

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

THEME

Etude d'une structure (R+7) à usage d'habitation
et commercial à contreventement voile porteur.
(Application ETABS 9.6.0)



Etudié par: M^r MADANI Belaid
M^r BELKHIR Hamza

Dirigé par : M^r MANI

Année 2017/2018

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions dieu le tous puissant.

En second lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur « Mr MANI »

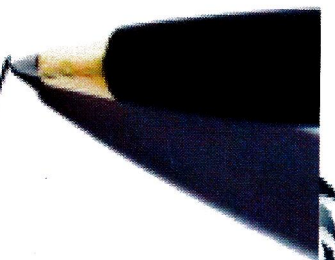
Pour ses orientations et conseils tout le long de notre travail.

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

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

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

Merci





Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Ma mère à celle que je dois tout et je ne rendrais jamais assez

Mon père pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son sacrifice

afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, Merci père

Mes frères, Djilali, Farid, Hidouche, Berhoof et toute ma famille

Ma très chère Léticia et toute sa famille

Ma chère cousine Lilia et mon ma chère amie Tina qui m'ont vraiment aidé

dans ce travail ;

Mon cher ami et binôme Hamza BELKHIR et toute sa famille

Mes très chers amis(es), particulièrement : Aissa, Ali, Lyes, Keissa, les deux

Dyhia, Fadhila, Hayet, Samia, Lydia, Hanane, Sarah, Fazia, Juba, Hamidouche, Yo

uva, Gaya, Timpalou, Mester, Mowgli ,

-A toute la promotion de Génie Civil 2017-2018.

BELAID.

Dédicaces

Je dédie ce travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

À mon frère et mes sœurs.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes cousin ainsi que tout mes chers amis : ali lyes dïhia dïhia hanane fadila hayat keïssa et hmidouche bien sur .

À mon binôme : Madani Belaid avec lui j'ai eu le plaisir de partager ce projet de fin d'étude ainsi tout sa famille.

CHAPITRE I:

Présentation de L'ouvrage



I-1) Introduction :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+7), à usage d'habitation et commerciale qui sera implantée à tizi ousou, classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de forte sismicité (zone IIa).

I-1-1) Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'une tour R+7 à usage commercial et habitation à ossature mixte, ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de TIZI OUZOU, qui est selon le RPA99 modifié en 2003 une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

C'est une tour qui comporte :

- 01 RDC à usage commercial .
- 07 étages courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'escaliers.
- 01 cage d'ascenseur.

I-1-2) Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :✓ **Dimension en élévation :**

Longueur totale de la tour..... $L= 29.10$ m
 Largeur totale de la tour..... $l= 17$ m
 Hauteur du rez-de-chaussée..... $H_{rdc}= 4.08$ m
 Hauteur d'étage courant $H_c= 3,06$ m
 Hauteur totale $H_t= 25.50$ m
 Acrotère $H_a= 0,60$ m

I-1-3) Eléments de l'ouvrage :**A - Ossature :**

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types de contreventement :

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- **Contreventement par voile** : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

B - Planchers :

Les planchers seront constitués de corps creux d'épaisseur de 20 cm et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, qui ont pour fonctions :

- supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.

- isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

C- Maçonnerie :

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 10 cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

D- Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds pour les cuisines, les SDB, WC et les balcons.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

E- Escaliers :

Le bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages, Ces escaliers comportent trois volées et seront constitués de paliers et paillasses coulés sur place en béton armé.

F- Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

G- Coffrage :

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

I-1-4) Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- ✓ Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2$ MPA, à une profondeur de 1m

I-2) les caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

I-2-1) béton :

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage, un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à celle de la compression.

La masse volumique du béton est $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

A. Composition du béton :

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant doser à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit:

- ✓ Ciment : 350 kg de CPA325.
- ✓ Gravier : 800 litres de 8/ 15 et 15/25 mm.
- ✓ Sable : 400 litres de 0/5mm.
- ✓ Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

B. Résistance du béton :

B-a) Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette résistance se mesure par des essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de hauteur double de leur diamètre (éprouvette normalisée 16×32), elle est notée f_{c28} .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge $\leq 28J$ sa résistance est calculée comme suit :

$$\text{D'après le (BAEL91/Art2.1, 2 2).} \left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{J}{1,40+0,95J} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25MPa$

B- b-Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté " a " et de longueur " 4a " reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance du béton à la traction est notée par (f_{ij}), Elle est déterminée par la relation suivante :

$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa), avec $f_{cj} < 60$ MPa (BAEL91/Art2.1, 12)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}.$$

C-Module de déformation longitudinale (module d'élasticité) :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinal", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

D'après le BAEL91 :

Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$ avec (E_{ij}, f_{cj}) en MPa.(BAEL91/Art2.1,2 1)

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}, E_{i28} = \Rightarrow 32164,20 \text{ MPa}.$$

Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = (1/3) E_{ij}$ avec (E_{vj}, f_{cj}) en Mpa.....(BAEL91/Art2.1,2 2)

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}, E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa} \Rightarrow$$

D-Module de déformation transversale du béton :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99),le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

E-Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2) :

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

F-Les contraintes limites de calcul :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites :

F-1-Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \left\{ \begin{array}{l} \text{cas des situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1,15 \left\{ \begin{array}{l} \text{cas des situations accidentelles.} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h ($T > 24h$).
 $\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h ($1h < T < 24h$).
 $\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h ($T < 1h$).

Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
f_{bu}	14,20

Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0,9$	$\theta = 0,85$
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

F-2 -Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ Mpa.

Pour la vérification il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

F-3-Contrainte limite de cisaillement (BAEL Art : A5.1, 21) :

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

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

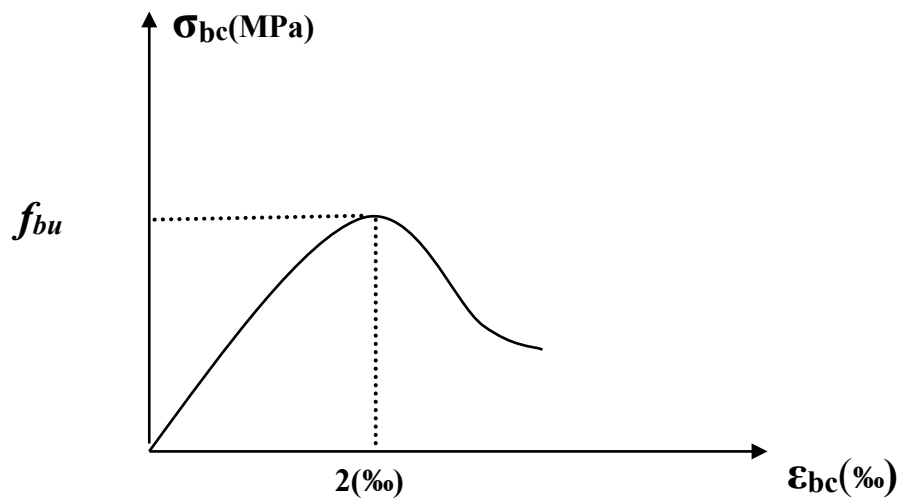
$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.} \\ \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable} \end{array} \right.$

G-Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression :

1) à l'état limite ultime(ELU) :

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle>> ou bien dans le but de simplification le diagramme rectangle .

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰.



FigI.2) diagramme réel à l'ELU

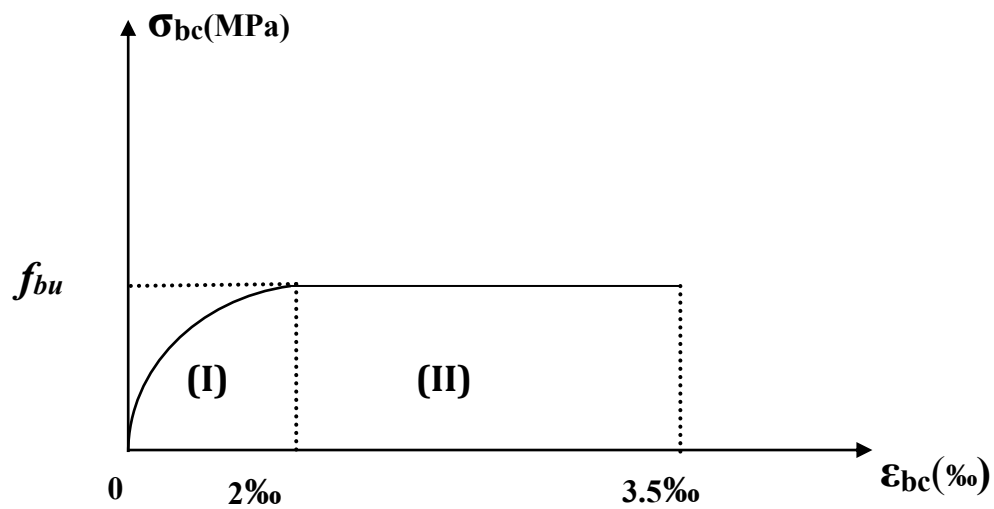


Figure I.3) Diagramme contrainte déformation du béton

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

(I): Etat élastique.

(II): Etat plastique.

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ la loi de Hooke est applicable : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

Avec E_b : Module de Young (Module d'élasticité).

2) à l'état limite de service(ELS) :

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante

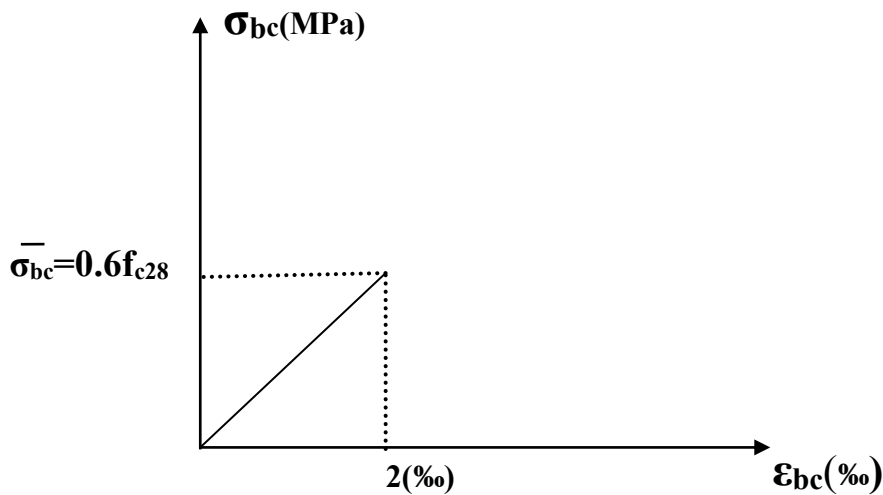


Fig I.4) diagramme de contrainte à l'ELS

I-2.2) ACIERS :

Fer combiné avec du carbone en faible pourcentage et acquérant par la trempe un degré plus ou moins grand de dureté, L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

I-2.2-1) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le **BAEL99** dans le tableau suivant :

Tableau I-1): Caractéristiques des Aciers

Barres à haute adhérence	NF A 35-016	HA	
	NF A 35-019	400	500
Nuance Fe E			

Limite d'élasticité	MPA	400	500
Résistance à la traction	MPA	480	550
Allongement à la rupture	en %	14	12

Treillis soudés	NF A 35-015	TS
Nuance Fe E		500
Limite d'élasticité	MPA	500
Résistance à la traction	MPA	550
Allongement à la rupture	en %	8

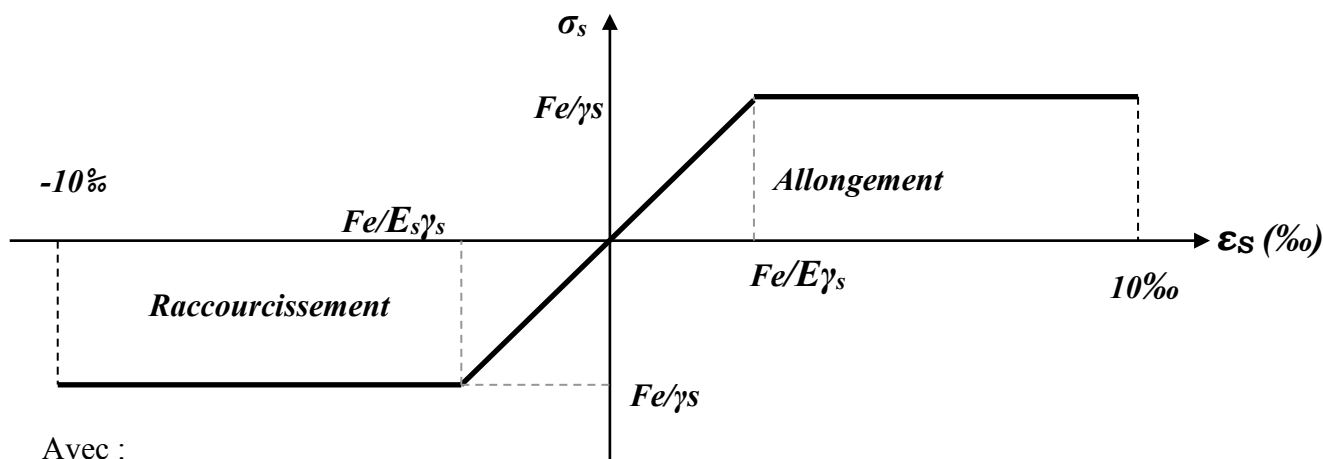
I.1-2.2-2) Module d'élasticité longitudinal : (ART A2.2.1/ BAEL91 **modifiées 99 :**

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

$E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I-2.2-3) État Limite Ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :



Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

FigI.5) Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,00 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa}$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

I-2.2-4) État Limite de Service (ELS) [Art. A.4.5.3, BAEL 91]:

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues sous les sollicitations de service.

