ MPa}$$

On à : $\sigma_b = 4{,}65$ MPa $< \overline{\sigma}_b = 15$ MPa → **condition vérifier.**

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont données dans les tableaux ci-dessous :

Tableaux : VII .3.1. Ferraillages des voiles longitudinaux (VL1) : L = 1,60m

Zone			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristique géométrique	L (m)		1,37	1,40	1,42	1,45
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,274	0,280	0,284	0,290
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m^2]		8296,8	5255,3	3747,8	3501,3
	σ_{min} [KN/m^2]		- 2960,7	- 618,8	- 901,9	- 2977
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)		544,1	450,2	363,5	309
	L_t (m)		0,303	0,127	0,243	0,598
	L_c (m)		0,847	1,073	1,007	0,702
	d (m)		0,151	0,063	0,121	0,299
	σ_1 [KN/m^2]		1485,23	309,4	450,95	1488,5
	N (KN)	N_1	67,13	5,847	16,37	133,52
		N_2	22,42	1,95	5,45	44,50
	A_v (cm^2)	A_{v1}	1,68	0,15	0,41	3,34
		A_{v2}	0,56	0,05	0,136	1,11
	A_{vj} (cm^2)		64,88	41,82	28,34	11,89
	A (cm^2)	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$	17,90	10,60	7,50	6,31
		$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$	16,78	10,50	7,22	4,08
	A_{min} (cm^2)		2,78	2,90	3,02	3,14
	$A_{v\cdot adopté}$ (cm^2)	Bande 1	20,10	12,30	12,30	9,04
		Bande 2	24,12	18,46	18,46	18,46
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2X 5T16	2X 4T14	2X 4T14	2X 4T12
		Bande 2	2X 6T16	2X 6T14	2X 6T14	2X 6T12
	S_t (cm^2)	Bande 1	8 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
	$A_{H\ min} = 0{,}0015 \times B$ (cm^2)		4,11	4,20	4,26	4,35
	A_H / nappe (cm^2)		3,02	2,31	1,70	1,70
	Choix des barres/nappe		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	e_p = 20 cm		A= 4,52	A= 4,52	A= 4,52	A= 4,52
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingle HA8 / m^2			
	$\overline{\tau_u}$ = 2,5	τ_u (MPa)	2,48	2,08	1,62	1,32
	$\overline{\tau_b}$ = 5	τ_b (MPa)	3,68	2,91	2,26	1,85
	ELS	Ns (KN)	3630 ,5	2887,6	2122,5	1610,5
	$\overline{\sigma_b}$ = 15	σ_b (MPa)	14,63	11,37	8,16	5,96

Tableaux : VII .3.2. Ferraillages du voiles longitudinale (VL) : L = 1,65 m

Zone			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristique géométrique	L (m)		1,65	1,65	1,65	1,65
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,330	0,330	0,330	0,330
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m^2]		5860,1	3422,1	2022,7	1062,3
	σ_{min} [KN/m^2]		- 1264,7	-458,5	-101,7	-265,1
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)		342,7	267,2	137,2	90,7
	L_t (m)		0,34	0,20	0,08	0,33
	L_c (m)		1,31	1,45	1,57	1,32
	d (m)		0,170	0,100	0,04	0,165
	σ_1 [KN/m^2]		632,35	229,25	50,85	132,55
	N (KN)	N_1	32,25	6,88	0,61	6,56
		N_2	10,76	2,29	0,20	2,18
	A_v (cm^2)	A_{v1}	0,8	0,17	0,01	0,16
		A_{v2}	0,26	0,05	0	0,05
	A_{vj} (cm^2)		13,17	10,28	5,27	3,49
	A (cm^2)	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$	4,09	2,74	1,32	1,03
		$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$	3,55	2,62	1,31	0,9
	A_{min} (cm^2)		1,78	1,05	0,42	1,73
	$A_{v\cdot adopté}$ (cm^2)	Bande 1	12,30	12,30	9,04	9,04
		Bande 2	18,46	18,46	13,56	13,56
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
		Bande 2	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12
	S_t (cm^2)	Bande 1	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm
		Bande 2	18 cm	18cm	18 cm	18 cm
	$A_{H\ min} = 0{,}0015 \times B$ (cm^2)		4,95	4,95	4,95	4,95
	A_H / nappe (cm^2)		1,54	1,54	1,54	1,54
	Choix des barres/nappe		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	e_p = 20 cm		5,65	5,65	5,65	5,65
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingle HA8 / m^2			
	$\overline{\tau_u}$ = 2,5	τ_u (MPa)	1,15	0,90	0,46	0,30
	$\overline{\tau_b}$ = 5	τ_b (MPa)	1,62	1,26	0,64	0,30
	ELS	Ns (KN)	904	772,1	455,8	168,8
	$\overline{\sigma_b}$ = 15	σ_b (MPa)	2,66	2,27	1,34	0,50

Tableaux : VII .3.3. Ferraillages du voiles longitudinale (VT) : L = 3,60 m

Zone			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristique géométrique	L (m)		3,35	3,38	3,40	3,42
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,670	0,676	0,680	0 ,684
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m^2]		7687,2	4927,8	2954,7	3165,9
	σ_{min} [KN/m^2]		-4129,3	-2098,8	-1015,8	-2501,1
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)		1352,1	1156,8	678,1	273,4
	L_t (m)		1,084	0,941	0,819	1,435
	L_c (m)		2,016	2,209	2,381	1,815
	d (m)		0,542	0,470	0,409	0,717
	σ_1 [KN/m^2]		2064,65	1049,42	507,90	1250,55
	N (KN)	N_1	335,71	147,96	62,32	268,99
		N_2	111,90	49,32	20,77	89,66
	A_v (cm^2)	A_{v1}	8,39	3,70	1,56	6,72
		A_{v2}	2,80	1,23	0,52	2,24
	A_{vj} (cm^2)		52,05	44,53	26,10	10,52
	A (cm^2)	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$	21,40	14,83	8,08	9,35
		$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$	15,81	12,36	7,04	4,87
	A_{min} (cm^2)		7,48	7,61	7,73	7,85
	$A_{v\cdot adopté}$ (cm^2)	Bande 1	24,12	18,46	13,56	13,56
		Bande 2	20.10	18,46	13,56	13,56
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x6HA16	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12
		Bande 2	2x6HA16	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12
	S_t (cm^2)	Bande 1	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm
		Bande 2	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
	$A_{H\ min} = 0{,}0015 \times B$ (cm^2)		9,30	9,45	9,60	9,75
	A_H / nappe (cm^2)		6,03	4,61	4,61	3,39
	Choix des barres/nappe		8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
	e_p = 20 cm		A= 12,3	A=12,3	A=12,3	A=12,3
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingle HA8 / m^2			
	$\overline{\tau_u}$ = 2,5	τ_u (MPa)	2,42	2,04	1,18	0,46
	$\overline{\tau_b}$ = 5	τ_b (MPa)	3,39	2,85	1,65	0,65
	ELS	Ns (KN)	3052,3	2667,9	1596,8	660,8
	$\overline{\sigma_b}$ = 15	σ_b (MPa)	4 ,65	4,05	2,39	1,02

Tableaux : VII .3.4. Ferraillages du voiles Transversal (VT) : L = 1,50 m

Zone			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristique géométrique	L (m)		1,25	1,27	1,30	1,32
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,250	0,254	0,260	0,264
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m^2]		5520,8	3320,6	2067,1	1141,5
	σ_{min} [KN/m^2]		-1502,7	-421,6	-612,9	-781,5
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)		527,5	423,2	376,7	270,7
	L_t (m)		0,27	0,15	0,30	0,54
	L_c (m)		0,98	1,12	1,00	0,78
	d (m)		0,135	0,075	0,150	0,270
	σ_1 [KN/m^2]		751,35	210,80	306,45	390,75
	N (KN)	N_1	30,43	4,74	13,79	31,65
		N_2	10,14	1,58	4,60	10,55
	A_v (cm^2)	A_{v1}	0,76	0,12	0,34	0,79
		A_{v2}	0,02	00	0,00	0,02
	A_{vj} (cm^2)		20,31	16,29	14,50	10,42
	A (cm^2)	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$	5,84	4,19	3,96	3,39
		$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$	5,09	4,07	3,62	2,62
	A_{min} (cm^2)		3,02	3,06	3,14	3,18
	$A_{v\cdot adopté}$ (cm^2)	Bande 1	9,26	9,24	6,78	6,78
		Bande 2	15,38	15,38	11,30	11,30
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12
		Bande 2	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12
	S_t (cm^2)	Bande 1	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	$A_{H\,min} = 0{,}0015 \times B$ (cm^2)		3,75	3,81	3,90	3,96
	A_H / nappe (cm^2)		1 ,54	1,54	1,54	1,54
	Choix des barres/nappe		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	e_p = 20 cm		5,65	5,65	5,65	5,65
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingle HA8 / m^2			
	$\overline{\tau_u}$ = 2,5	τ_u (MPa)	2,34	1,85	1,61	1,14
	$\overline{\tau_b}$ = 5	τ_b (MPa)	3,28	2,60	2,25	1,60
	ELS	Ns (KN)	2650,1	2341,1	1347,5	440,5
	$\overline{\sigma_b}$ = 15	σ_b (MPa)	10,22	8,89	5,04	1,61

Tableaux : VII .3.5. Ferraillages du voiles Transversal (VT) : L = 1,77 m

Zone			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristique géométrique	L (m)		1,77	1,77	1,77	1,77
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,354	0,354	0,354	0,354
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m^2]		6969,2	6061,3	5347,4	3714,3
	σ_{min} [KN/m^2]		-3234	-2789,8	-1700,6	-2195,3
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)		354,3	202,4	155	85
	L_t (m)		0,56	0,56	0,43	0,66
	L_c (m)		1,21	1,21	1,34	1,11
	d (m)		0,280	0,280	0,215	0,330
	σ_1 [KN/m^2]		1617	1394,9	850,3	1097,6
	N (KN)	N_1	135,82	117,17	54,84	108,66
		N_2	45,27	39,05	18,28	36,22
	A_v (cm^2)	A_{v1}	3,39	2,92	1,37	2,71
		A_{v2}	1,13	0,97	0,45	0,90
	A_{vj} (cm^2)		13,64	7,79	5,96	3,27
	A (cm^2)	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$	6,8	4,86	2,86	3,5
		$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$	4,54	2,91	1,94	1,71
	A_{min} (cm^2)		4,27	4,27	4,27	4,27
	$A_{v\cdot adopté}$ (cm^2)	Bande 1	12,30	12,30	9,04	9,04
		Bande 2	18,46	18,46	13,56	13,56
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
		Bande 2	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12
	S_t (cm^2)	Bande 1	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm
		Bande 2	18 cm	18cm	18 cm	18 cm
	$A_{H\ min} = 0{,}0015 \times B$ (cm^2)		5,31	5,31	5,31	5,31
	A_H / nappe (cm^2)		1,54	1,54	1,54	1,54
	Choix des barres/nappe		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	e_p = 20 cm		5,65	5,65	5,65	5,65
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingle HA8 / m^2			
	$\overline{\tau_u}$ = 2,5	τ_u (MPa)	1,11	0,63	0,48	0,26
	$\overline{\tau_b}$ = 5	τ_b (MPa)	1,55	0,89	0,68	0,37
	ELS	Ns (KN)	1961	1696,7	1018,8	429,6
	$\overline{\sigma_b}$ = 15	σ_b (MPa)	5,40	4,67	2,80	1,18

Chapitre VIII : Etude de l’infrastructure

VIII. Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts Apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

1. **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
2. **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII.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 sont :

- La contrainte admissible du sol est $\boldsymbol{\sigma_{sol}}$ **= 2,7 bars.**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.3. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

1. La résistance du sol.
2. Le tassement du sol.
3. Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

1. La stabilité de l'ouvrage.
2. La facilité de l'exécution.
3. La capacité portante du sol.
4. L'économie.

Remarque :

- Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes ou un radier général, soit une des fondations superficielles en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable, Vue la surface du bâtiment par apport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage.

VIII.4.Dimensionnement :

VIII.4.1. semelle filante sous voiles :

On à : $\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \quad \rightarrow \quad \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_s \quad \rightarrow \; B \geq \frac{G+Q}{\sigma_s \times L}$

Avec :

- B : la largeur de la semelle.
- L : longueur de la semelle.
- G et Q : charge et surcharge revenant au voile considéré.
- σ_s : contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	[G + Q] (KN)	L (m)	B (m)	S = B×L (m^2)
VL1	7630,4	1,60	17,66	28,25
VL2	904,1	1,65	2,03	3,35
				31,60

Tableaux VIII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens Longitudinal)

Voiles	[G + Q] (KN)	L (m)	B (m)	S = B×L (m^2)
VT1	6089,8	3,60	6,26	22,53
VT2	2650,2	1,50	6,54	9,81
VT2	1961	1,77	4,10	7,257
				39,60

Tableaux VIII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens Transversal)

Donc : $S_v = \sum S_i = 31,6 + 39,60 = 71,20\ m^2$

Avec : S_v = surface totales des semelles filantes sous voiles.

VIII.4.2. semelle filante sous poteaux :

a. Hypothèse de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Etape de calcul :

❖ Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

❖ Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec : e_i = excentricité par rapport au centre de gravité.

c. Détermination de la distribution de charge par (ml) de semelle :

On à : $e \leq \frac{L}{6}$ → répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{R}{L}(1 + \frac{6e}{L}) \text{ et } q(\frac{B}{4}) = \frac{R}{L}(1 + \frac{3e}{L})$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}(1 - \frac{6e}{L})$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

On à : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

Exemple de calcul :

Poteaux	$N_i = G_i + Q_i$ (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	N_i x e_i (KN.m)	$M_i + N_i$ x e_i (KN.m)
A3	745	1,47	-12,30	-9163,5	-9162,3
B3	1227,6	0,57	-08,30	-10189,08	-10188,43
C3	1153,5	-1,06	-04,90	-5652,15	-5653,21
D3	866,7	-1,29	-01,50	-1300,05	-1301,34
E3	839,6	1,16	01,50	1259,4	1260,56
F3	1223,1	-2,22	04,90	5993,19	5990,97
G3	1234,7	-0,62	08,30	10248,01	10247,39
H3	749	1,17	12,30	9212,7	9213,87
Sommes	**8039,2**	**-0,82**		**411,52**	**407,51**

Tableaux VIII.3 : Surface de semelle filante sous poteaux.

On obtient :

$$R = \sum N_i = 8039{,}2\ KN$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{407{,}51}{8039{,}2} = 0{,}050$$

$e = 0{,}050 < \frac{24{,}60}{6} = 4{,}1 \rightarrow$ **Répartition trapézoïdale.**

$$q_{max} = \frac{8039{,}2}{24{,}60}(1 + \frac{6 \times (0{,}050)}{24{,}60}) = 330{,}78\ KN/ml$$

$$q_{min} = \frac{8039{,}2}{24{,}60}(1 - \frac{6 \times 0{,}050}{24{,}60}) = 322{,}81\ KN/ml$$

$$q(\frac{B}{4}) = \frac{8039{,}2}{24{,}60}(1 + \frac{3\ x\ 0{,}050}{24{,}60}) = 328{,}78 KN/ml$$

$$B \geq \frac{q(\frac{B}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{328{,}78}{200} = 1{,}64\ m$$ on prend : B **= 1,80m**

D'où :

La surface de la semelle filante sous poteaux : $1{,}80 \times 24{,}60 =$ **$44{,}28 m^2$**

La surface totale des semelles filantes sous poteaux $S_P = 265{,}68\ m^2$

$$S_P = (44{,}28 \times 6) = 265{,}68\ m^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 265{,}68 + 71{,}20 = 339{,}88\ m^2$$

- Calcul du rapport : $\frac{S_T}{S_{batiment}}$

$$\frac{S_T}{S_{Batiment}} = \frac{336{,}88}{363{,}25} = 0{,}92 \Rightarrow 92\% > 50\ \%$$

Donc la surface des semelles dans le sens longitudinal représente 92 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, donc la surface totale des semelles (dans les deux sens longitudinal et transversal). On opte pour un **radier nervuré** comme fondation à ce bâtiment.

VIII.5. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VIII.5.1 Pré dimensionnement du radier :

Le pré-dimensionnement du radier se fait comme suite :

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 :**

a) <u>Sous voile :</u>

On à : $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$

Avec :

- L_{max} = 4,00 m (plus grande portée dans le sens des poutres principale)

Donc :

$$50\ cm \leq h \leq 80\ cm$$

On prend: **h = 100cm**.

b) <u>Sous poteau :</u>

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

- Une hauteur minimale de 25cm

Donc : L_{max} = 4,00 m ; $h_d \geq \frac{400}{20} = 20\,cm$

On prend : **h_d = 30cm.**

c) La nervure :

- **Hauteur de la nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$; On prend **h_n =100cm**

- **largeur de la nervure :**

On à :

$0{,}4h_n \leq b_n \leq 0{,}7h_n \longrightarrow 40\text{cm} \leq b_n \leq 70\text{cm}$

On prend : **b_n = 60cm**

d) Condition de longueur d'élasticité :

On à :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide, s'il vérifie :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow$ Ce qui conduit à : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec :

- L_e : Longueur élastique.
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface [K= 40 MPa]
- I : L'inertie de la section.
- E : Module de déformation longitudinale déférée
- $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}865 \text{ MPa}$.
- L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4{,}00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818{,}865}} = 0{,}77 \text{ m}$

Soit : **h=90 cm.**

Conclusion :

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant étendue sur tout notre radier.

1. Hauteur de la nervure : **h_n = 100 cm**
2. Largeur de la nervure : **b_n = 60 cm**
3. Hauteur de la dalle : **h_d = 30 cm**

VIII.5.2.Calcul des charges nécessaire au radier :

Notre radier est constituer d'une charge et surcharge tel que :

La charge permanente totale à la base : **G = 27181,05 [KN]**
La charge d'exploitation totale à la base : **Q = 7935,9 [KN]**

Nota : les résultats sont extraits du logiciel de calcul **ETABS 9.6**.

VIII.5.2.1. Les combinaisons d'action :

1. **L'ELU :**
   $N_u = 1.35G+1.5Q = 1.35\times27181,05 + 1.5 \times7935,9 =$ **48598,26 KN.**
2. **L'ELS :**
   $N_S = G + Q = 27181,05 + 7935,9 =$ **35116,95 KN.**

VIII.5.2.2. Détermination de la surface du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

A l'ELU :

$$S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33\,\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{48598,26}{1,33\times200} = 182,70\,m^2.$$

A l'ELS:

$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{35116,95}{200} = 175,58\ m^2.$$

S_{rad} =max (S_{ELU} ; S_{ELS})= 182,70 m^2

Donc:

$$S_{bâtiment} = 363,25m^2 > S_{radier} = 182,70\ m^2.$$

Remarque : 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 **BAEL91**, et il sera calculer comme suit :

$$d_{déb} \geq \left(\frac{h}{2};30cm\right) = \left(\frac{100}{2};30cm\right) = 50cm.$$

Soit un débord de : $d_{débord}$ = 50 cm

Avec : $S_{débord} = \left[(L_x + L_y)\right]\times d_{débord} \times 2$

$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débord}$= 363,25+2x (25,05+14,50) ×0,5= **402,8 m^2**

Donc on aura une surface totale du radier de : S_{radier} = **402,8 m^2**

VIII.5.2.3. Détermination des efforts à la base du radier :

Soit :

G_{radier} = poids de la dalle + le poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante

1. **Poids de la dalle :**

$G_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 402,8 \times 0,3 \times 25 =$ **3021 [KN]**

2. **Poids de la nervure :**

$G_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$G_{nervure} = 0,6 \times (1-0,3) \times 24,60 \times 5 \times 25 + (0,6 \times 0,7 \times 14,50 \times 8 \times 25)$

$\mathbf{G_{nervure} = 2509,5\ [KN]}$

3. **Poids du remblais :**

$G_{TVO} = (S_{radier} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho_b$

Avec : $S_{nervure} = \frac{p_n}{h_n \times \rho} = \frac{2509,5}{1 \times 25} =$ **100,38 m²**

$G_{TVO} = (182,70 - 100,38) \times (1-0,5) \times 25$

$\mathbf{G_{TVO} = 1029 KN}$

4. **Poids de la dalle flottante :**

$G_{flottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \times \rho \times e_p$

$G_{flottante} = (182,70-100,38) \times 25 \times 0,1$

$\mathbf{G_{flottante} = 205,8\ KN}$

Donc :

$G_{radier} = 3021+2509,5+1029+205,8 =$ **6765,3 KN**

Poids total de l'ouvrage :

$G_{totale} = G_{radier} + G_{structure} = 6765,30 + 27181,05 =$ **33946,35 [KN]**

$Q_{totale} = Q_{radier} + Q_{structure} = 2,5 \times 182,70 + 7935,9 =$ **8392,65 [KN]**

Les combinaisons d'actions :

- **L'ELU :**

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 33946,35 + 1.5 \times 8392,65$

$\mathbf{N_u = 58416,54\ KN}$

- **L'ELS :**

$N_s = G + Q = 33946,35 + 8392,65$

$\mathbf{N_s = 42339\ KN}$

VIII.6. Les vérifications :

VIII.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91 Art A.5.1.1)

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times f_{c28}^{2/3}$$

Avec : b= 100cm ; $d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = \mathbf{27\ cm}$

Donc :

$$T_{u\,max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{58416{,}54 \times 1 \times 4{,}00}{2 \times 182{,}7} = 639{,}48\ KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2.5MPa$$

$\tau_u = \frac{639{,}48 \times 100}{100 \times 270}$ =2,36MPa < 2,5 MPa ……**condition vérifié**

VIII.6.2.Vérification à l'effort sous pression :

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire la condition suivante : $\mathbf{P \geq \gamma_w \times S \times Z \times f_s}$

Avec :

- P : Poids total a la base du radier.
- γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10\ KN/m^3$.
- f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $f_s = 1.5$
- Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1 m

Donc on à :

$P = G_{rad} + G_{str} = \mathbf{33946,35\ KN}$

Et : $\gamma_w \times S \times Z \times f_s = 10 \times 182{,}7 \times 1 \times 1{,}5 = \mathbf{2740{,}5\ KN}$

Finalement :

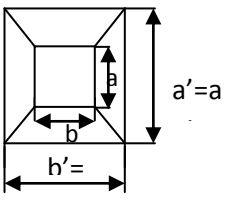
$P = \mathbf{33946,35\ kN} > \gamma_w \times S \times Z \times f_s = \mathbf{14729.62\ KN}$

⟶ **Pas de risque de soulèvement de la structure**

VIII.6.3.Vérification au poinçonnement : (BAEL : Art A.5.2.42)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0{,}045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$



Avec :

- Q_u : Charge de calcul à l'ELU
- u_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$u_c = (a + b + 2h) \times 2$

- a : Épaisseur du voile ou de poteau.
- b : Largeur du poteau ou de voile (une bande de 1 m).
- h : Épaisseur totale du radier.