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [2/3f_e, \max (240 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})]$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min [1/2f_e, \max (200 \text{ MPa}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})]$.

Avec : η est le coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 ; & \text{pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; & \text{pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; & \text{pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

I-2.2-5) Protection des armatures (art A. 7-2 4 BAEL 91) :

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

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

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I-3) HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I-3.1) État limite ultime (ELU) : (A.4.3 ,2/BAEL91 modifié99) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

I-3.2) État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

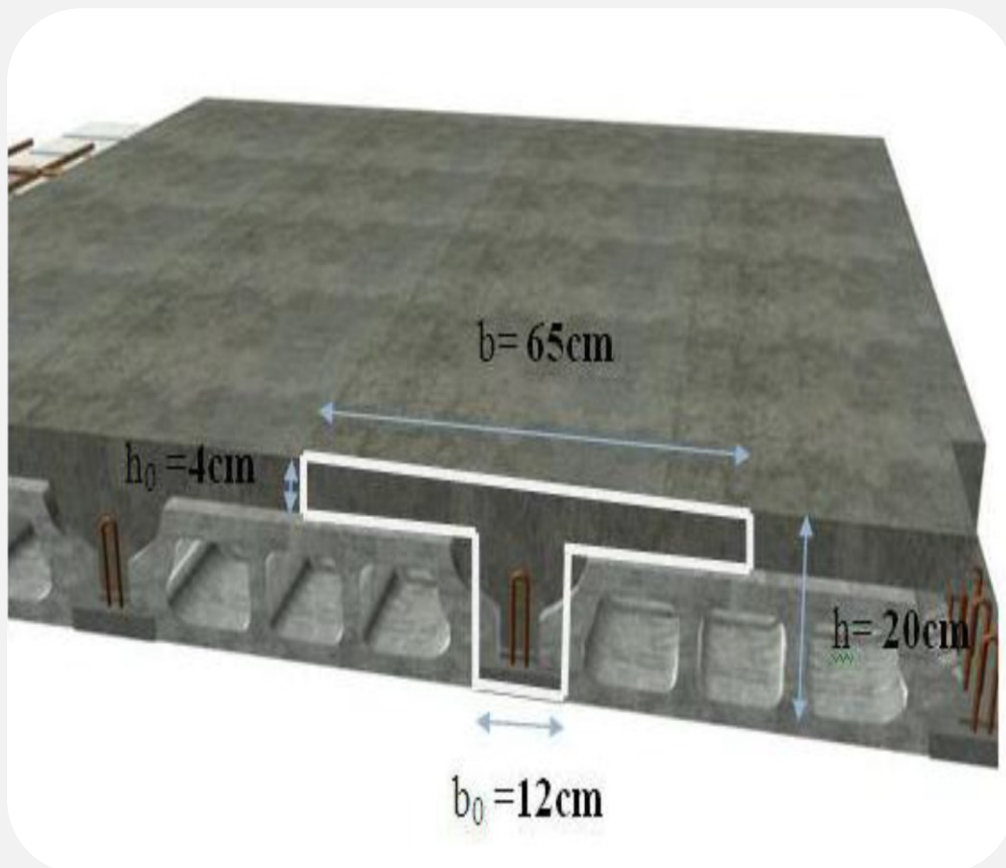
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

CHAPITRE II :

Pré-dimensionnement

Pré-dimensionnement

des éléments.



Introduction :

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux nous précéderons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux) cela en utilisant les règlements (RPA 99/Version 2003) et (C.B.A93)

II-1-1. Les planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- ✓ Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- ✓ Protéger contre les incendies.
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

A-1) Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \dots\dots\dots(\text{BAEL 91 /art B.6.5, 1 modifié 99})$$

h_t : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.

L_{\max} : Longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - 25$$

L : La plus grande portée entre axes des poteaux.

AN : Dans le cas de notre bâtiment, on a :

$$L = 420\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

Donc : $h_t \geq \frac{420}{22.5} = 17.55 \text{ cm}$

Pour faciliter l'exécution, et pour des raisons commerciales on adopte la hauteur :

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

16cm : étant la hauteur du corps creux.

4cm : L'épaisseur minimal de la dalle de compression.

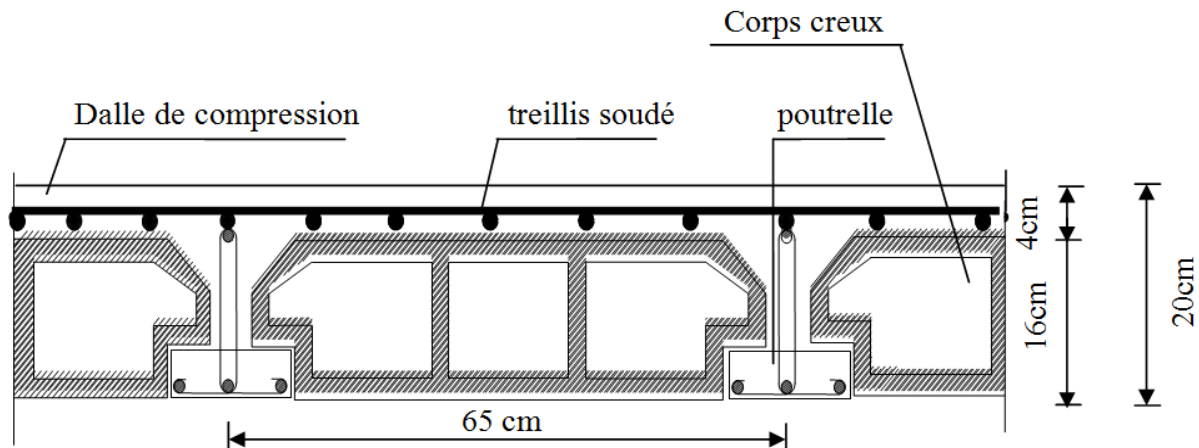


Fig. II-1 Coupe d'un plancher en corps creux

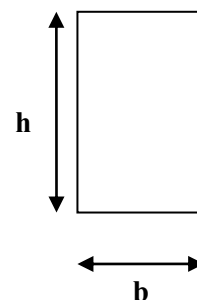
II-1-2. Pré dimensionnement des poutres :

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux.

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL91 comme suit :

$$\frac{L \text{ max}}{15} \leq h \leq \frac{L \text{ max}}{10}$$

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



Fi. II-2) :Section d'une poutre

Avec :

h : la hauteur totale des poutres.

b: largeur de la poutre.

L_{\max} : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

a) Poutres principales (sens transversal) :

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles se reposent sur des éléments porteurs.

Pour la hauteur h : (RPA 99 ART 7.5.1)

$$L_{\max} = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

$$\frac{420-25}{15} \leq h \leq \frac{420-25}{10} \iff 26.33 \text{ cm} \leq h \leq 39.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 40 cm.

Pour la largeur b : (RPA 99 ART 7.5.1):

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \iff 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \iff 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}.$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 30 cm

La section des poutres principales est :

$$b \times h_t = 30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$$

b) Poutres secondaires (sens longitudinal):

Elles assurent le chaînage, elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

La hauteur h :

$$\frac{420-25}{15} \leq h \leq \frac{420-25}{10} \iff 26.33 \text{ cm} \leq h \leq 39.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm.

La largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \iff 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \iff 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 20 cm

La section des poutres secondaires est : b x h = 20 x 35 (cm²)

c) Vérification des conditions : (RPA 99 ART(7.5.1)

Pour les poutres principales :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée.
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée.
- $h_t / b = 1,33 \leq 4$vérifiée.

Pour les poutres secondaires :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée.
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée.
- $h_t / b = 1.16 \leq 4$vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 30 x 40 (cm²).

Poutres secondaires : 30 x 35 (cm²).

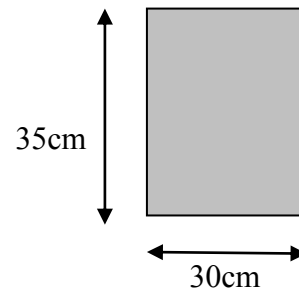
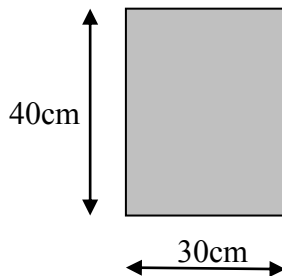


Fig.II-2 : Dimension des Poutre principale

Fig.II-3 : Dimension des poutre secondaire

II-1-3.Pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1):

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

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

L'épaisseur (a) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (H_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

$$H_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm.}$$

$$a = \max (H_e / 25; H_e / 22; H_e / 20) = H_e / 20.$$

$$a = 266 / 20 = 13,30 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur de voile $a = 20 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA :

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

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

$$L_{\min} = 0.80 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ vérifiée}$$

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

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

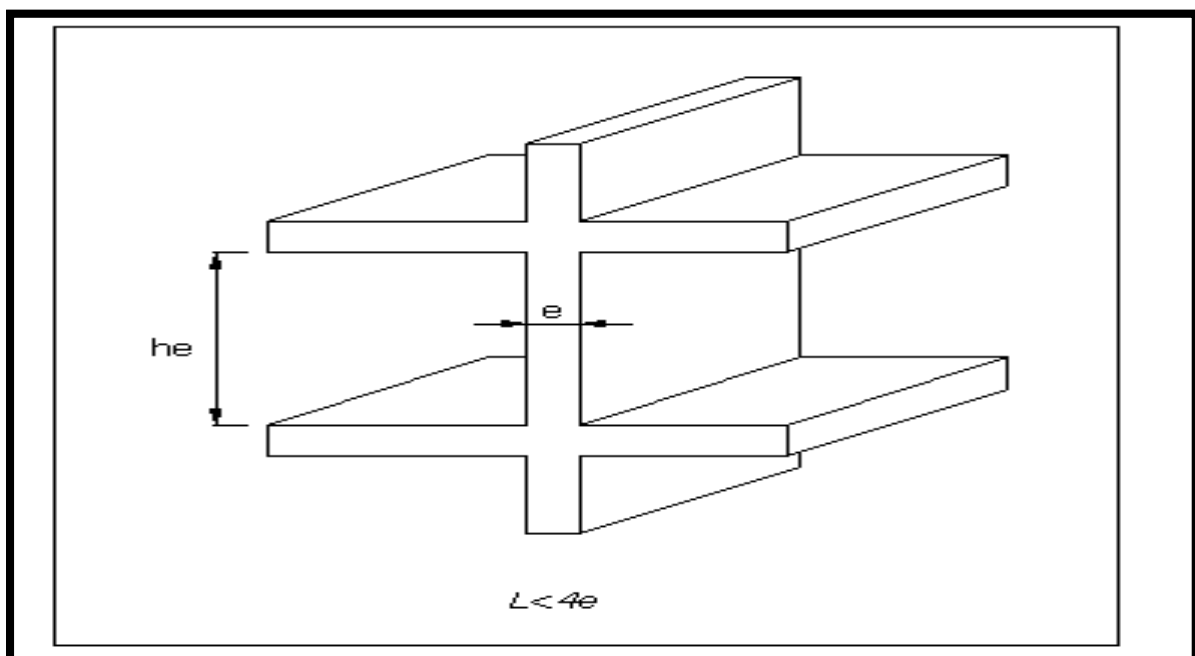


Fig. II.4) : Coupe de voile en élévation

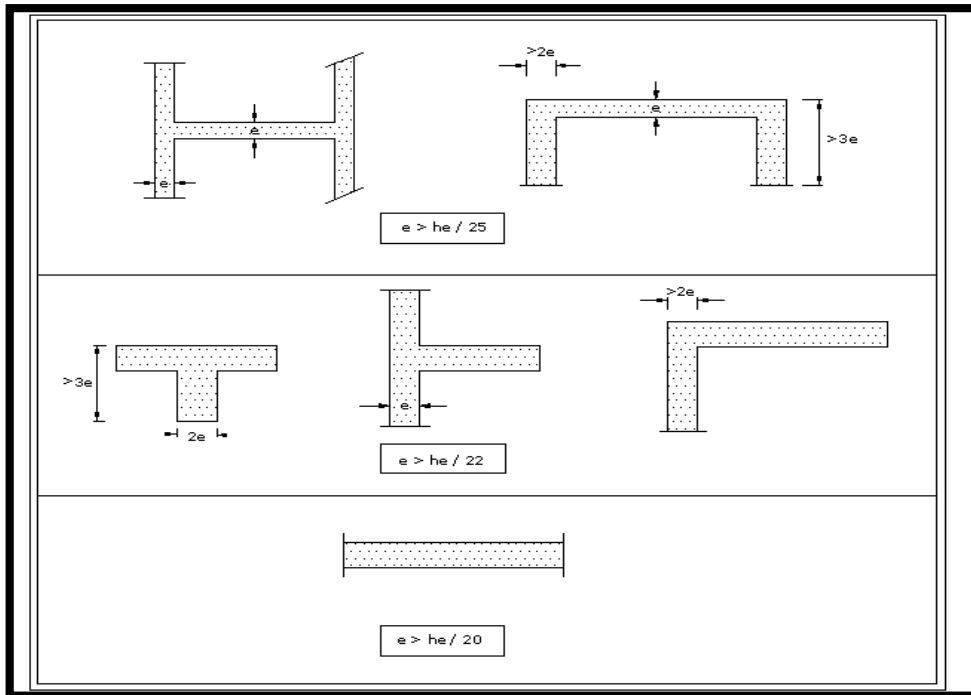


Fig. II.5) : Coupe de voile en plan

Conclusion :

Dans notre projet la longueur la plus petite de voiles (entre âme) est de 0,95m donc la condition $L \geq 4a$ est vérifié.