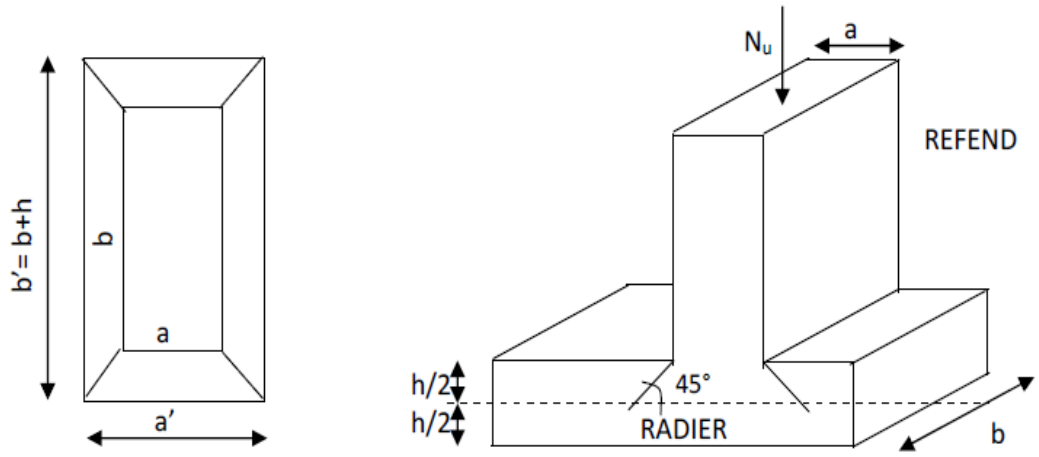


Figure VIII.1 : Périmètre utile des voies et de poteaux

1. **<u>poteaux plus sollicitée :</u>**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité : N_u = 2400,2 KN

→ μ_c = (0,50 + 0,45 + 2x 1) x 2 = 5,9 m

$$N_u = \frac{0{,}045 \times \mu_C \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}045 \times 5{,}9 \times 1 \times 25000}{1{,}5} = 4425 \text{ KN}$$

$N_{u.ETABS}$ = 2400,2 KN < $N_{u.calculé}$ = 4425 KN → **condition vérifier**

2. **<u>les voiles plus sollicitée :</u>**

On à : μ_c = 2 x (a+b+2h) = 2 x (0,2 + 3.60 + 2×1)= 11,6 m

Donc :

$$N_u = \frac{0{,}045 \times \mu_C \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}045 \times 11{,}6 \times 1 \times 25000}{1{,}5} = 8700 \text{ KN}$$

$N_{u.ETABS}$ =1023, 4 KN < $N_{u.calculé}$ = 8700 KN → **condition vérifier**

VIII.6.4.Vérification de la stabilité du radier :

- **Calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \sum X_i}{\sum S_i} = 12,\ 52 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \sum Y_i}{\sum S_i} = 7,\ 25 \text{ m}$$

Avec :

- S_i : aire du panneau considéré.

- X_i et Y_i : centre de gravité du panneau considéré.

- **Moments d'inertie de la semelle du radier**

$$Ix = \frac{bh^3}{12} = \frac{25{,}05 \times 14{,}50^3}{12} = 6364m^4$$

$$Iy = \frac{bh^3}{12} = \frac{14{,}5 \times 25{,}05^3}{12} = 18993{,}71m^4$$

$I_{xx} = 6364 m^4$

$I_{yy} = 18993{,}71 m^4$

La vérification de la stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal dû aux charges verticales.
- Moment de renversement dû au séisme : **$M = M_0 + T_0 h_0$**

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

T_0: Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

h_0 : Profondeur de l'infrastructure

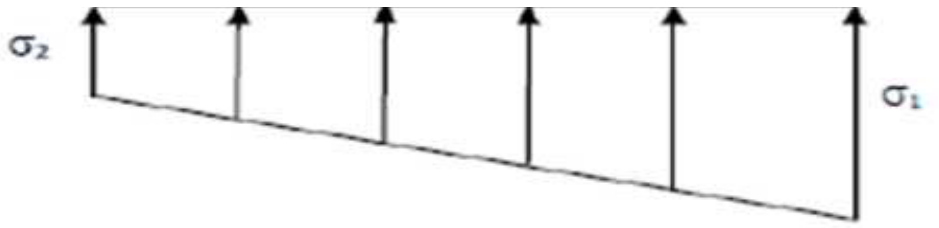


Figure : Diagramme des contraintes du sol

Avec : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

-A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1{,}33\ \sigma_{sol}$

- A L'Els : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

On à : N_u = 58416,56 KN, et N_s = 42339 KN (combinaison d'action)

1. Sens longitudinal

- **ELU :**

On à: $\mathbf{M_u = M_0 + T_0\, h_0}$

→ M = 55597, 27 +2401, 2×1, 20 = **58478, 71 KN.m**

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}\, V$ $\quad \sigma_1 = \frac{58416,54}{402,8} + \frac{58478,71}{18993,71} \times 7,25$ =167, 34[KN /m^2]

$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}\, V$ $\quad \sigma_2 = \frac{58416,54}{402,8} - \frac{58478,71}{18993,71} \times 7,25$ = 122, 68[KN /m^2]

$\sigma_m = \frac{3\times167,34+122,68}{4}$ = **156, 17 [KN /m^2]**

Donc:

σ_m =156,17 **[KN /m^2]** < 1,33×200=266 **[KN /m^2]** ……...**condition vérifier**

- **ELS:**

On à : M =58478,71 KN.m (déjà calculé)

$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_s}{I_{YY}} \times v$ et $\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_s}{I_{yy}}$×V

Donc :

$\sigma_1 = \frac{42339}{402,8} + \frac{58478,71}{18993,71} \times 7,25$ =**127,31[KN /m^2]**

σ_2 = **82, 79[KN /m^2]**

D'ou : $\sigma_m = \frac{3\times127,31+82,79}{4}$ = **116, 18 [KN /m^2]**

σ_m =116,18 **[KN /m^2]** < 200 **[KN /m^2]** ……**condition vérifier**

2. Sens transversal

- **ELU :**

M = 54252, 74 +2338,6×1,20 = **57059 ,06 KN**.m

$\sigma_1 = \frac{58416,54}{402,8} + \frac{57059,06}{6364} \times 7,25 \longrightarrow \sigma_1$ = 210, 02 [KN /m^2]

$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_s}{I_{yy}} \times V \longrightarrow \sigma_2$ = 80, 02 [KN /m^2]

$\sigma_m = \frac{3\times210,02+80,02}{4}$ = **177, 52 [KN /m^2]**

On a : σ_m =177,52**[KN /m^2]** < 200 **[KN /m^2]**…….. **Condition vérifié**

- **ELS:** M = 57059 ,06 KN (déjà calculé)

❖ $\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_s}{I_{YY}} \times v$

$\sigma_1 = \frac{42339}{402,8} + \frac{57059,06}{6364} \times 7,25 = 170,11[KN/m^2]$

❖ $\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_s}{I_{yy}} \times V$

$\sigma_2 = 40,11[KN/m^2]$

Donc : $\sigma_m = \frac{3 \times 170,11 + 40,11}{4} = 137,61\ [KN/m^2]$

On a : $\sigma_m = 137,61[KN/m^2] < 200\ [KN/m^2]$ ……..**condition vérifier**

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées

VIII.7. Ferraillage du radier :

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL 91**. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie

- **1er Cas** : Si **$\alpha < 0,4$** → 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 : $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

❖ Dans le sens de la grande potée Ly : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \left(L_x < L_y \right)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; 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.

VIII.7.1.Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{3,6} = 0,94$$

On à : $0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ **La dalle travaille dans les deux sens.**

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte σ_m, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (177,52 - \frac{6765,3}{402,8}) \times 1m = 160,72KN/ml$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (137,61 - \frac{6765,3}{402,80}) \times 1m = 120,81KN/ml.$

Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

On à : $\nu = 0$; $\rightarrow$ ρ=0,94 $\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0.0419 \times 160,72 \times 3.4^2 = 77,84KN.m \\ M_y = 0.864 \times 77,84 = 67,25KNm \end{cases}$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés sont minorés comme suite :

- En travée : $0.75M_x$ et $0.85M_y$
- Aux appuis : $0.5M_0$

<u>Prise en compte de la continuité :</u>

- **Moment en travées :**

$M_{u.travée}$ = 0,75×77,84 =**58,38 KN.m**

- **Moment aux appuis :**

$M_{u.appuis}$ = - 0,5×77,84 = - 38,92 KN m

1. Ferraillage dans le sens longitudinal :

- En travée :

On à :

D'où : μ_u = $\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{58,38 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,056 < 0.392 \Rightarrow SSA$

0.056 → β_u = 0,971 (PIGEAUD)

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{58,38 \times 10^3}{0.971 \times 27 \times 348} = 6,39\,cm^2/ml$$

$$A_{ut} = 6,39\,cm^2/ml$$

$$Soit : 6HA16/ml = 12,06\,cm^2/ml \quad avec : e = 15cm$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{38,92 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,038 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

μ_u = 0.038→ β_u =0,981

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{38,92 \times 10^3}{0.981 \times 27 \times 348} = 4,22cm^2/ml$$

$$A_{ua} = 4,22\,cm^2/ml$$

$$Soit : 6HA14/ml = 9.23\,cm^2/ml \quad avec : e = 15cm$$

2. Ferraillage dans le sens transversal :

- **En appuis**

$$M_{ay} = -0.5M_{0y} = -0.5 \times 67,25 = 33,62\ kN.m$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{33,62 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33,62 \times 10^3}{0.984 \times 27 \times 348} = 3,63\ cm^2/ml$$

Soit 5 $HA\ 10 = 3,92 cm^2/ml$ avec un espacement de 20 cm

- **En travée**

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 67,25 = 57,16\ kN.m$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{57,16 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.055 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.055 \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{57,16 \times 10^3}{0.971 \times 27 \times 348} = 6,26\ cm^2/ml$$

Soit 5 HA $14 = 7,69\ cm^2/ml$ avec un espacement de 20 cm.