Remarque :

Seuls les voiles vérifiant la condition $L \geq 4a$ participent au contreventement.

II-1-4) Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l' ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \sigma$$

S : section transversale du poteau.

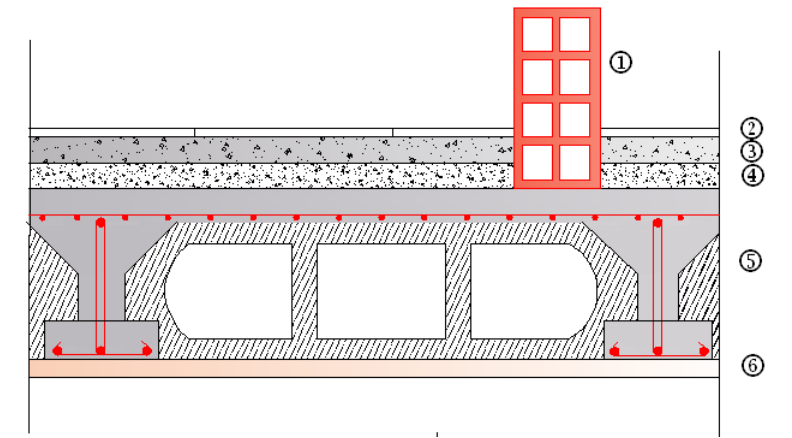
N : effort de compression repris par les poteaux avec $N=G+Q$

G : charge permanente.

Q : charge d' exploitation

σ : Contrainte limite de service du béton en compression :

$$\sigma = 15[\text{MPa}]$$

II-2.Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :**II-2-1.Charges permanentes :****Plancher étages courants (corps creux) :****Fig. II.6) : Coupe verticale du plancher étage courant****Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant**

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Cloison	10	1.00
2. Revêtement en carrelage	2	0.44
3. Mortier de pose	2	0.44
4. Couche de sable	3	0.54
5. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
6. Enduit de plâtre	2	0.20
		Gt = 5.42 KN/ m².

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente de Plancher terrasse inaccessible en corps creux:

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Gravier roulé	5	1
2. Etanchéité multicouche	2	0.12
3. Béton en forme pente	7	1.54
4. Feuille polyane	0,25	0,01
5. Isolation thermique (liège)	5	0.20
6. Plancher à corps creux (16 +4 cm)	20	2.80
7. Enduit en plâtre	2	0,2
		Gt = 5.87 KN/ m².

a) Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

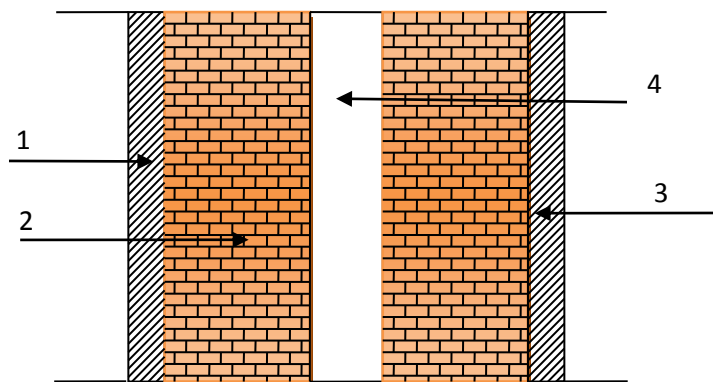


Fig . II.7) : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II-3: Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	1.5	0.27
2. Brique creuse	2X10	2×0.9
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. Lambe d'aire	5	/
		Gt = 2,27

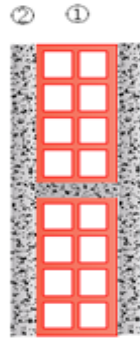


Fig. II.8) Mur intérieur

Tableau II-4: Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2x0.2	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	0.9
		Gt = 1.3

E)l'acrotère :

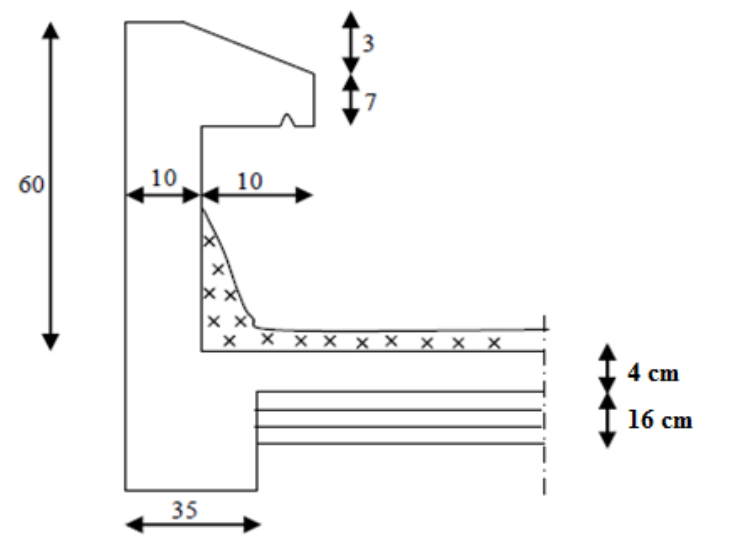


Fig. II-9) schéma statique de l'acrotère

$$G = S \times \rho$$

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.1)/2)] \times 25$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

Tableau II-6) Charges d'exploitations

Elément	Surcharge (KN/m ²)
- Acrotère	1.0
- Plancher d'étage courant	1,5
- Plancher à usage commercial	5,0
- Escalier	2.5

II-2-2 Descente de charge :

II-2-2-1 Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est « C3 »

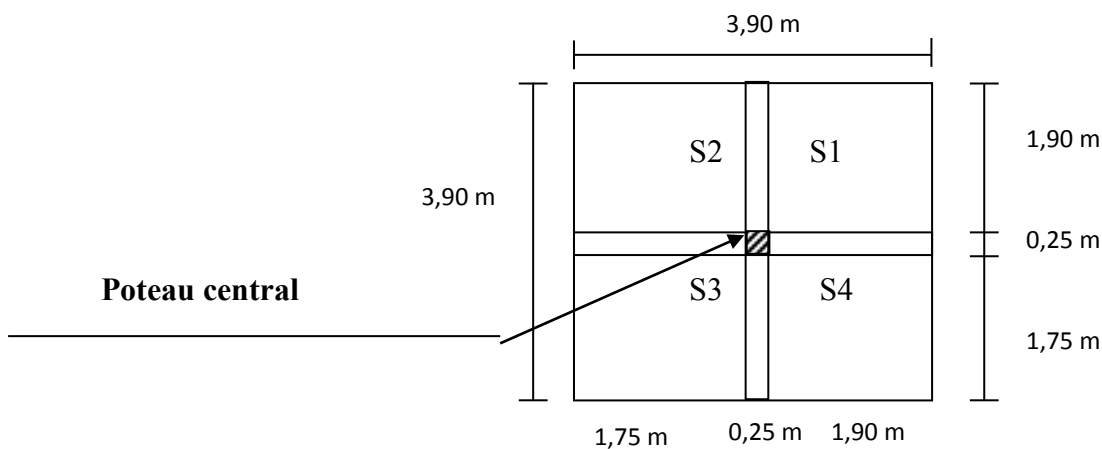


Fig. II.9: surface d'influence du poteau « C3 »

✓ **La surface du plancher revenant aux poteaux centraux :**

✓ **Section nette :**

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

$$S_n = (1.9 \times 1.9) + (1.75 \times 1.9) + (1.75 \times 1.75) + (1.90 \times 1.75)$$

$$= 13.322 \text{ m}^2.$$

✓ **Section brute :**

$$S_b = 3.90 \times 3.90$$

$$S_b = 15.21 \text{ m}^2$$

II-2-2-2 Calcul des poids propres des éléments :

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ qui correspond à la section minimale exigée par le **RPA 99 (version 2003)** en cette zone (**IIa**).

A. poids des planchers :

- Plancher courant : $G_{pc} = (5,42 \times 13,322) = 72.20 \text{ KN}$.

- plancher terrasse : $G_{pt} = (5,87 \times 13,322) = 78,20 \text{ KN}$.

B. Poids des poutres :

- Poutre principale $G_{pp} = (0,30 \times 0,40) \times (1,90 + 1,75) \times 25 = 10,95 \text{ KN}$

- Poutre secondaire $G_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times (1,90 + 1,75) \times 25 = 13,02 \text{ KN}$

$$GP = 10,95 + 13,02 = 23,97 \text{ KN}$$

C. Poids des poteaux :

- Poteau d'étage courant : $P_{p.courant} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ KN}$.

- Poteau de R.D.C : $P_{RDC} = (0,25 \times 0,25 \times 4,08) \times 25 = 6,375 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation :

$$\text{RDC: } Q \times S = 2,5 \times 13,322 = 33.305 \text{ KN}$$

$$\text{Étages courant: } Q \times S = 1,5 \times 13,322 = 19.983 \text{ KN}$$

$$\text{Terrasse: } Q \times S = 1 \times 13,322 = 13.322 \text{ KN}$$

II-3 La loi de dégression des charges : (DTR.B.C.2.2/Art6.3)

La loi de dégression des surcharge s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étages est supérieur ou égale à 5 .elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

Par ailleurs lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous

Pour le toit ou la terrasse Q_0

Pour le dernier étage..... Q

Pour l'étage immédiatement inférieur $0,9Q$

Pour l'autre immédiatement inférieur..... $0,8Q$

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu'à $0,5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivant (D'après le DTR BC 2.2(4) (ART 6.3), ce qui est le cas du présent ouvrage

Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71

Les surcharges cumulées :

7eme étage : $Q_0=13,322\text{KN}$

6eme étage : $Q_0+ Q_1=13.322+19,983= 33, 305 \text{ KN}$

5eme étage : $Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 13,322 + 0,95(2 \times 19,983)=51,289 \text{ KN}$

4eme étage : $Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 13,322+ 0,90(3 \times 19,983)=67,276 \text{ KN}$

3eme étage : $Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 13,322+ 0,85(4 \times 19,983)=81,264 \text{ KN}$

2eme étage : $Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 13,322 + 0,80(5 \times 19,983)=93,254 \text{ KN}$

1^{er} étage : $Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 13,322 + 0,75(6 \times 19,983)=103,245 \text{ KN}$

RDC : $Q_0+ 0,71(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 13,322+ 0,71(7 \times 19,983)=112,637\text{KN}$

Tableau II-6 : Dimensionnement des poteaux

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u>	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G totale	G cumulée	Qi	Q cumulée	N=G+Q [KN]	Section trouvée	Section adoptée
7	78,20	23.97	0	102.17	102,17	13.322	13.322	115.490	76.99	35x35
6	72,20	23.97	4,78	100,95	203,12	19.983	33.305	236.425	157.62	35x35
5	72,20	23.97	4,78	100.95	304,07	19.983	53.288	357.988	238.66	40x40
4	72.20	23.97	4,78	100,95	405,02	19.983	73.271	478.291	318.86	40x40
3	72.20	23.97	4,78	100,95	505,97	19.983	93.254	599.224	399.48	40x40
2	72.20	23.97	4,78	100,95	606,92	19.983	113.237	720.157	480.10	45x45
1	72.20	23.97	4,78	100,95	707.87	19.983	133.22	841.09	560.72	45x45
RDC	72.20	23.97	6.375	102.54	810,41	33.305	166.525	976.935	651.29	45x45

II-4) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dés de calage sont interdits.

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \implies$ en zone I et II_a
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \implies$ en zone II_b et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Les sections choisies sont :

Pour le RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage: (45x45) cm²

Pour le 3^{eme} , 4^{eme} , et 5^{eme} étage : (40x40) cm²

Pour le 6^{eme} et 7^{eme} étage : (35x 35) cm²

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

II-5) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement de RPA 99 / version 2003 :

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

Il faut vérifier l'élancement des poteaux.

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

Avec L_f : Longueur de flambement d'un poteau (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91) ($l_f = 0.7 l_0$)

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

l_0 : Longueur libre de poteau

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3/12$

B : section transversale du poteau

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Pour le RDC (poteaux 45 x45) ; $l_0=4.08$ m ; $\lambda = 21,98 < 50$
- Pour le 1^{eme} et 2^{eme} étage (poteaux 45x45) ; $l_0=3.06$ m ; $\lambda=16,49 < 50$
- Pour le 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage (poteau 40x40) ; $l_0=3.06$ m ; $\lambda =18,55 < 50$
- Pour le 6^{eme} et 7^{eme} étage (poteaux 35x35) ; $l_0=3.06$ m ; $\lambda = 21,20 < 50$

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a :

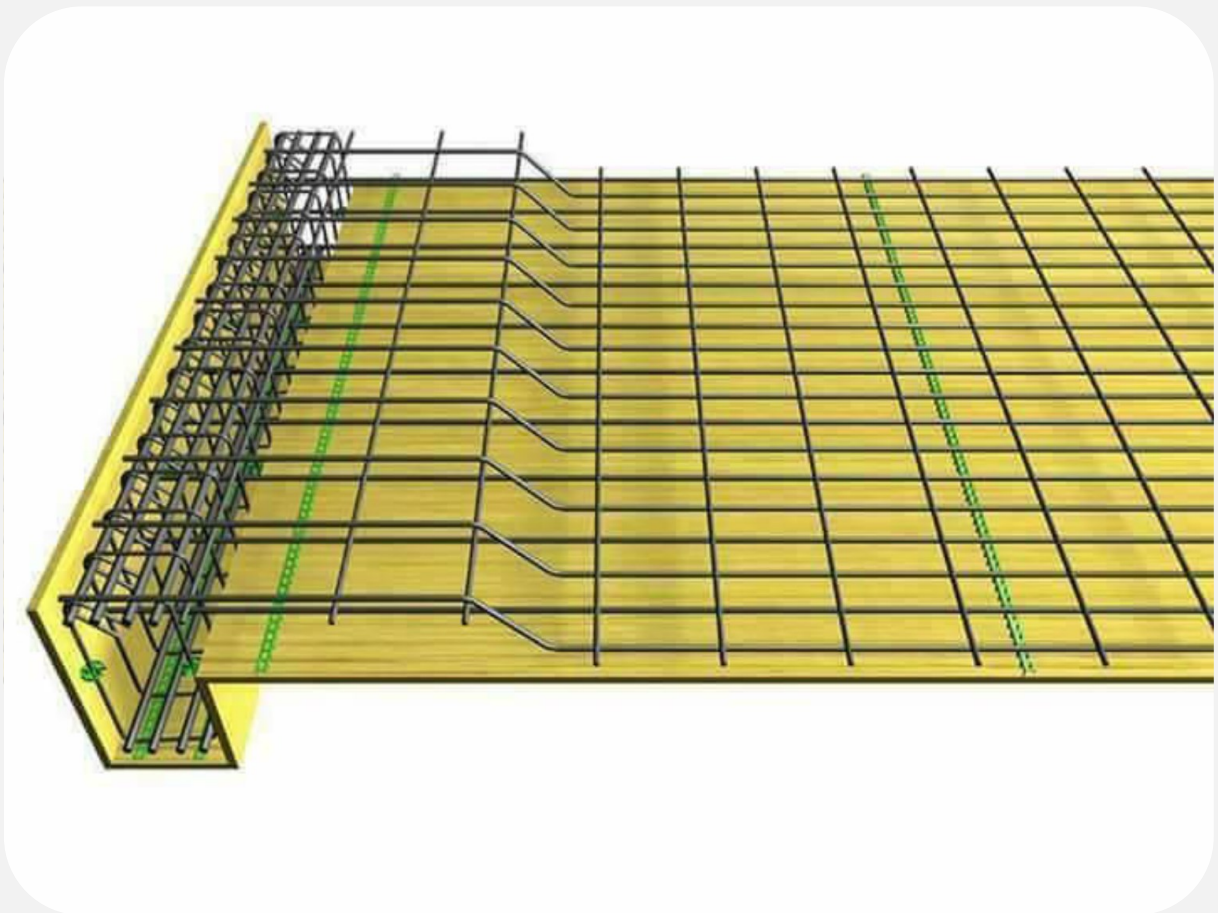
Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on adopte les pré-dimensionnements suivant :

- **Les planches** : $h_t=20$ cm
- **Les poutres** :
 - Poutres principales (30×40) cm²
 - Poutres secondaires (30×35) cm²
- **Les poteaux** :
 - RDC ,1^{er}, et le 2^{eme} étage : (45×45) cm²
 - Le 3^{eme}, le 4^{eme} et le 5^{eme}étage : (40×40) cm²
 - Le 6^{eme}, et le 7^{eme}étage : (35×35) cm²
- **Les voiles** : $e=20$ cm

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

CHAPITRE III:

Calcul des éléments.



Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91(modifié 99) et le RPA.

III-1) Acrotère:

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher toiture, elle a une section trapézoïdale dans les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 60cm de hauteur. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire ($1m$).

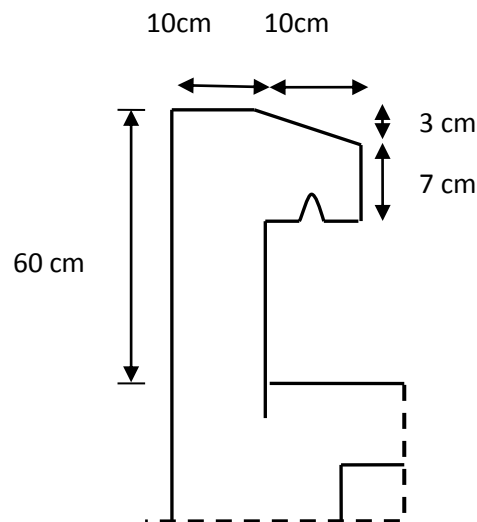
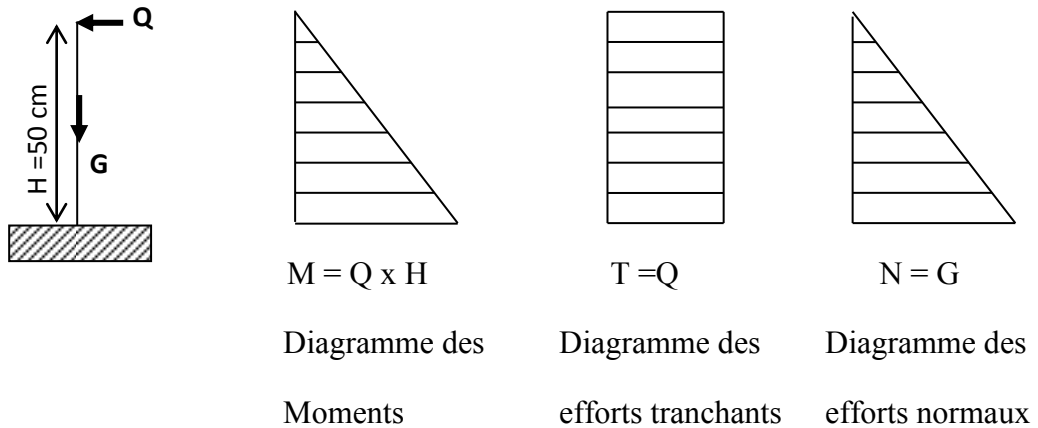


Fig.III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

A) Schémas statiques de calcul:***Fig.III-1-2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts*****B) Calcul des sollicitations:**

● Effort normal dû au poids propre de la section d'encastrement:

$$G = S \times \rho = [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + ((0,03 \times 0,1)/2)] = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- ρ : masse volumique de béton. (25 KN/m^3)
 - S : section transversale de l'acrotère.
 - Q : effort horizontal dû à la main courante.
- $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

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

Effort tranchant T:

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

C) Combinaison de charges:

➤ **A l'ELU**, la combinaison de charges est: $1,35 G + 1,50 Q$

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,3119 \text{ KN/ml}$.

- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$.

- Effort tranchant T : $T_u = 1,50 Q = 1,50 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$.

➤ **A l'ELS**, la combinaison de charges est: $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,7125 \text{ KN/ml}$.

- Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$. - Effort tranchant T ; $T_s = Q = 1 \text{ KN}$.

D) Ferrailage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée (un effort de compression N et un moment fléchissons M).

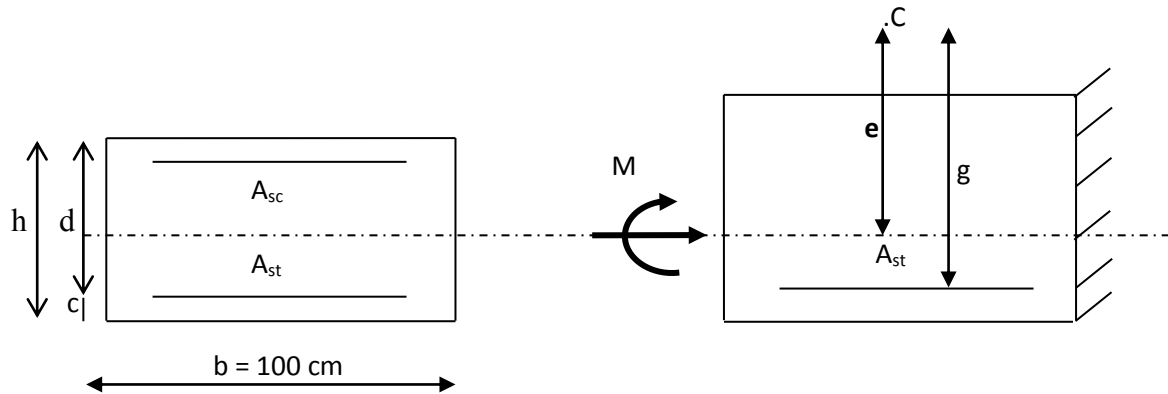


Fig.III.1-3 Schéma de calcul de l'acrotère

$$b=100\text{cm}; c=3\text{cm}; h=10\text{cm}; d=7\text{cm}; F_e=400\text{MPa}; \gamma_s=1,15; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u=2,6493 \text{ KN/ml}, \quad M_u=1,05 \text{ KN.m}$$

b : longeurs unitaire qui est égale à 1m.

c : centre de pression.

h :hauteur de la section.

$d = h - c$: est hauteur utile.

e : excentricité.

g : la distance entre le centre de pression C et le centre de gravité des armatures tendues.

E) Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.3119} 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

Verification:

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis elle se ramène à la flexion composée.

F) Calcul d'armatures en flexion simple:**Moment fictif :**

$$g = e_u + h/2 - c = 39 + 5 - 3 = 41 \text{ cm} = 0,41 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 2.3119 \times 0,41 = 0,948 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$$= \frac{0,948 \times 10^6}{1000 \times 60^2 \times 14,2} = 0,0185 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0185 \Rightarrow \beta = 0,99075$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,948 \times 10^6}{0,99075 \times 60 \times 348} = 45,82 \text{ mm}^2 = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,46 \text{ cm}^2$$

G) Calcul d'armatures en flexion composée:

$$\text{La section réelle d'armatures: } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A = 0,46 \times 10^2 - \frac{2,3119 \times 10^3}{348} = 39,36 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A = 0,39 \text{ cm}^2$$

H) Vérification à l'ELU :

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.4.2.1/BAEL91 modifié 99]

$$A_{\min}/bd \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{d'ou} \quad A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A = A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** = 2.515 cm², espacés de 20 cm

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.515}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On prend **2×4HA8/ml** = 2.012 cm² espacées de 25 cm

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91) :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

On a : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} ; \quad T_u = 1,5 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91) :**

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{A.N: } \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

n : Le nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,05 \times 10} = 0,236 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,236 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'ancrage des barres :**

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{A.N.:} \quad L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit :} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,4 \cdot L_{se} = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

$$\text{On prend :} \quad L_a = 12 \text{ cm}$$

I) vérification des contraintes à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, on doit vérifier :

- Dans l'acier :

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(200 ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \right\}$$

$$= \min \left\{ 266,66 ; \max (200 ; 201,63) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{On a :} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,2871$$

$$\rho = 0,2871 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,915 \quad \Longrightarrow \quad k_1 = 43,82$$

$$K = 1/k_1 = 1/43,82 = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,012} = 46,56 < \sigma_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46,56}{43,82} = 1,062 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

J) vérification au cisaillement : [Art.A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99] :

La fissuration étant préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5\text{MPa}, 4\text{MPa} \} = 2,5\text{MPa}$$

la vérifications effectue à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

τ_u : la contrainte tangentielle du béton.

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

On a bien : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifié.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

K) Calcul de la longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit se calcule en utilisant la formule suivante : $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s}$

On a :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Donc on prend : $L_s = 30 \text{ cm}$

L) vérification au séisme :

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée. [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone IIa, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8**

W_p : poids de l'acrotère, égal à **1, 7125 KN/ml**

F_p = 4x 0,15x 0,8x 1,7125 = 0,822 KN < Q = 1 KN/ml..... condition vérifié.

Note :

Dans le cas ou la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p.

Conclusion : dans notre cas l'acrotère est ferrailé par :

- Armatures principales A = 5HA8 = 2,51 cm², esp = 20 cm
- Armatures de répartition Ar = 2x4HA8 = 2,01cm², esp = 25 cm.

Introduction :

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III-2) Calcul du plancher :**III-2.1) Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III-2-1-1) Calcul des armatures :**a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = 4.L / f_c = 4 \times 65 / 500 = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L:Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} , \quad A = 1.7 \text{ cm}^2$$

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

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 6\Phi 6 / \text{ml} , \quad A = 1.7 \text{ cm}^2$$

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

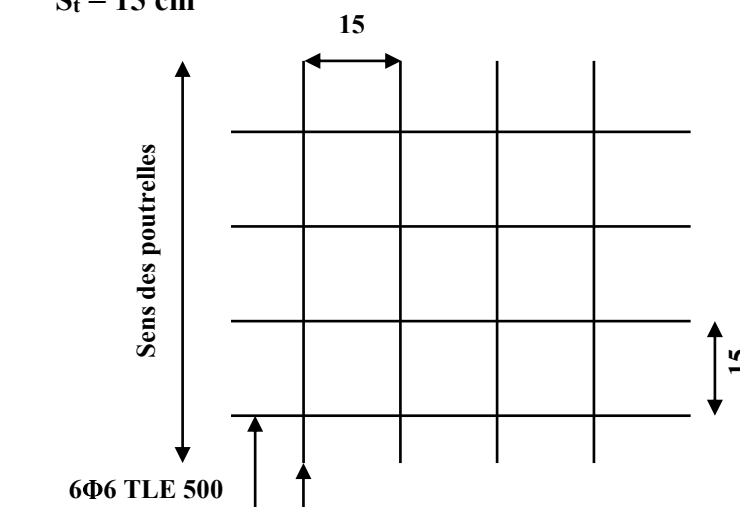


Fig III-4-2) Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 15x15cm

❖ **Conclusion :**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 500) de dimension (6x 6x 150x150) mm².