VIII.8.Vérification a L'ELU :

VIII.8.1. Vérification de la condition de non fragilité :

Avec : $A_{min} = \delta_o .b.h\left(\frac{3-\rho}{2}\right)$

$\delta_o = 0{,}8‰$ pour les HA

$$A_{min} = \delta_o .b.h\left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 0{,}0008\times 100\times 30\times\left(\frac{3-0{,}94}{2}\right) = 2{,}47cm^2.$$

1. Aux appuis :

$$\left.\begin{array}{l} A_{ax} = 9{,}23cm^2 \\ A_{ay} = 3{,}92cm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

2. En travées :

$$\left.\begin{array}{l} A_{ax} = 12{,}06cm^2 \\ A_{ay} = 7.69cm^2 \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

VIII.9. Calcul et vérification à l'E.L.S :

1. Evaluation des moments M_X et M_Y :

On a : $\mu_x = 0{,}0419$; $\mu_y = 0{,}864$

On aura donc : $M_X = 0{,}0419\times 120{,}81\times 3{,}4^2 = 58{,}51$ KN.m

$My = 0{,}864\times 58{,}51 = 50{,}55$ KN.m

2. Moments aux appuis :

$M_{s.\ appuis} = (-0,5)\times M_{sa}$

$M_{s.appuis} = (-0{,}5)\times 58{,}51$

$M_{s.\ appuis} = 29,25$ KN.m

Moment aux travées :

$M_{s.travée} = 0{,}58\times M_{st}$

$M_{s.travée} = 0{,}58\times 58{,}51$

$M_{s.travée} = 33{,}93$ KN.m

3. Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\boldsymbol{\alpha} = \frac{y}{2} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : α : position de l'axe neutre.

- **Sens longitudinale :**

Avec :

α : Position de l'axe neutre :

1. **Aux appuis**

$\gamma = \frac{38,92}{29,25}$ =1,33

$\mu = 0,0038 \rightarrow \alpha$ =0,0485

α =0,0485 $< \frac{1,33-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ = 0,41 ⟶ condition est vérifier

2. **En travée** :

$\gamma = \frac{58,38}{33,93}$ = 1,72

μ = 0,055 → α =0,0721

$\alpha = 0,0721 < \frac{1,72-1}{2} + \frac{25}{100}$ =0,61 ⟶ condition est vérifier

- **Sens transversale**

1. **Moments aux appuis :**

$M_{s\,a}$ = (-0,5) ×M_{sa}

M_{sa} = (-0,5) × 50,55

$M_{s\,a}$ = 25,27 KN.m

2. **Moment aux travées :**

❖ **Aux appuis :**

$M_{s\,t}$ = 0, 58×M_{st}

M_{st} = 0, 58× 50, 55

M_{st} =33, 93 KN.m

Donc on :

$\gamma = \frac{33,62}{25,27}$ = 1,33

$\mu = 0,032 \rightarrow \alpha = 0,0406$

$\alpha = 0,0406 < \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100}$ = 0,41……**condition est vérifier**

❖ **En travée :**

$\gamma = \frac{57,16}{33,93}$ =1,6

$\mu = 0,055 \rightarrow \alpha = 0,0721$

$\alpha = 0,0721 < \frac{1,6-1}{2} + \frac{25}{100}$ = 0,55……condition est vérifier

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées. Il n'est pas nécessaire de procédé à la vérification des contraintes dan le béton à ELS.

VIII.10. Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L = 50cm, soumise à une charge uniformément repartie :

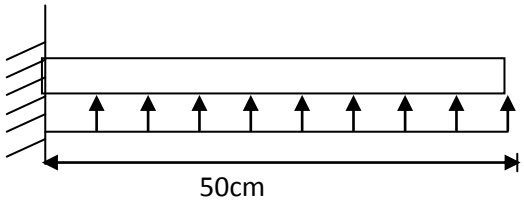


Figure VIII.2. Schéma statique d'un débord

VIII.10.1.Sollicitation de calcul :

1. **A l'ELU :**

P_u = 160,72KN/ml $M_u = \frac{-p_u l^2}{2} = \frac{-160,72 \times 0,5^2}{2}$

M_u = - 20, 09 KN.m

2. **A L'ELS:**

P_s =120,81KN/ml **$M_s = \frac{-p_s l^2}{2} = \frac{-120,09 \times 0,5^2}{2}$**

M_s = - 15,01KNm

VIII.10.2.Calcul des armatures :

- **Armatures principales :**

b = 1 m ; d = 27 cm ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_S = 348 MPa

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,09 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,019 < 0,392$

$\mu = 0,019 \rightarrow \beta = 0,990$

$A_u = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{20,09 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348}$

A_u = 2,15cm^2 /ml

Soit **4HA14 =6,16cm^2 avec espacement de e = 25 cm**

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,15}{4}$ = 1, 53 cm^2 /ml; on adopte **4HA10 = 3,14cm^2** avec **e = 25 cm**

VIII.10.3.Vérification à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{0,23.b.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26\ cm^2$

$A_u = 6,15 cm^2 > A_{min} = 3,26\ cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

2. Vérification à l'ELS :

$\gamma = \frac{M_U}{M_s} = \frac{20,09}{15,01} = 1,33$

$\mu = 0,019 \rightarrow \quad \alpha = 0,0240$

$\alpha = \mathbf{0,0240} < \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0,41} \longrightarrow$ **condition est vérifier**

→Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

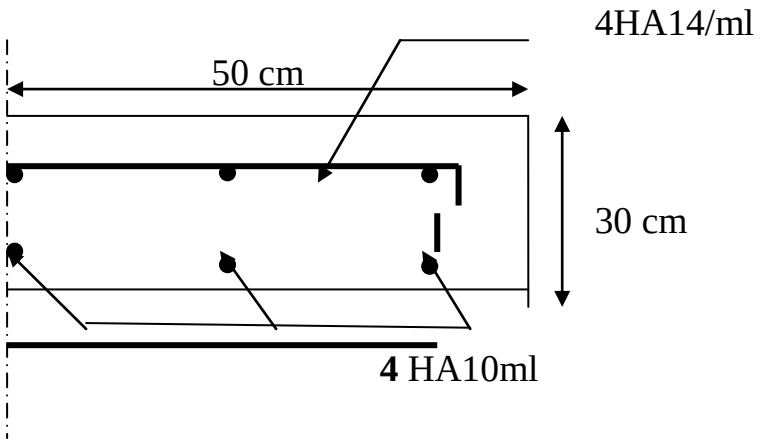


Fig.VIII.3. : Plan de ferraillage de débord

Conclusion :

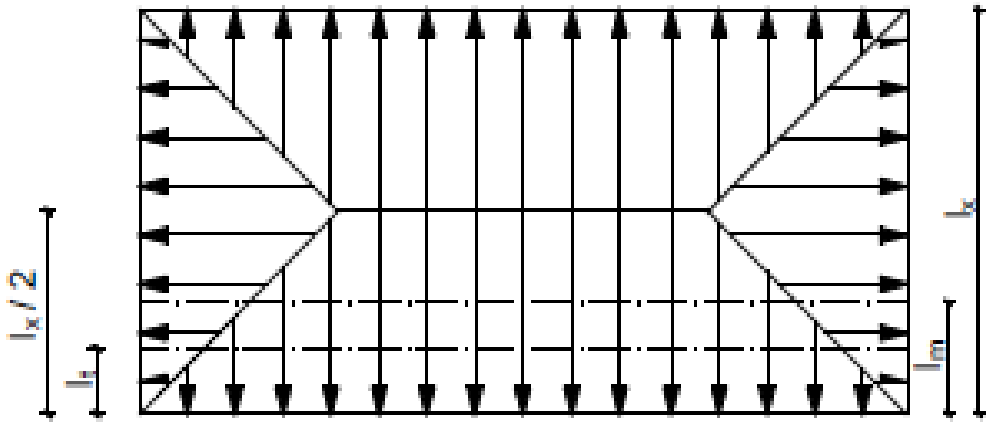
Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $\mathbf{A_{radier} > A_{débord}}$ Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII.11.Calcul des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour touts les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal dans ce cas le calcul devient classique.



Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0{,}333 \times L_x$

Effort tranchant : $L_t = 0{,}25 \times L_x$

2éme Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times (0{,}5 - \frac{\rho_x^2}{6})$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times (0{,}5 - \frac{\rho_x^2}{4})$

Pour les moments fléchissant :

$\mathbf{Q_{Mu}} = q_u \times L_m$

$\mathbf{Q_{Ms}} = q_s \times L_m$

Pour les efforts tranchants :

$\mathbf{Q_u} = q_u \times L_t$

$\mathbf{Q_s} = q_s \times L_t$

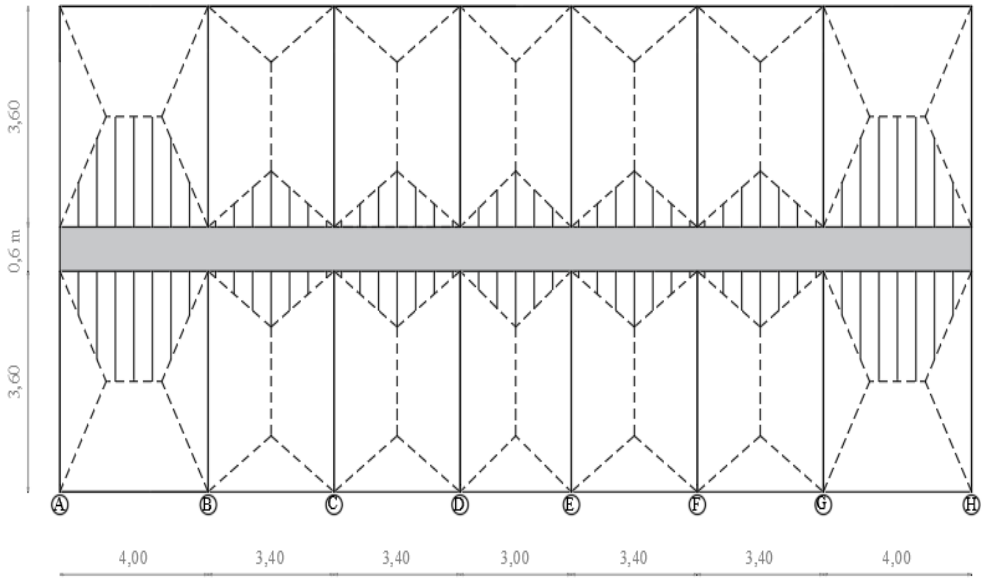
1. **Détermination des charges :**
   - **A L'ELU :**

$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}}) = (177,52 - \frac{6765,3}{402,80} - \frac{2509,50}{100,38}) = 135,73\ [KN/m^2]$