III-2-2) calcul de la poutrelle :**III-2-2.1) Avant le coulage :**

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

A) charge permanente :

-le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

-le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62$$

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

B) Surcharge d'exploitation du chantier :

Le poids de l'ouvrier est estimé à $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.2.2.2) Ferrailage à l'ELU :

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.

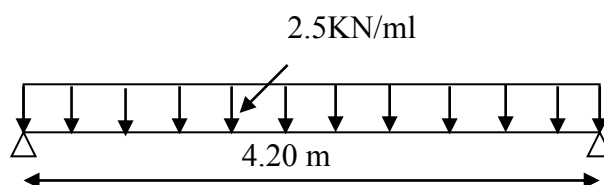
$$L = 4.20 \text{ m}$$

✓ **Combinaison de charges :**

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

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,499 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,2^2}{8} = 5,51 \text{ KN. ml}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4,20}{2} = 5,25 \text{ KN}$$

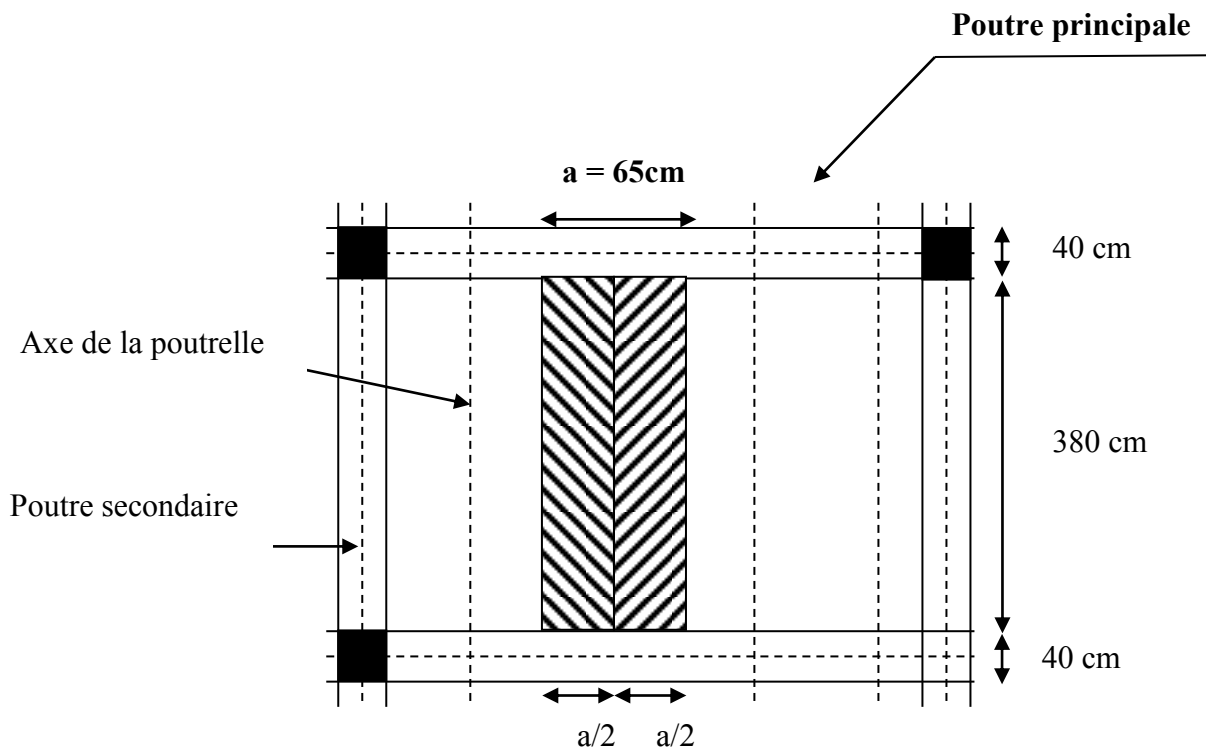


Fig III-2-2): schéma statique de la poutrelle

A) Ferrailage de la poutrelle :

Soit l'enrobage $c = 2$ cm

Hauteur utile : $d = 2$ cm.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2$$

$$\mu_u = \frac{5.51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \longrightarrow \mu_u = 8.08 \gg \mu_1 = 0.392 \implies SDA$$

La section est doublement armée (S.D.A)

NB:

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190cm).

III-2-2.2) Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une section en T qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids du plancher : $G = 5,42 \times 0,65 = 3,523 \text{ KN/ml}$
(G Charge permanente de l'étage courant)
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$
(Q charge d'exploitation de Plancher à usage d'habitation)

a) Combinaison de charges :

a L'E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,523 + 1,5 \times 0,98 = 6,22 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,22 \text{ KN/ml}$$

A L'E.L.S:

$$q_s = G + Q = 3,523 + 0,98 = 4,50 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,50 \text{ KN/ml}$$

b) Choix de la méthode de calcul :

Choix de la méthode :

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

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

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

b-1) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

[BAEL 91 modifié 99/Art B.6.2,210/] :

• **Hypothèses :**

-La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

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

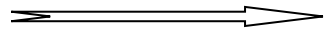
$$2.G = 2 \times 3,523 = 7,04 \text{ KN/ml}$$

$Q \leq \max \{ 7.04 ; 5\text{KN/ml} \}$ **La condition est vérifiée.**

- La fissuration est non préjudiciable. **La condition est vérifiée**
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie..... **La condition est vérifiée.**
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,70}{3,50} = \mathbf{1,05} ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,50}{3,80} = \mathbf{0,92} ; \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,80}{4,20} = \mathbf{0,90} ; \frac{L_4}{L_5} = \mathbf{1,10}$$



Condition non vérifiée

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable

C) Principe de la méthode :

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

D) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

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

$$M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

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

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

E) Application de la méthode :

$$\text{Calcul du rapport de charge } \alpha : \quad \alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad : \quad \alpha = \frac{2,5}{2,5+5,42} = \mathbf{0,31}$$

Cas N°1 :

$$q_u = 6,22 \text{ KN/ml}$$

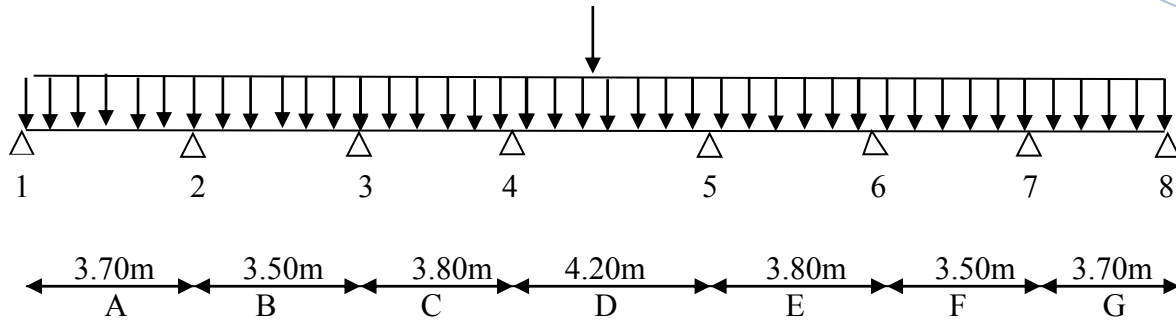


Fig III.2.3 : schémas statique de la travée

1. Calcul du moment isostatique :

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,22 \text{ KN}$$

$$M_{0A} = M_{0G} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,22 \frac{3,70^2}{8} = 10,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = M_{0F} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,22 \frac{3,50^2}{8} = 9,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = M_{0E} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,22 \frac{3,80^2}{8} = 11,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0D} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,22 \frac{4,20^2}{8} = 13,72 \text{ KN.m}$$

2) Moments aux appuis :

$$M_1 = M_8 = 0,3 M_{0A} \implies M_1 = M_8 = 0,3(10,64) = 3,192 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 \max (M_{0A}, M_{0B}) \implies M_2 = M_7 = 0,5(10,64) = 5,32 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 \max (M_{0B}, M_{0C}) \implies M_3 = M_6 = 0,4(11,22) = 4,48 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4 \max (M_{0C}, M_{0D}) \implies M_4 = M_5 = 0,4(13,71) = 5,48 \text{ KN.m}$$

3) Moments en travée :

a) calcul des coefficients :

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,31) = 1,093 > 1,05$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} \{1+0,3(0,31)\} / 2 = 0,5465$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \{1,2+0,3(0,31)\} / 2 = 0,6465$$

$$M_{tA} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,6465 M_0 \right\} \implies M_{tA} = M_{tG} = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{tB} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,5465 M_0 \right\} \implies M_{tB} = M_{tF} = 5,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{tC} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,5465 M_0 \right\} \implies M_{tC} = M_{tE} = 7,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{tD} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,5465 M_0 \right\} \Rightarrow M_{TD} = 9.51 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T(i) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad ; \quad T(i+1) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Tableaux III.2.1 : efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 1

Travée	L(m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
A	3.70	6.22	-3.192	-5.32	10.93	-12.08
B	3.50		-5.32	-4.48	11.125	-10.645
C	3.80		-4.48	-5.48	11.55	12.08
D	4.20		-5.48	-5.48	13.062	-13.062
E	3.80		-5.48	-4.48	12.08	-11.55
F	3.50		-4.48	-5.32	10.645	-11.125
G	3.70		-5.32	-3.192	12.08	-10.93

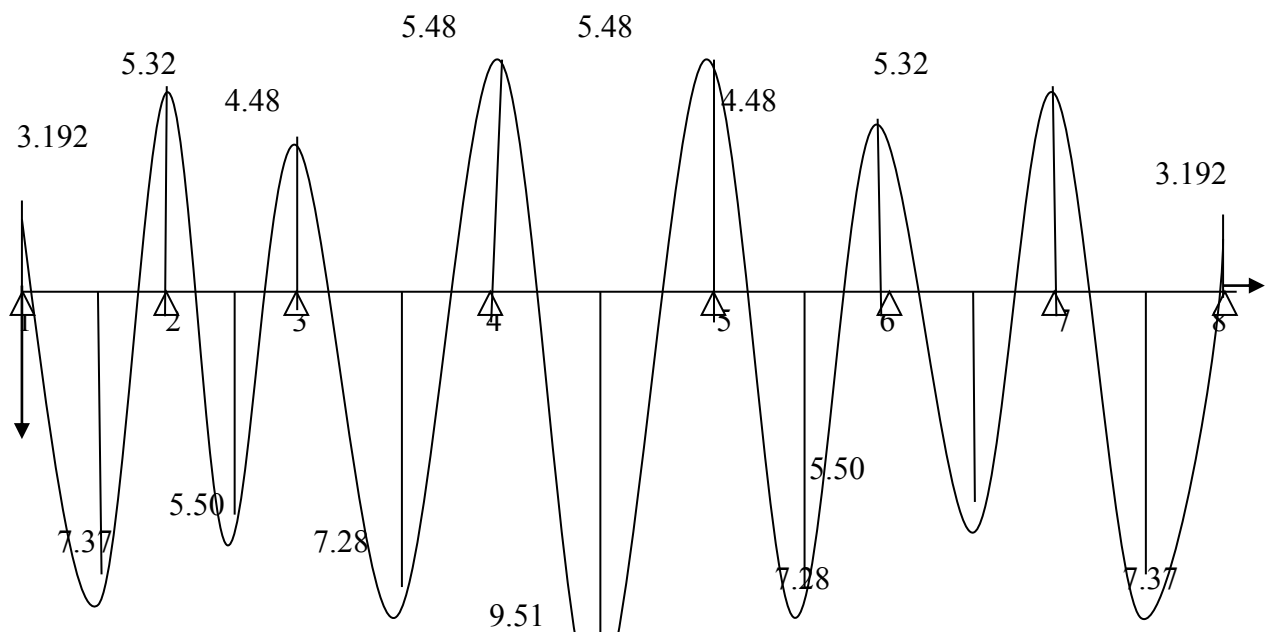


Fig III.2.4. diagramme des moments fléchissant de la travée N° 1

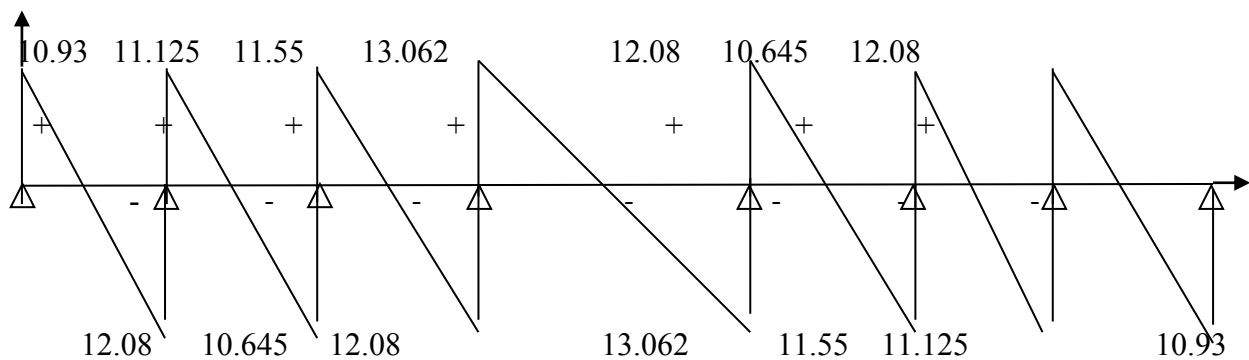


Fig III.2.5 : diagramme des efforts tranchants de la travée N 1

Cas N°2 :

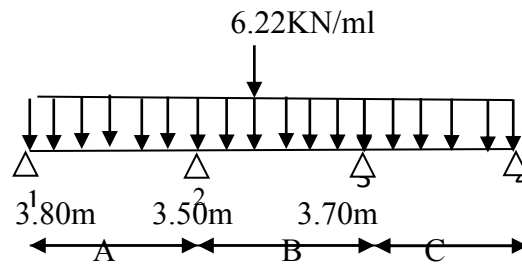


Fig III.2.6 : schémas statique de la travée N°2

1) Calcul des moments isostatiques :

$$M_{OA} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,22 \frac{3,80^2}{8} = 11,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{OB} = M_{OG} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,22 \frac{3,50^2}{8} = 9,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{OC} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,22 \frac{3,70^2}{8} = 10,64 \text{ KN.m}$$

2) Moment aux appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{OA} = 0,3 \times 11,22 = 3,36 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \max(0,5 M_{OA}; 0,5 M_{OB}) = \max(0,5 \times 11,22, 0,5 \times 9,52) = 5,61 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = \max(0,5 M_{OB}; 0,5 M_{OC}) = \max(0,5 \times 9,52, 0,5 \times 10,64) = 5,32 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,3 M_{OC} = 0,3 \times 10,64 = 3,192 \text{ KN.m}$$

3) Moments en travée :

$$M_{TA} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2}; 0,6465 M_0 \} \Rightarrow M_{TA} = 7,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{TB} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2}; 0,5465 M_0 \} \Rightarrow M_{TB} = 5,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{TC} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2}; 0,6465 M_0 \} \Rightarrow M_{TC} = 7,37 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T(i) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \qquad T(i+1) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Tableaux III.2.2 : efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 2

Travée	L(m)	q_u (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
A	3.80	6.22	-3.36	-5.61	12.44	-12.41
B	3.50		-5.61	-5.32	10.96	-10.80
C	3.70		-5.32	-3.192	12.08	-10.93

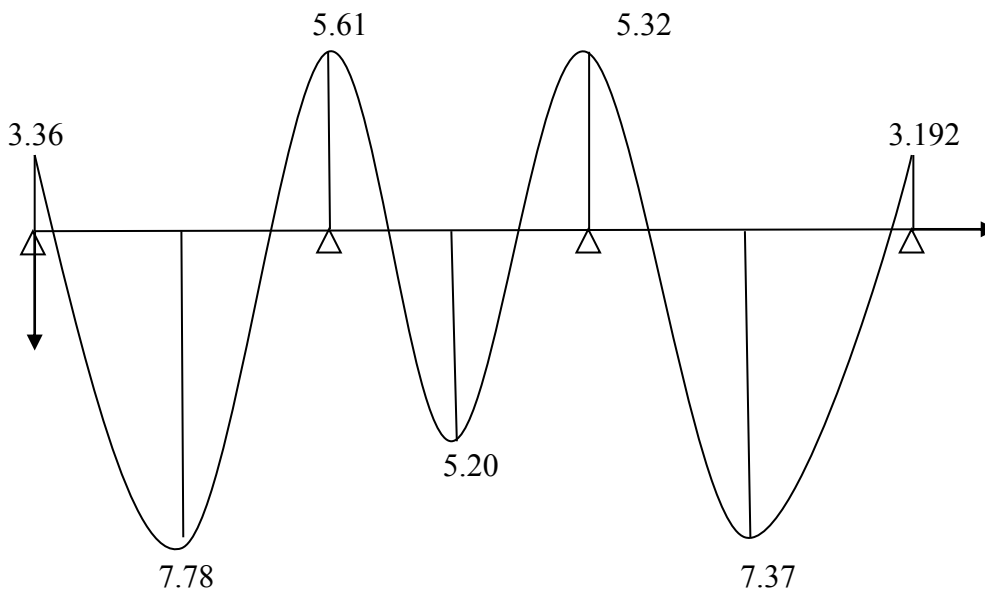


Figure III .2. 7 :diagramme des moments fléchissant de la travée N° 2

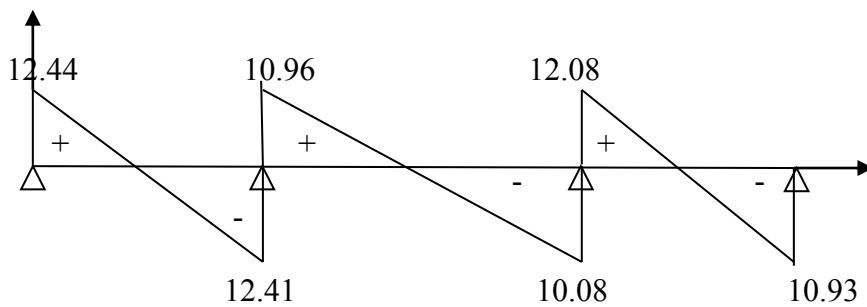


Figure III .2. 8 :diagramme des efforts tranchants de la travée N° 2

III-2-3) Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles seront ferrillées à l'état limite ultime et vérifiées à l'état limite de service.

a) Armatures longitudinales :❖ En travée :

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, on considérant le moment maximum : $M_t^{\max} = 9.51 \text{ KNm}$.

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

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

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

$$b = 65 \text{ cm}$$

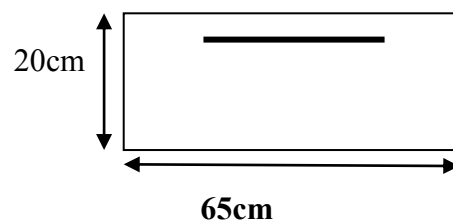
➤ -Le moment équilibré par la table de compression M :

$$M = f_{cb} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 65 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN. M}$$

$$M = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$D'où M_t^{\max} = 9.51 \text{ KNm} < M = 59.07 \text{ kn.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression → le calcul se fera pour une section rectangulaire b x h



$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2} = \frac{9.51 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.031 < \mu = 0.392 \quad \text{→ (SSA).}$$

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\mu = 0.031 \quad \text{→} \quad \beta = 0.9845$$

$$A_s = \frac{9.51 \times 10^3}{0.9845 \times 18 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit une section 3HA 10 ($A_t = 2,35 \text{ cm}^2$)

❖ En appuis :

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérée pour le calcul est une section rectangulaire du hauteur utile $d=18 \text{ cm}$ et de largeur $b_0=12 \text{ cm}$

$$M_a^{\max} = 5.61 \text{ KN.m}$$

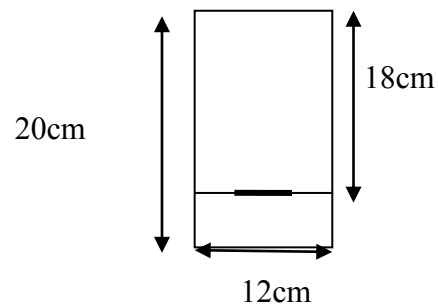
$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.61 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,101 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,101 \longrightarrow \beta = 0,9465$$

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.61 \times 10^3}{0.9465 \times 18 \times 348}$$

$$A_a = 0.946 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 2 \text{ HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$



b) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

Φ_l : Diamètre max des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 10\right) = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 0.571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

c) L'espacement des cadres : (BAEL91 /Art.A.5.1.22)

$$St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

III-2-4 Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement : (BAEL 91/Art. A.5.1.1)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$$

_____ **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{13.062 \times 10^3}{120 \times 180} = \mathbf{0.60 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left(\frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_a = 1,54 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

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

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$
 La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

avec :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{13.062 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3.14} = \mathbf{0.85 \text{ MPa}}$$

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \quad \text{avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/Art. A5.1.313)

On doit vérifier que : $V_u^{max} \leq \frac{0.4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

avec : $a = 0,9d$

$$V_u^{max} \leq \frac{0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5}{1,5} = \mathbf{129,6 \text{ kN}}$$

➤ **Appuis de rive :**

$$V_u^{max} = 12.44 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$V_u^{\max} = 13.062 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \text{—————} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

➤ On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

➤ Appuis de rive

$$A_a = 1 > \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12.44 - \frac{5.61}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_a = 1 > -0.63 \quad \text{—————} \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Appuis intermédiaires

$$A_a = 1 > \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(13.062 - \frac{9.51}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_a = 1 > -1.71 \quad \text{—————} \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

La longueur du scellement est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot F_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{et } \psi_s : \text{coefficient de scellement.}$$

$$\psi_s = 1.5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence.}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{35,3 \text{ cm}}$$

$$\text{Donc } l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

III-2-5) calcul des moments fléchissant :

- Calcul des moments isostatiques

$$q_s = G+Q = 3.575 + 0.975$$

$$q_s = 4.55 \text{ KN/m}$$

1. Calcul du moment isostatique :

➤ Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4.5 \text{ KN}$$

$$M_{0A} = M_{0G} = q_s \frac{l^2}{8} = 4.5 \frac{3.70^2}{8} = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = M_{0F} = q_s \frac{l^2}{8} = 4.5 \frac{3.50^2}{8} = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = M_{0E} = q_s \frac{l^2}{8} = 4.5 \frac{3.80^2}{8} = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0D} = q_u \frac{l^2}{8} = 4.5 \frac{4.20^2}{8} = 9.92 \text{ KN.m}$$

2) Moments aux appuis :

$$M_1 = M_8 = 0,3 M_{0A} \Rightarrow M_1 = M_8 = 0,3(7.70) = 2.31 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 \max (M_{0A}, M_{0B}) \Rightarrow M_2 = M_7 = 0,5(6.89) = 3.44 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 \max (M_{0B}, M_{0C}) \Rightarrow M_3 = M_6 = 0,4(8.12) = 3.25 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4 \max (M_{0C}, M_{0D}) \Rightarrow M_4 = M_5 = 0,4(9.92) = 3.97 \text{ KN.m}$$

3) Moments en travée :

a) calcul des coefficients :

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,31) = 1,093 > 1,05$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \{1+0,3(0,31)\}/2 = 0,5465$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \{1,2+0,3(0,31)\}/2 = 0,6465$$

$$M_{tA} = \max \left\{ (1+0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,6465 M_0 \right\} \Rightarrow M_{tA} = M_{tG} = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tB} = \max \left\{ (1+0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,5465 M_0 \right\} \Rightarrow M_{tB} = M_{tF} = 4.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{tC} = \max \left\{ (1+0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,5465 M_0 \right\} \Rightarrow M_{tC} = M_{tE} = 5.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{tD} = \max \left\{ (1+0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,5465 M_0 \right\} \Rightarrow M_{tD} = 6.87 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T(i) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

$$T(i+1) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
A	3.70	4.50	-2.31	-3.44	8.01	-8.63
B	3.50		-3.44	-3.25	7.93	-7.82
C	3.80		-3.25	-3.97	8.36	-8.74
D	4.20		-3.97	-3.97	9.45	-9.45
E	3.80		-3.97	-3.25	8.74	-8.36
F	3.50		-3.25	-3.44	7.82	-7.93
G	3.70		-3.44	-2.31	8.63	-8.01