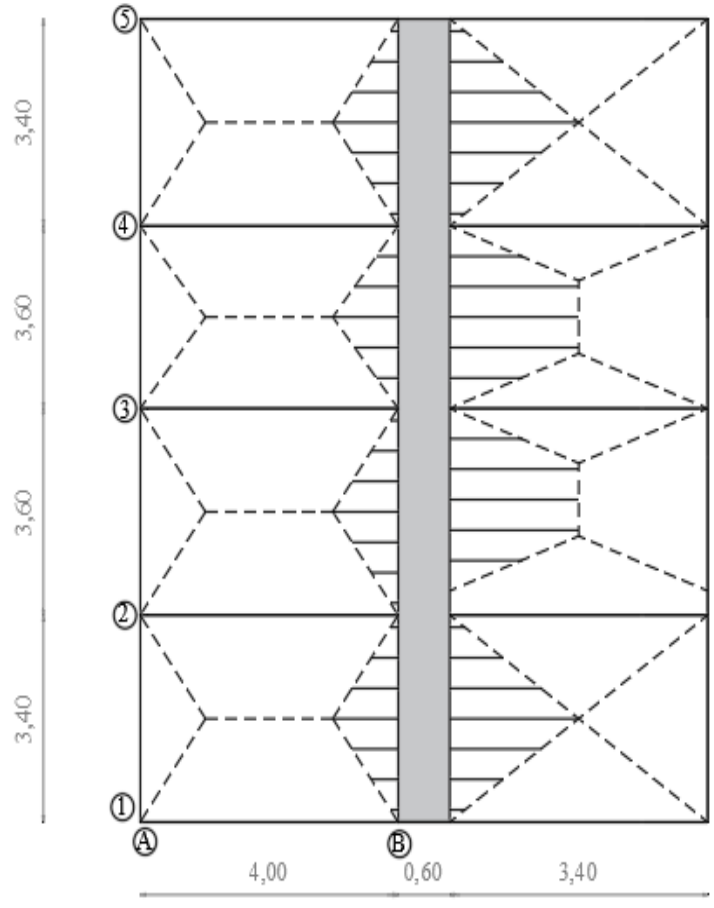
- **A L'ELS :**

$qs = (\sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}}) = (137,62 - \frac{6765,3}{402,80} - \frac{2509,50}{100,38}) = 95,82\ [KN/m^2]$

VIII.11.1.Schéma statique de calcul :



Sens longitudinal file (3)



Sens transversal file (2)

1. **Sens longitudinale :**

   ❖ **Calcul est charges (avec la file la plus sollicité – file (3) :**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	**panneau**	**L_x [m]**	**L_y [m]**	**ρ_x**	**chargement**	**L_m [m]**	**L_t [m]**	**q_u [KN/m]**	**q_s [KN/m]**	**Q_u [KN/m]**	**$\sum Q_u$ [KN/m]**	**Q_s**	**$\sum Q_S$**	**Q_u**	**$\sum Q_u$**	**Q_S**	**$\sum Q_S$**
AB	1	3,60	4,00	0,90	trapézoïdale	1,31	1,07	135,75	95,82	177,83	**355,66**	125,52	**251,04**	145,25	**290,50**	102,52	**205,04**
	2	3,60	4,00	0,90	trapézoïdale	1,31	1,07	135,75	95,82	177,83		125,52		145,25		102,50	
BC	1	3,40	3,60	0,94	Triangulaire	1,13	0,85	135,75	95,82	153,39	**306,78**	125,52	**251,04**	115,38	**230,76**	81,44	**162,88**
	2	3,40	3,60	0,94	Triangulaire	1,13	0,85	135,75	95,82	153,39		125,52		115,38		81,44	
CD	1	3,40	3,60	0,94	Triangulaire	1,13	0,85	135,75	95,82	153,39	**306,78**	125,52	**251,04**	115,38	**230,76**	81,44	**162,88**
	2	3,40	3,60	0,94	triangulaire	1,13	0,85	135,75	95,82	153,39		125,52		115,38		81,44	
DE	1	3,00	3,60	0,83	triangulaire	0,99	0,75	135,75	95,82	134,39	**268,78**	94,86	**189,72**	101,81	**203,62**	71,86	**143,72**
	2	3,00	3,60	0,83	triangulaire	0,99	0,75	135,75	95,82	134,39		94,86		101,81		71,86	
EF	1	3,40	3,60	0,94	triangulaire	1,13	0,85	135,75	95,82	153,39	**268,78**	125,52	**251,04**	115,38	**230,76**	81,44	**162,88**
	2	3,40	3,60	0,94	triangulaire	1,13	0,85	135,75	95,82	153,39		125,52		115,38		81,44	
FG	1	3,40	3,60	0,94	triangulaire	1,13	0,85	135,75	95,82	153,39	**306,78**	125,52	**251,04**	115,38	**230,76**	81,44	**162,88**
	2	3,40	3,60	0,94	triangulaire	1,13	0,85	135,75	95,82	153,39		125,52		115,38		81,44	
GH	1	3,60	4,00	0,90	trapézoïdale	1,31	1,07	135,75	95,82	177,83	**355,66**	125,52	**251,04**	145,25	**290,50**	102,52	**205,04**
	2	3,60	4,00	0,90	trapézoïdale	1,31	1,07	135,75	95,82	177,83		125,52		145,25		102,52	

2. Sens transversal :

❖ Calcul est charges (avec la file la plus sollicité – file (2) :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	**panneau**	**L_x [m]**	**L_y [m]**	**ρ_x**	**chargement**	**L_m [m]**	**L_t [m]**	**qu [KN/m]**	**qs [KN/m]**	**Q_u [KN/m]**	**$\sum Q_u$ [KN/m]**	**Qs**	**$\sum Q_S$**	**Q_U**	**$\sum Q_U$**	**Q_S**	**$\sum Q_S$**
AB	**1**	3,40	4,00	0,85	triangulaire	1,13	0,85	177,83	95,82	200,94	825,10	108,27	444,58	151,15	622,38	81,44	335,34
	2	3,60	4,00	0,90	triangulaire	1,19	0,9	177,83	95,82	211,61		114,02		160,04		86,23	
	3	3,60	4,00	0,90	Triangulaire	1,19	0,9	177,83	95,82	211,61		114,02		160,04		86,23	
	4	3,40	4,00	0,85	Triangulaire	1,13	0,85	177,83	95,82	200,94		108,27		151,15		81,44	
BC	**1**	3,40	3,40	1	Triangulaire	1,13	0,85	177,83	95,82	200,94	579,70	108,27	312,36	151,15	636,62	81,44	343,04
	2	3,400	3,60	0,94	trapézoïdale	0,50	0,94	177,83	95,82	88,91		47,91		167,16		90,07	
	3	3,40	3,60	0,94	Trapézoïdale	0,50	0,94	177,83	95,82	88,91		47,91		167,16		90,07	
	4	3,40	3,40	1	triangulaire	1,13	0,85	177,83	95,82	200,94		108,27		151,15		81,44	

- **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant : (obtenue par le logiciel ETABS)**

1. Sens longitudinale :

❖ ELU :

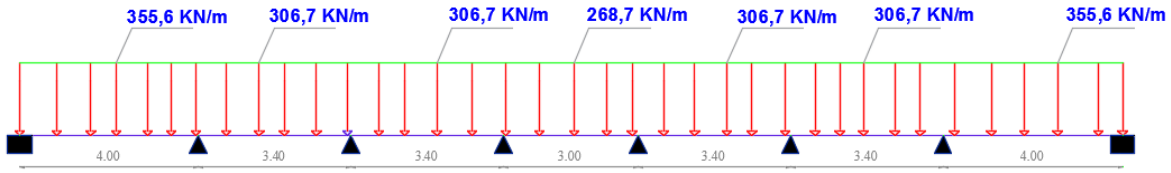


Figure VIII.4 : Schéma statique du chargement de la nervure dans le sens longitudinal des moments fléchissant à ELU.

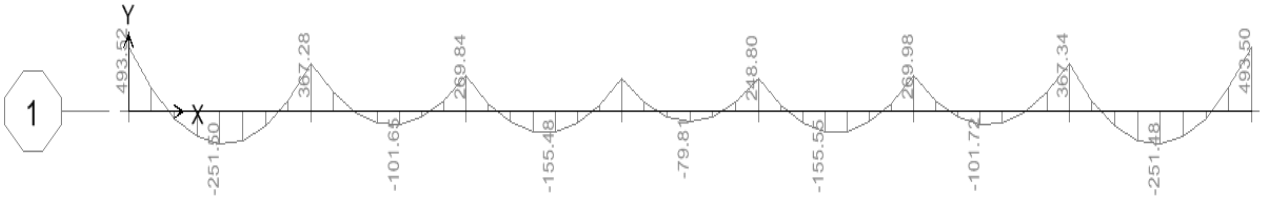


Figure VIII.5: Diagramme des moments fléchissant à ELU. (Sens longitudinal)

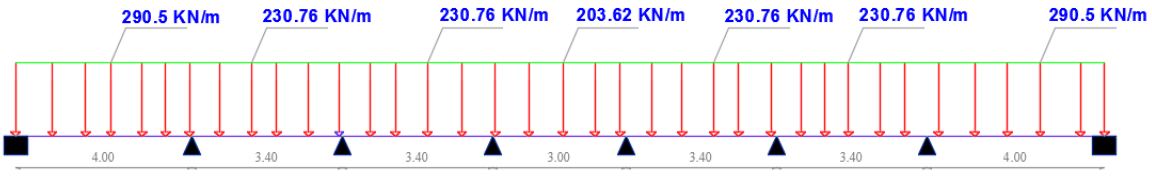


Figure VIII.6 : Schéma statique du chargement de la nervure dans le sens longitudinal des efforts tranchant à ELU.

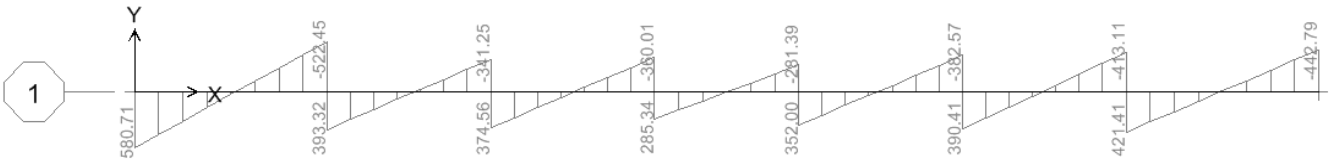


Figure VIII.7 : Diagramme des Efforts tranchant ELU. (Sens longitudinal)

❖ ELS :

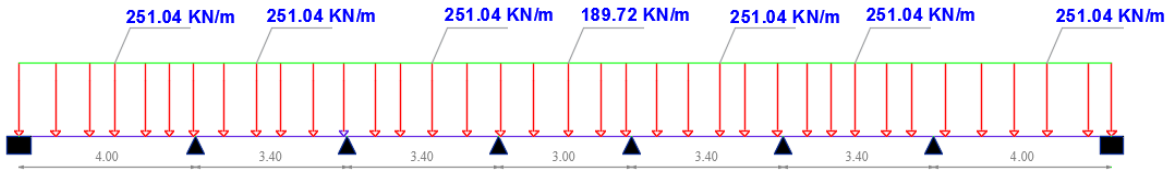


Figure VIII.8 : Schéma statique du chargement de la nervure dans le sens longitudinal des moments fléchissant à ELS.

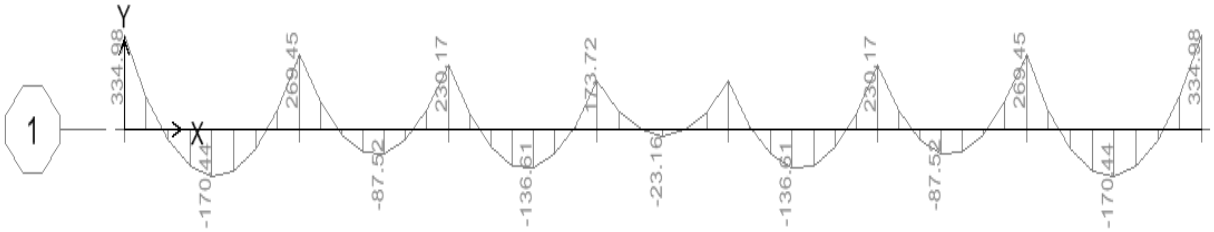


Figure VIII.9 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.
(Sens longitudinal)

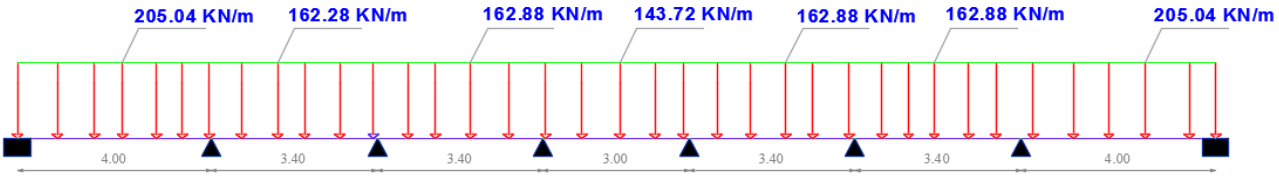


Figure VIII.10 : Schéma statique du chargement de la nervure dans le sens longitudinal des efforts tranchant à ELS.

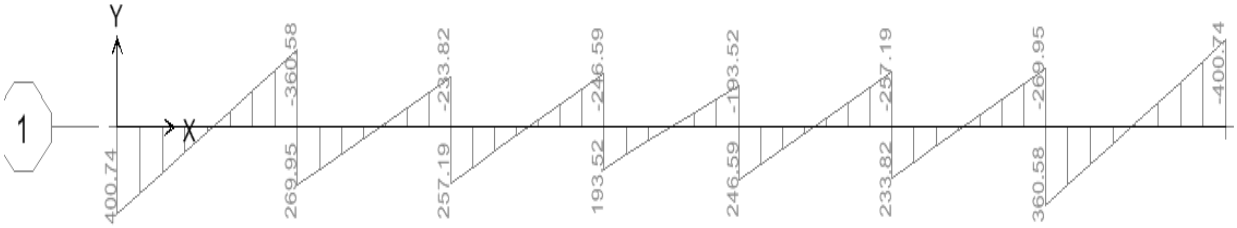


Figure VIII.11 : Diagramme des Efforts tranchant ELS.
(Sens longitudinal)

2. Sens Transversal :

❖ ELU :

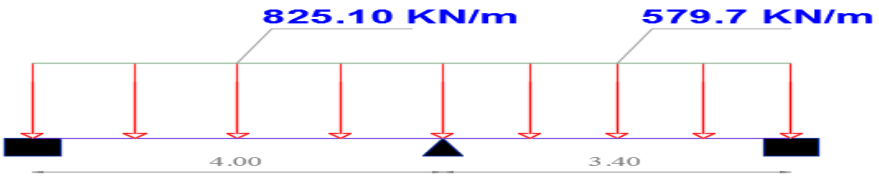


Figure. VIII.11: Schéma statique du chargement de la nervure dans le sens Transversal des moments fléchissant à ELU.

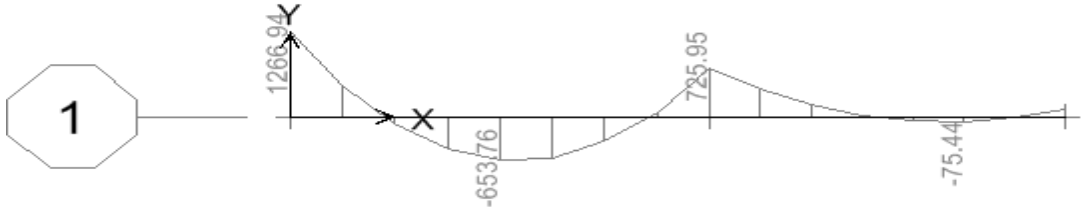


Figure VIII.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELU. (Sens transversal)

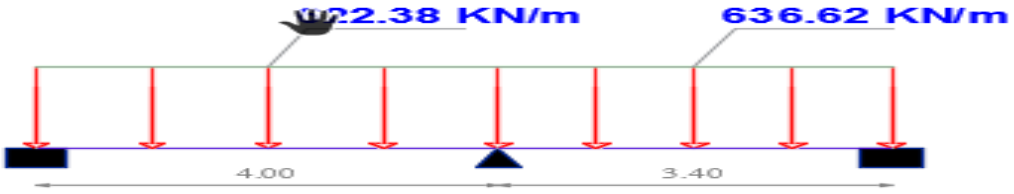


Figure. VIII.13 : Schéma statique du chargement de la nervure dans le sens Transversal des efforts tranchant à ELU.

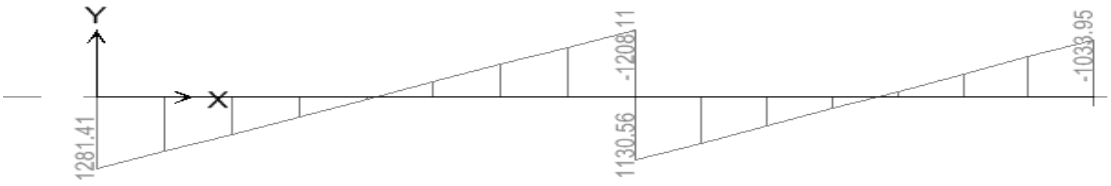


Figure VIII.14 : Diagramme des Efforts tranchant ELU. (Sens transversal)

❖ ELS :

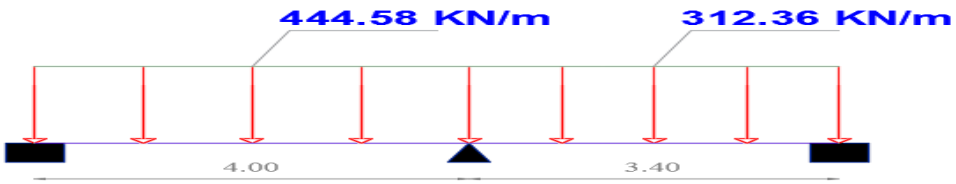


Figure. VIII.15 : Schéma statique du chargement de la nervure dans le sens Transversal des moments fléchissant à ELS.

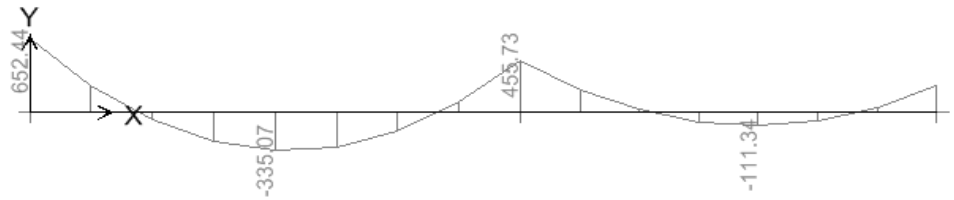


Figure : VIII.16 : Diagramme des moments fléchissant à ELS. (Sens transversal)

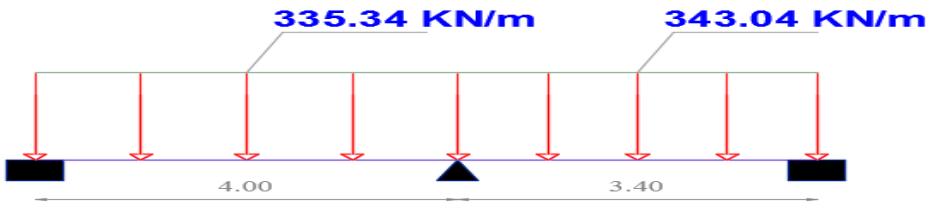


Figure. VIII.17 : Schéma statique du chargement de la nervure dans le sens Transversal des efforts tranchant à ELS.

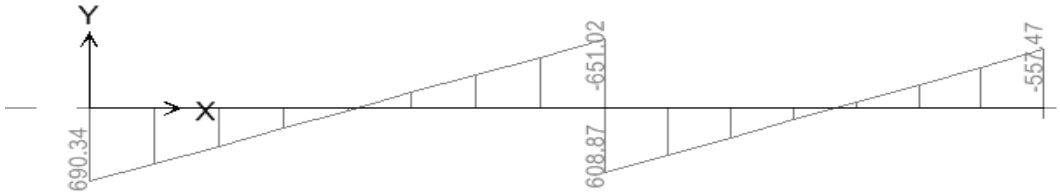


Figure VIII.18: Diagramme des Efforts tranchant ELS. (Sens transversal)

- **Sollicitations maximales :**

1. **Sens longitudinal :**
   - $M_{u.travée}^{max}$=251,50 KN.m
   - $M_{u.appuis}^{max}$ = 493,52 KN.m
   - $M_{s.travée}^{max}$ =170,44 KN.m
   - $M_{s.appuis}^{max}$ = 334, 98 KN.m
   - T_u^{max} = 580,71 KN
2. **Sens transversale :**
   - $M_{u.travée}^{max}$= 653,76 KN.m
   - $M_{u.appuis}^{max}$= 1266,94 KN.m
   - $M_{s.travée}^{max}$ =335,07 KN.m
   - $M_{s.appuis}^{max}$ = 652,44 KN.m
   - T_u^{max} =1281,41 KN

VIII.11.2. Le Ferraillage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b = 60cm $h_{nervure}$ = 100cm d = 95cm f_{bc} =14,2 MPa σ_s= 348 MPa

- **Exemple de calcul**

$M_{u.travée}^{max}$ = 251, 50 KN.m $M_{u.appuis}^{max}$ = - 493, 52 KN.m

3. **Aux appuis :**

$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{493{,}52 \times 10^6}{600 \times 950^2 \times 14{,}2} = 0{,}064 < 0{,}392$ …….. **SSA**

μ_u = 0 ,064 (de l'abaque) $\rightarrow \beta = 0{,}967$

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{493{,}52 \times 10^6}{0{,}967 \times 950 \times 348 \times 100} = 15{,}43\ cm^2$

Soit : **5HA16 + 5HA14 = 17,75 [cm²]**

4. **En travée :**

$\mu_u = \frac{M_{tr}^{max}}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{251{,}50 \times 10^6}{600 \times 950^2 \times 14{,}2} = 0{,}032 < 0{,}392$ SSA

μ_u = 0 ,032 $\rightarrow \beta = 0{,}984$

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{251{,}50 \times 10^6}{0{,}984 \times 950 \times 348 \times 100} = 7{,}73$ **[cm²]**

Soit : **4HA16 = 8,04 [cm²]**

Les résultats sont interprétés dans le tableau suivant :

			M [KN.m]	μ	β	A_{cal} (cm^2)	choix	$A_{adopté}$ (cm^2)
ELU	Longitudinal	Appuis	493,52	0,064	0,967	15,43	5HA16 (fil) + 5HA14 (chap)	17,75
		travée	251,50	0,032	0,984	7,73	4HA16	08,04
	transversal	Appuis	1266,94	0,164	0,910	42,11	2×6HA20 (fil) + 6HA14 (chap)	46,91
		Travée	335,07	0,044	0,978	10,36	6HA16	12,06

Tableau VIII.5.: Ferraillage des nervures à L'ELU.