Tableaux III.2.3. efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 1

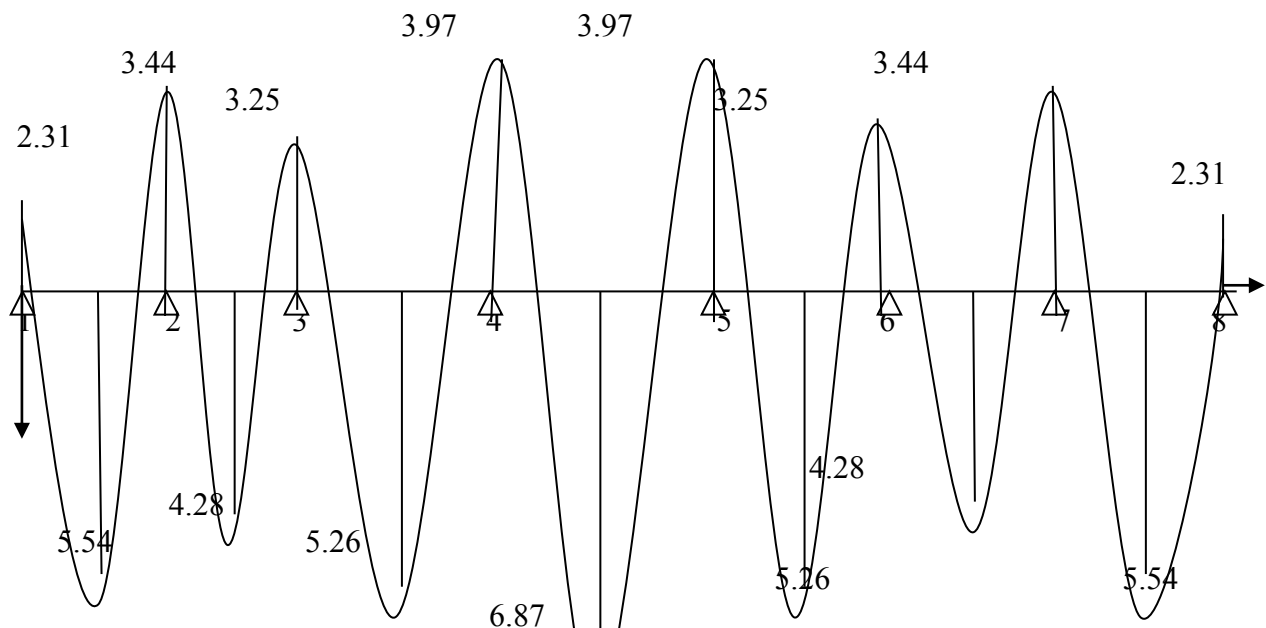
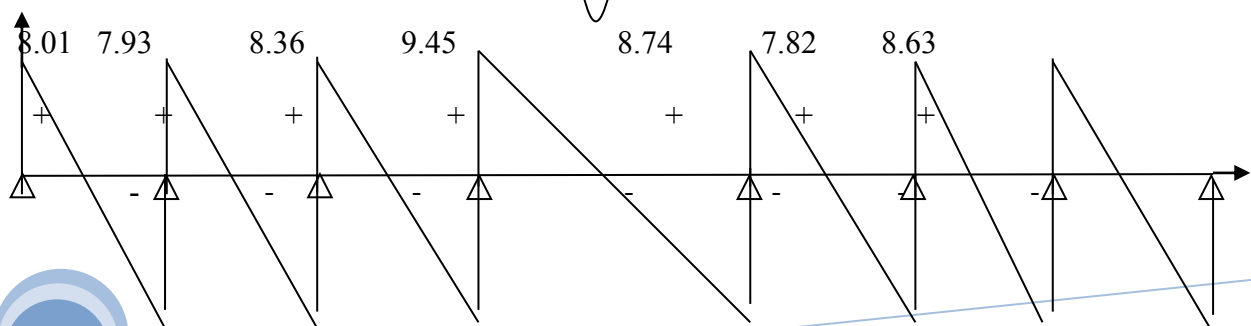


Fig III.2.9 : diagramme des moments fléchissant de la travée N° 1



8.63

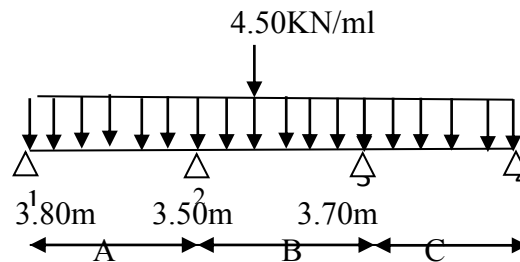
7.82

8.74

9.45

8.36 7.93

8.01

Fig III.2 .10 : diagramme des efforts tranchants**Cas N°2 :****Fig III.2 .11** : schémas statique de la travée N°2**1) Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{OA} = q_u \frac{l^2}{8} = 4.50 \frac{3.80^2}{8} = \mathbf{8.12 \text{ KN.m}}$$

$$M_{OB} = M_{OG} = q_u \frac{l^2}{8} = 4.50 \frac{3.50^2}{8} = \mathbf{6.89 \text{ KN.m}}$$

$$M_{OC} = q_u \frac{l^2}{8} = 4.50 \frac{3.70^2}{8} = \mathbf{7.70 \text{ KN.m}}$$

2) Moment aux appuis :

$$M_1 = 0.3 M_{OA} = 0.3 \times 8.12 = \mathbf{2.44 \text{ KN.m}}$$

$$M_2 = \max(0.5 M_{OA}; 0.5 M_{OB}) = \max(0.5 \times 8.12, 0.5 \times 6.89) = \mathbf{4.06 \text{ KN.m}}$$

$$M_3 = \max(0.5 M_{OB}; 0.5 M_{OC}) = \max(0.5 \times 6.89, 0.5 \times 7.70) = \mathbf{3.85 \text{ KN.m}}$$

$$M_4 = 0.3 M_{OC} = 0.3 \times 10.64 = \mathbf{2.31 \text{ KN.m}}$$

3) Moments en travée :

$$M_{TA} = \max \left\{ (1 + 0.3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2}; 0.6465 M_0 \} \Rightarrow M_{TA} = \mathbf{8.06 \text{ KN.m}}$$

$$M_{TB} = \max \left\{ (1 + 0.3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2}; 0.5465 M_0 \} \Rightarrow M_{TB} = \mathbf{7.63 \text{ KN.m}}$$

$$MTC = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,6465 M_0 \} \Rightarrow M_{TA} = 9,19 \text{ KN.m}$$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T(i) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \qquad T(i+1) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Travée	L(m)	q_u (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
A	3.80	6.22*	-2.44	-4.06	8.12	-8.98
B	3.50		-4.06	-3.85	7.935	-7.81
C	3.70		-3.85	-2.31	8.74	-7.91

Tableaux III.2.4 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 2

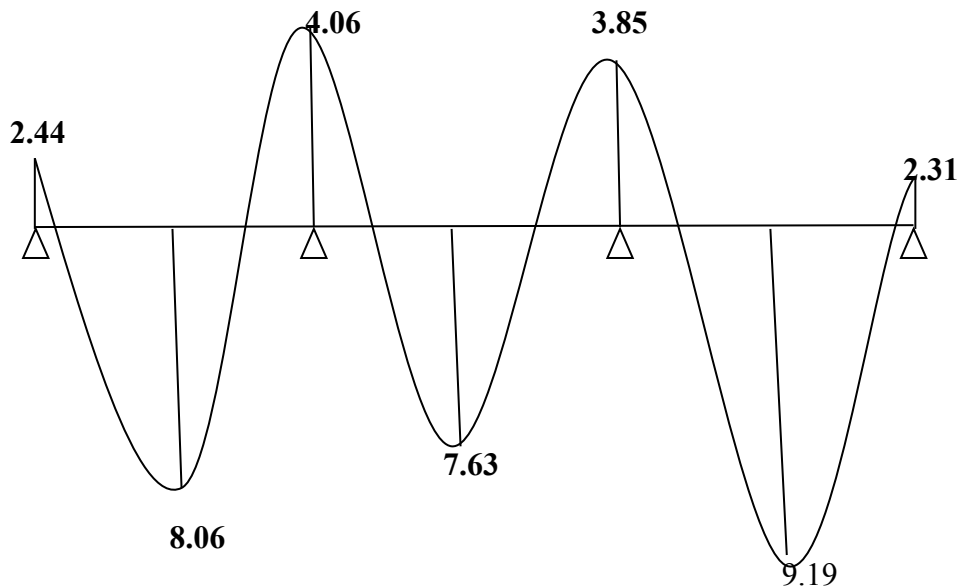
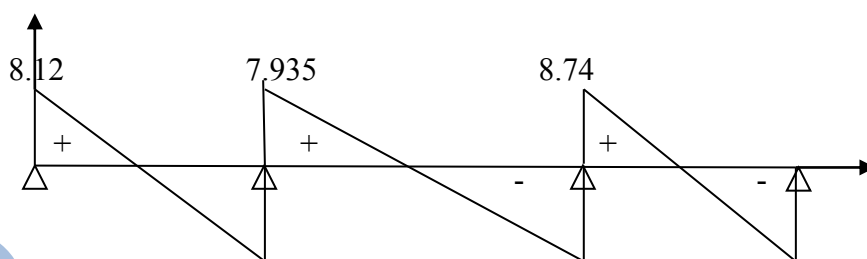


Fig III.2.11 : diagramme des moments fléchissant de la travée N° 2



$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.06 \times 10^3}{0.8765 \times 18 \times 2.35} = 109.50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 109.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{—————} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{109.50}{25.845} = 4.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{—————} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

2) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

III-2-7) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91/Art.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 BAEL91 (**Art.B.5.6.1**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total de la section ;

l : portée libre maximal ;

M_t : maximum de flexion ;

b : largeur de nervure.

$$\begin{cases} \frac{20}{420} = 0.047 > 0.044 & \dots \dots \dots \text{condition vérifié} \\ \frac{20}{450} = 0.045 > \frac{9.19}{15 \times 8.12} = 0.075 \dots \dots & \text{condition non vérifié} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 < \frac{3.6}{400} = \mathbf{0.009} \dots \dots \dots & \text{condition non vérifié} \end{cases}$$

Donc, on doit calculer la flèche :

$$f = \frac{M_t L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = \mathbf{8.4 \text{ mm}}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : module de déformation différée

$$\text{Avec } E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \sqrt{25}$$

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \quad \text{et } \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g

B_0 : Section homogénéisée

S_x : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + b h_0 + n A_t = 12 (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0 h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + 15 A_t d = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) 4 \times \frac{4}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$$

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 [A_s (\frac{h}{2} - c)^2 + A_s' (\frac{h}{2} - c')]]$$

Dans notre cas $A_s' = 0$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 [2.35 (\frac{20}{2} - 2)^2]$$

$$I_0 = 45589.33 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109 \quad \longrightarrow \beta = 0.9815$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0109 (2 + 3 \frac{12}{65})} = 3.77$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.19 \times 10^6}{0.9815 \times 180 \times 235} = 221.35 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 221.35 + 2.1} = 0.31$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 45589.33}{1 + 3.77 \times 0.31} = 23123.65 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{9.19 \times 10^6 \times 4200^2}{10 \times 10818.86 \times 23123.65 \times 10^4} = 6.48 \text{ mm}$$

$$f = 6.48 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3 calcul de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage sera calculée comme étant une poutre à une inertie constante reposant sur deux appuis.

III.3.1 Pré dimensionnement de la poutre :

➤ Hauteur :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L=3,90\text{m porté libre de la poutre .}$$

$$\frac{380}{15} < h < \frac{380}{10} \longrightarrow 26 < h < 39 \quad \text{Soit : } h=30\text{cm}$$

➤ Largeur :

$$0.4h < b < 0.7h \rightarrow 12 < b < 21 \quad \text{Soit : } b=20\text{cm.}$$

Vérification RPA art 7.5 :

$$\left. \begin{array}{l} h=30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b=20\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 < 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre	$0.2 \times 0.3 \times 25 = 1.5 \text{ kN/ml}$
Poids du mur (double cloison).....	$2.36 \times 3.06 - 0.35 = 6.39 \text{ kN/ml}$
Le poids du plancher	$5.42 \times \left(\frac{0.65}{2}\right) = 1.76 \text{ KN/ml}$
\Longrightarrow	$G=9.65\text{KN/ml}$
Charge d'exploitation	$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

ELU : $Qu = 1.35G + 1.5Q$
 $Qu = 1.35 \times 9.65 + 1.5 \times 1.5 = 15.27 \text{ KN/ml}$
ELS: $Qs = G + Q = 11.15 \text{ kN/ml}$
 $Qs = 9.65 + 1.5 = 11.15 \text{ KN/ml}$

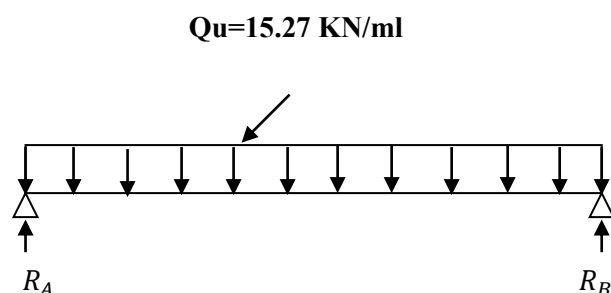


Figure III-3-1 : schéma statique à l'ELU

1) Moment fléchissant :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{15.27 \times 3.80^2}{8} = 27.56 \text{ KN/ml}$$

En tenant compte des semis encastrement :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 27.56 = 23.43 \text{ KN/ml}$$

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 27.56 = 8.27 \text{ KN/ml}$$

2) Effort tranchant :

$$V_u = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{15.27 \times 3.8}{2} = 29.01 \text{ KN}$$

III.3.3 Calcul des armatures :

1) Armatures longitudinales :

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.43 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.105 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.105 \quad \beta_1 = 0.9445$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.43 \times 10^6}{0.9445 \times 280 \times 348} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.54 \quad \text{Soit } A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ En Appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.27 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392$$

$$\mu = 0.037 \quad \beta_1 = 0.9815$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.27 \times 10^6}{0.9815 \times 280 \times 348} = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 0.86 \quad \text{Soit } A_{sa} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Vérification de la section minimale du RPA :

$$A_{min} = 0.5\%b \times h = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{aop} = 3.39 + 2.35 = 5.74 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3 \text{ cm}^2$$

2) Armature transversales :

➤ Diamètre :

$$\varphi \leq \min \left\{ \frac{h}{15}, \varphi_l, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 0.85, 1.21, 2 \} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

On pote comme armature transversales 1 cadre et 1 étier en 8 φ

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des armatures :

Selon le BAEL Art :A7.51.22

$$S_t \leq \left\{ \min 0.9, 40 \right\} \min \left\{ 25.2, 40 \right\} = 25.2 \text{ cm}$$

Selon le RPA :Art A.7.5.2

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ 12 \times \varphi_1, \frac{h}{4}, 30 \right\} = \min \{ 14.4, 7.5, 30 \} \text{ cm}$$

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

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

➤ La quantité d'armatures :

Selon le RPA 99 (ADDENDA), la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} = 0.3\%Sb = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2$$

La section d'armature est suffisante.