VIII.11.3.Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 95 \times 2,1}{400} = 6,88\ cm^2$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition :

$A_{adoptée} = 17,75 > A_{min} = 6,88\ cm^2 \longrightarrow$ Condition est vérifiée

$A_{adoptée} = 8,04 > A_{min} = 6,88\ cm^2 \longrightarrow$ Condition est vérifiée

$A_{adoptée} = 46,91 > A_{min} = 6,88\ cm^2 \longrightarrow$ Condition est vérifiée

$A_{adoptée} = 12,06 > A_{min} = 6,88\ cm^2 \longrightarrow$ Condition est vérifiée

b) Contrainte de cisaillement :

5. **Sens transversale :**

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{\mathbf{T_{umax}}}{\mathbf{bd}} \leq \overline{\boldsymbol{\tau}}_{\mathbf{u}} = \min\left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = 2,5\ MPa$

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{1281,41 \times 10^3}{600 \times 950} = 2,24\ MPa \leq 2,5\ MPa$ …… Condition vérifiée

6. **Sens longitudinale** :

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{580,71 \times 10^3}{600 \times 950} = 1,01\ MPa \leq 2,5\ MPa$ ……Condition vérifiée

c) Armatures transversales :

Selon le **BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\ mm$ soit $\emptyset = 10mm$

On prend 2 cadres de ∅=10mm

d) Espacement des armatures :

1. **Zone nodale :**

$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; (12 \times 2)\right\} = 24cm$

Soit : $\mathbf{S_t = 20cm}$

2. **Zone courante :**

$St \leq \min\frac{h}{4} = 20cm$

Soit: S_t =20 cm

e) La quantité d'Armature transversal :

1. Zone nodale :

$\mathbf{A_t^{min}} = 0{,}003.S_t.b = 0{,}003 \times 20 \times 60 =$ **3, 6 cm²**

2. Zone courante :

$\mathbf{A_t^{min}} = 0{,}003.S_t.b = 0{,}003 \times 20 \times 60 =$ **3, 6 cm²**

Soit A_t=8HA8 = 4,02cm²

f) Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées Parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en L'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de **100 cm**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc **: A_p =3cm² /ml =3cm²** par parois

Soit donc **2HA14** avec **A_P= 3,08 cm²**

VIII.11.4Vérification a L'ELS :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

sens	Zone	M_u	M_S	γ	μ	α	rapport	obs
longitudinal	**Travée**	251,50	170,44	1,47	0,032	0,0406	0 ,48	**CV**
	Appuis	493,50	334,98	1,47	0,064	0,0828	0,48	**CV**
transversale	**Travée**	653,76	335,07	1,95	0,044	0,0562	0,72	**CV**
	appuis	1281,41	652,44	1,96	0,164	0,2253	0,73	**CV**

Tableau VIII.6: vérification de la contrainte dans le béton.

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de L'acier à l'ELS.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation est la première expérience qui nous à permise de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, ca nous à permis de toucher aux véritable difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Cette étude nous à permise d'enrichir nos savoir sur les différentes étapes de calcul et consacrer plus de temps à la réflexion.

Nous nous sommes attardées, après une étude d'un système en portiques seul, à rechercher la position adéquate et la position des voiles qui accompagne ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premiers modes de vibration.

Avec ce choix de système de contreventement toutes vérifications ont été satisfaites notamment les déplacements.

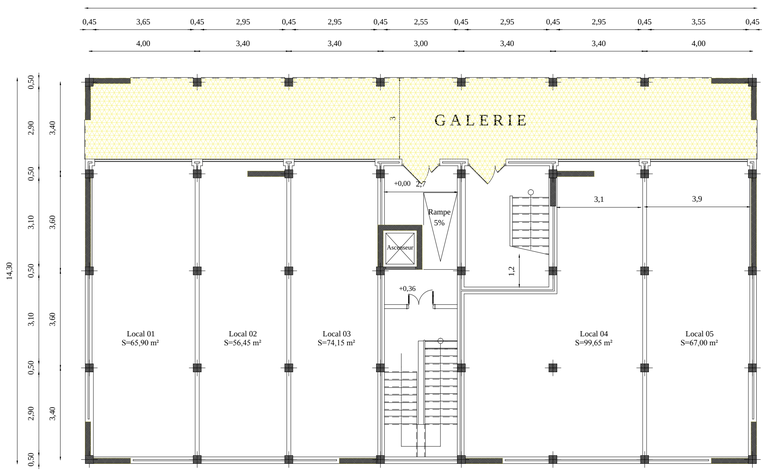
Concernant le ferraillage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles à ELU pour ensuite ferrailler selon le cas le plus défavorable, et effectuer ensuite les vérifications à l'ELS.

On à constater que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais doit aussi tenir compte du coté de la pratique.

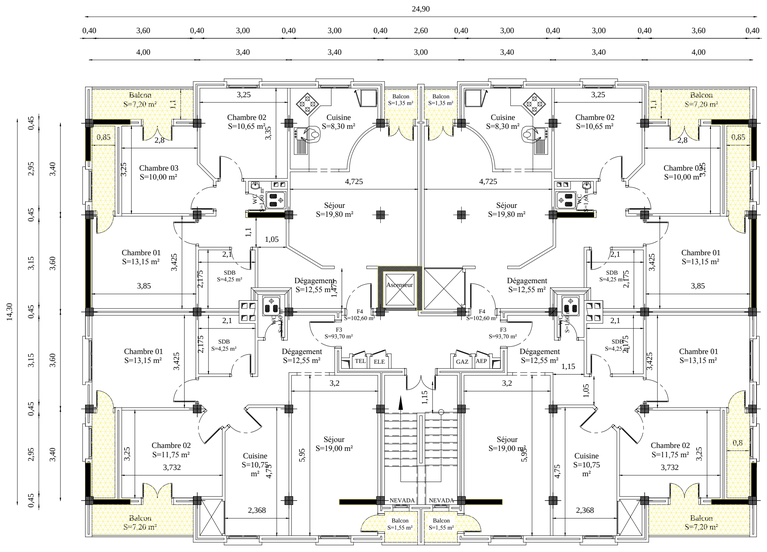
Le résultat de cette étude reste l'élaboration de plans de coffrage et de ferraillage que nous avons réalisés qui feront l'objet d'approbation par le **CTC** (organisme national de **C**ontrol **T**echnique de la **C**onstruction) avant leur exécution sur chantier.

Références bibliographiques

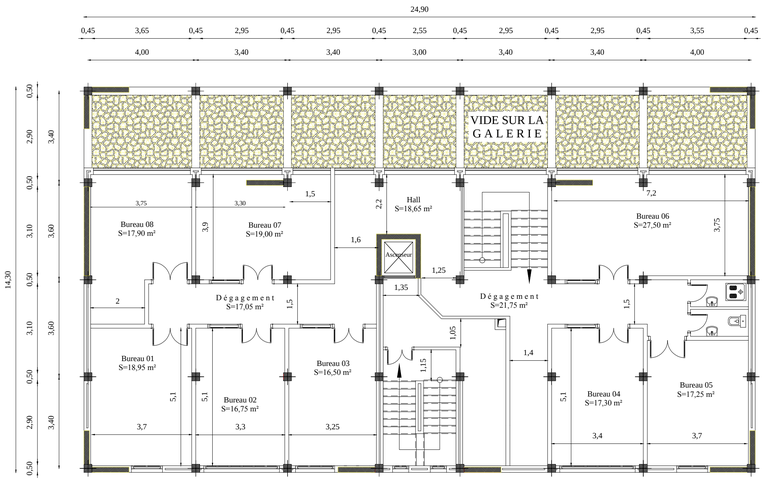
- Règles parasismique algériennes **RPA99 /version 2003**.
- Règles BAEL **91 modifiées 99**, règles techniques de conception et de calcul des ouvrage et constructions en béton armé suivant la méthode des état-limites.
- Document Technique Réglementaire **DTR B.C.2.2**, charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.



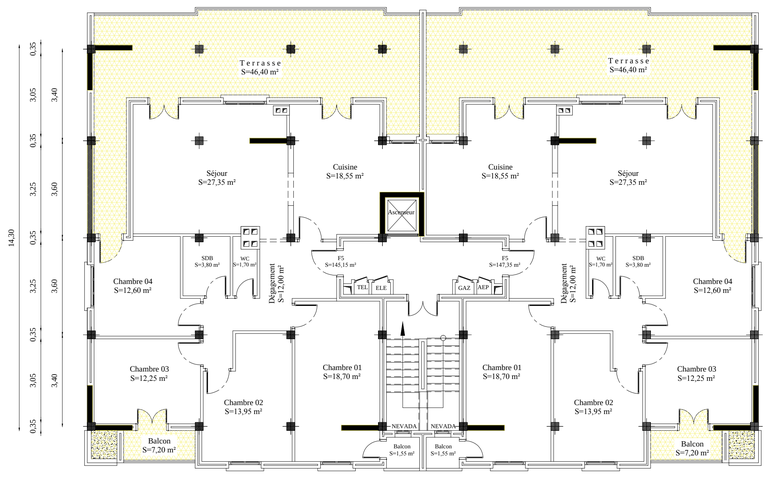
Plan du RDC



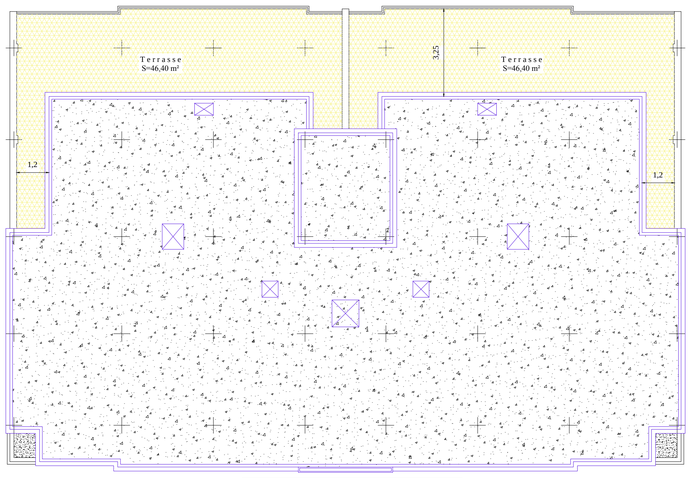
Plan Etages Courants



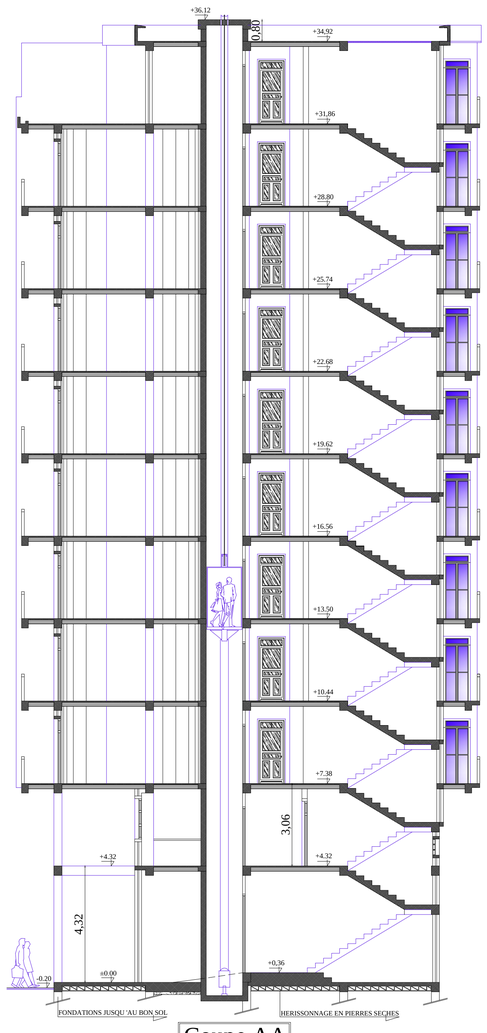
Plan Etage de Service



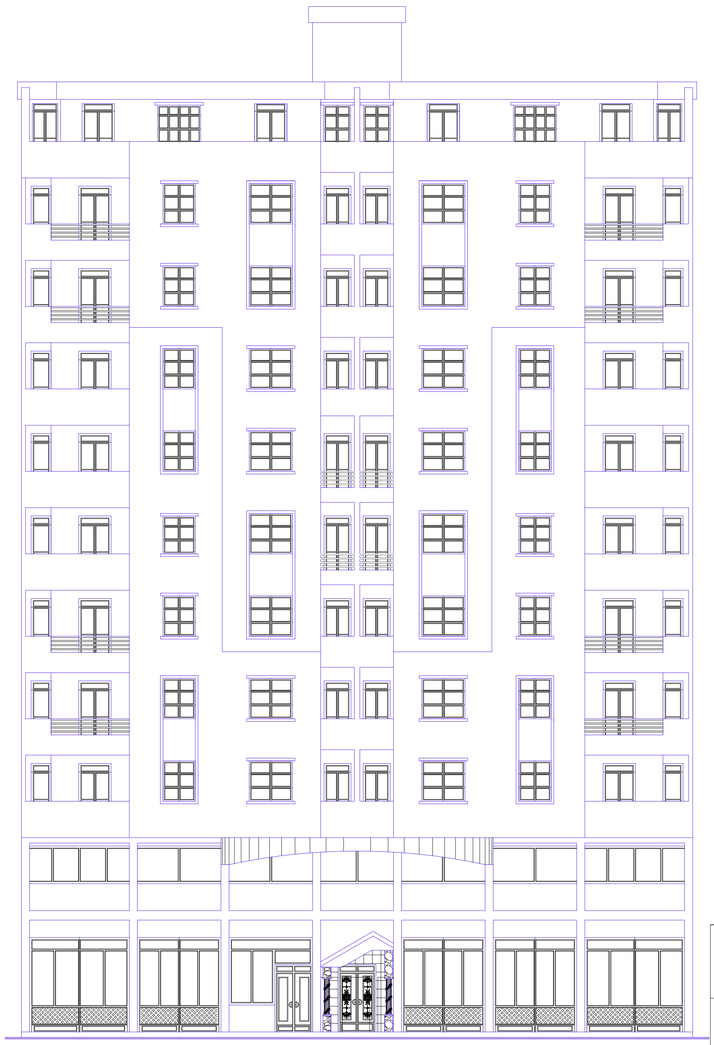
Plan Etage en Attique



Plan Terrasse inaccessible

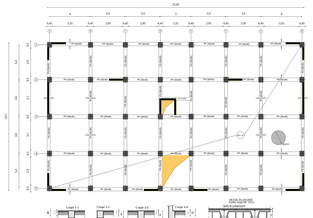


Coupe AA

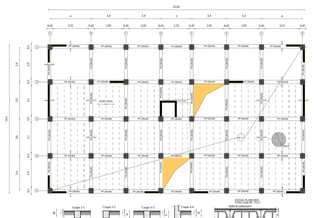


Façade principales

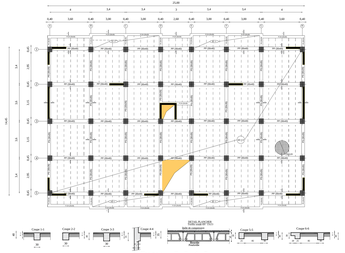
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Mr: MOSTEFAI HAKIM Melle: OUARAB LAMIA	Plans d'architecture	2018
Dirigé par : Mme LARABI SONIA		



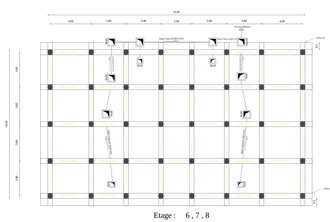
RDC



Etage de service

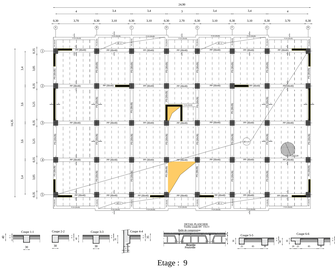


Etage : 2 , 3 , 4 , 5



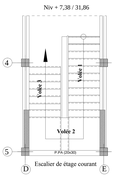
Etage : 6 , 7 , 8

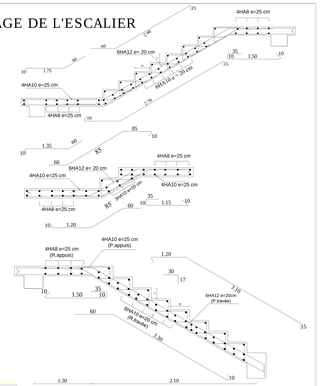
Etage : 10



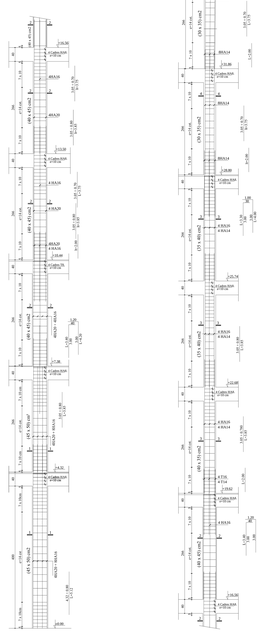
Etage : 9

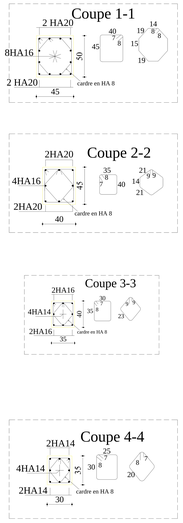
FERRAILLAGE DE L'ESCALIER



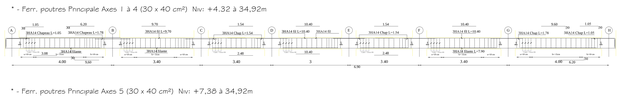


COFFRAGE DES POTEAUX

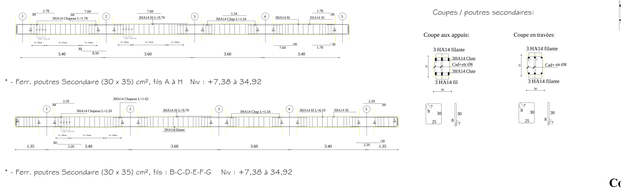




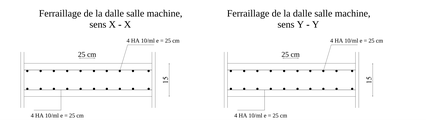
Ferraillage des poutres Principales (30x40):



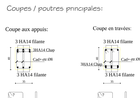
Ferraillage des poutres Secondaire (30x35):



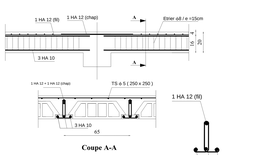
Ferraillage de la dalle salle machine



Coupes / poutres principales:

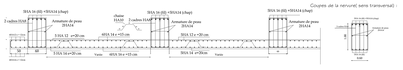


Coupes / poutres secondaires:

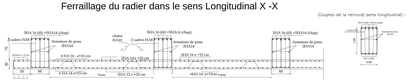


Coupe B-B

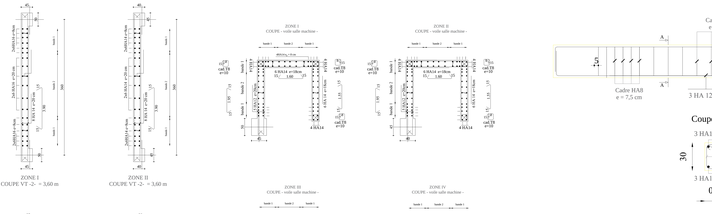
Ferraillage du radier dans le sens transversal Y - Y

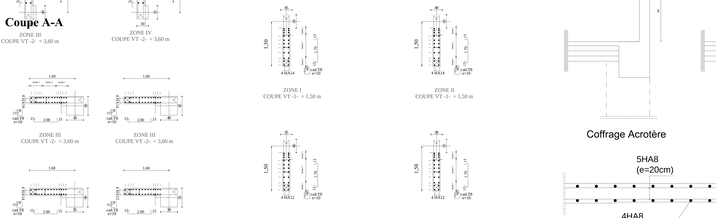


Ferraillage du radier dans le sens Longitudinal X -X

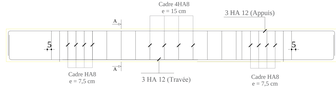


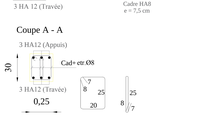
COFFRAGE DES VOILES

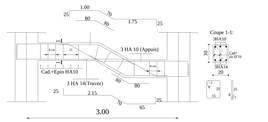




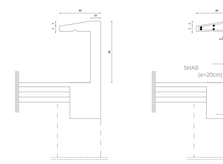
Plan de Ferraillage de la poutre de chainage

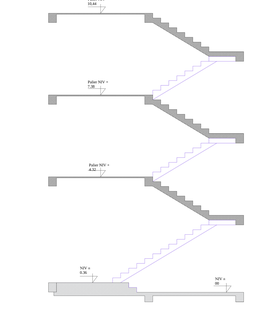






Plan de Ferraillage de l'acrotére





UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
M.: MOSTEFAI HAKIM M=: OUARAB LAMIA	Plans de coffrage et Ferraillage	
Dirigé par : M=: LARABI SONIA		2018