III.3.5 Vérification à l'ELU :

1)Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.676 \text{ cm}^2$
 - En travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.0676 \text{ cm}^2$
- } ...Condition vérifiée

2-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : Art A.6.1,3/BAEL91

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$ Coefficient de scellement pour les hautes adhérences .

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

u_i : Périmètre utile de la barre « i »

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 1.2 \times 3.14 = 11.304$$

$$\tau_{se} = \frac{29.01 \times 10^3}{0.9 \times 16 \times 113.04} 1.78 < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times b \times 0.9d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 20 \times 10^{-1} \times 25 \times 0.9 \times 28}{1.5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u = 29.01 \text{ KN} < \bar{T}_u = 336 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(29.01 + \frac{8.27}{0.9 \times 28} \right) = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \left\{ \min \left[0.2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d} = \frac{29.01 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.51 \text{ MPa}$$

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

5) Ancrage des barres aux appuis :

A l'ELS :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_u} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} \longrightarrow L_s = 42.33 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 35 \text{ cm}$.

Les règles du BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors Crochet est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$.

$L_a = 18 \text{ cm}$

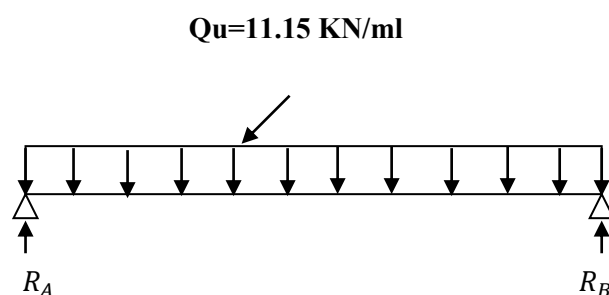
III.3.6 Calcul à l'ELS :

Figure III.38 : schéma statique à l'ELS

1) Moment fléchissant :

$$M_0 = \frac{Q_s \times l^2}{8} = \frac{11.15 \times 3.8^2}{8} = 20.125 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semis encastrement :

$$M_t = 0.85 M_0 = 17.10 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0.3 M_0 = 6.04 \text{ kN.m}$$

2) Effort tranchant :

$$V_u = \frac{Q_s \times l}{2} = \frac{11.15 \times 3.8}{2} = 21.185 \text{ KN}$$

III.3.6) Vérification à l'ELS :**1.) Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91) :

La fissuration étant peu nuisible, on vérifie la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

➤ Aux appuis :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{20 \times 28} = 0.42$$

$$\rho = 0.424 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.901, k_1 = 35.5 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{6.04 \times 10^6}{0.901 \times 2.35 \times 280} = 101.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{101.88}{35.5} = 2.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{20 \times 28} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605$$

$$\rho = 0.605 \rightarrow \beta_1 = 0.885 ; k_1 = 28.48$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{17.10 \times 10^6}{0.901 \times 3.39 \times 280} = 199.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{199.95}{28.48} = 7.02 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.) État limite d'ouvertures des fissurations :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

3) État limite de déformation :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec :} \quad h : \text{ hauteur de la section est égale à } 30 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \quad L : \text{ portée libre est égale à } 442 \text{ cm.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad A : \text{ section des armatures tendues.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{380} = 0.0789 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{380} = 0.0789 \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} = 0.71$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

III.2) Les balcons :

Les balcons sont des consoles encastées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, entourés d'un garde corps de hauteur $h=1\text{m}$, en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

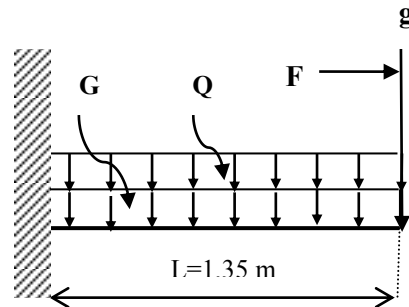


Figure III-2-1: Schéma statique du balcon.

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse.

F : charge horizontale concentrée due à la main courante.

III.2-1) Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de résistance à la flexion :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\text{cm}.$$

On optera pour une épaisseur $e_p = 15\text{cm}$.

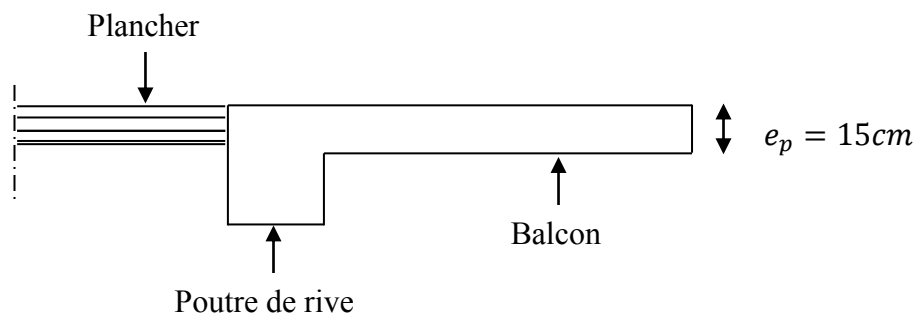


Figure III.2-2: Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre.

a) Détermination des charges et surcharges :**a.1) Charges permanentes :****- Poids propre de la dalle :**

$G = 5,42 \text{ KN/m}^2$. (Déjà calculé dans le 2ème chapitre).

- Poids par mètre linéaire : $G = 5,42 * 1\text{m} = 5,42 \text{ KN/ml}$.

- Poids du garde corps :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Murs en briques creuses	9	0,10	0,90
Enduit en mortier de ciment	22	0,02*2	0,88
			g=1,78

Tableau III.2-1 : Chargement du garde corps.

- Poids par mètre linéaire : $g = 1,78 * 1\text{m} = 1,78 \text{ KN/ml}$.

a.2) Surcharges d'exploitations :

Elle est donnée par le DTR BC.22 :

- La dalle : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.
- Main courante (charge horizontale) : $F = 1 \text{ KN/m}^2$.

Remarque :

Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

b) Calcul à l'ELU :**b.1) Combinaisons de charges :**

$$\text{L'ELU : } \begin{cases} \text{Dalle : } q_u = (1,35G + 1,5Q) * 1\text{m} = (1,35 * 5,42 + 1,5 * 3,5) * 1 = 12,567 \text{ KN/ml.} \\ \text{- Garde corps: } g_u = 1,35g * 1\text{m} = 1,35 * 1,78 * 1 = 2,403 \text{ KN/ml.} \\ \text{- Main courante: } F_u = 1,5F * 1\text{m} = 1,5 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\text{L'ELS : } \begin{cases} \text{- Dalle: } q_s = (G + Q) * 1\text{m} = (5,42 + 3,5) * 1 = 8,92 \text{ KN/ml.} \\ \text{- Garde corps: } g_s = g * 1\text{m} = 1,78 * 1 = 1,78 \text{ KN/ml.} \\ \text{- Main courante: } F_s = F * 1\text{m} = 1 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

b.2) Calcul des moments fléchissant :

➤ Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qu} = -\frac{q_u \cdot L^2}{8} = -\frac{12,567 * 1,35^2}{8} = -2,86 \text{KN.m.}$$

➤ Moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{gu} = -g_u \cdot L = -2,403 * 1,35 = -3,24 \text{KN.m.}$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} \quad \Longrightarrow \quad M_u = -6.10 \text{KN.m.}$$

b.3) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = -(q_u \cdot L + g_u) = -(12,567 * 1,35 + 2,403) = -19.37 \text{KN.}$$

Remarque : le signe(-) indique la fibre supérieure qui est tendue.

c) Ferrailage à l'ELU :

$$b = 1\text{m} ; c = 3\text{cm} ; d = e_p - c = 15 - 3 = 12\text{cm} ; \sigma_s = 348 \text{MPa} ; f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$$

➤ **Armatures principales :(longitudinales) :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.10}{1 * 0,12^2 * 14,2 * 10^3} = 0,0298 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,0298 \quad \Longrightarrow \quad \beta_u = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.10 * 10^2}{0,986 * 12 * 348 * 10^{-1}} = 1,48 \text{cm}^2.$$

On prend : $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{cm}^2$ avec $St = 25\text{cm}$.

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

➤ **Armatures de répartitions :(transversales) :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{cm}^2.$$

On prend : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$ avec $St = 25\text{cm}$.

d) Vérifications à l'ELU :

➤ **Conditions de non fragilité :** (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99) :

On doit vérifier que : $A_s \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

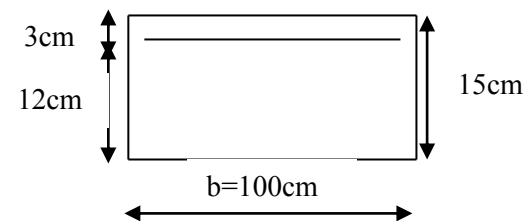


Figure III.2-3 : La section de calcul

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

$$A_s = 3,14cm^2 > A_{min} = 1,45cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :** (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 4MPa\right)$$

Avec :

$$V_{max} = 19,37KN \quad ; \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19,37 * 10^3}{1000 * 120} \quad \Longrightarrow \quad \tau_u = 0,16MPa.$$

$$\tau_u = 0,16MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :** (Art. A.6.13/BAEL91) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9.d.\Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$$\Psi_s = 1,5 : \text{ Pour les aciers de haute adhérence.}$$

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 * 2,1 \quad \Longrightarrow \quad \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa.$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 * 3,14 * 1 = 12,56cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{19,37 * 10^3}{0,9 * 120 * 125,6} \quad \Longrightarrow \quad \tau_{se} = 1,42MPa.$$

$$\tau_{se} = 1,42MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (Art A.5.1,313/BAEL91).

$$\text{On doit vérifier que : } V_{max} < 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = 0,9d = 0,9 * 120 = 108mm$$

$$0,4.b.a.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 * 1000 * 108 * 10^{-3} * \frac{25}{1,5} = 720KN$$

$$V_{max} = 19,37KN < 720KN \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des espacements :**

- Armatures principales :

$$St \leq \min\{3h; 33cm\} = \min\{45cm; 33cm\} = 33cm$$

$$St = 25cm < 33cm. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$St \leq \min\{2h; 25cm\} = \min\{30cm; 25cm\} = 25cm.$$

$$St = 25cm = 25cm. \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures sont convenablement réparties.

➤ **Longueur de scellement :** (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99).

On doit vérifier que : $L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835MPa$$

Pour : $\varphi = 1cm$:

$$L_s = \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 35,27cm \quad \Longrightarrow \quad L_s = 40cm$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de 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 « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 * 40 \quad \Longrightarrow \quad L_c = 16cm$$

e) Calcul à l'ELS :

e.1) Calcul des moments fléchissant :

➤ Moment provoqué par la charge q_s :

$$M_{q_s} = -\frac{q_s \cdot L^2}{8} = -\frac{8,92 * 1,35^2}{8} = -2,03 \text{KN.m.}$$

➤ Moment provoqué par la charge g_s :

$$M_{g_s} = -g_s \cdot L = -1,78 * 1,35 = -2,403 \text{KN.m.}$$

Le moment total est :

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} \quad \Longrightarrow \quad M_s = -4,433 \text{KN.m.}$$

e.2) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_s = -(q_s \cdot L + g_s) = -(8,92 * 1,35 + 1,78) = -13,822 \text{KN.}$$

Remarque : le signe(-) indique la fibre supérieure qui est tendue.

f) Vérifications à l'ELS :

➤ **Etat limite de la compression du béton et dans l'acier :**

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 * 3,14}{100 * 12} \quad \Longrightarrow \quad \rho_1 = 0,261 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,9189$$

$$K_1 = 46,64$$

$$\sigma_s = \frac{4,433 * 10^6}{0,9189 * 120 * 314} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = 128,03 \text{MP}_a$$

$$\bar{\sigma} = \frac{400}{1,15} \quad \Longrightarrow \quad \bar{\sigma} = 348 \text{MP}_a$$

$$\sigma_s = 128,03 \text{MP}_a < \bar{\sigma} = 348 \text{MP}_a \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :** (La fissuration peu nuisible)

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{128,03}{46,64} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 2,74 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,74 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Etat limite de déformation : (BAEL91 modifiée 99. Art. B.6.5.2) :**

Avant le calcul de la flèche, on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{e_p}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{e_p}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

e_p : La hauteur totale de la section ($e_p = 15cm$).

L : La portée libre entre nus de la plus grande travée dans le sens considéré ($L = 1,30m$).

M_0 : Valeur maximal du moment isostatique dans la travée ($M_0 = 4.194KN.m$).

M_s : Moment fléchissant maximal en travée ($M_s = 4,433KN.m$).

b : La largeur ($b = 100cm$).

A_s : La section d'armatures tendues ($A_s = 3,14cm^2$).

$$1) \frac{e_p}{L} = \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{e_p}{L} = 0,115 > \frac{M_s}{10M_0} = \frac{4,433}{10*4,194} = 0,106 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,14}{100*12} = 0,0026 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

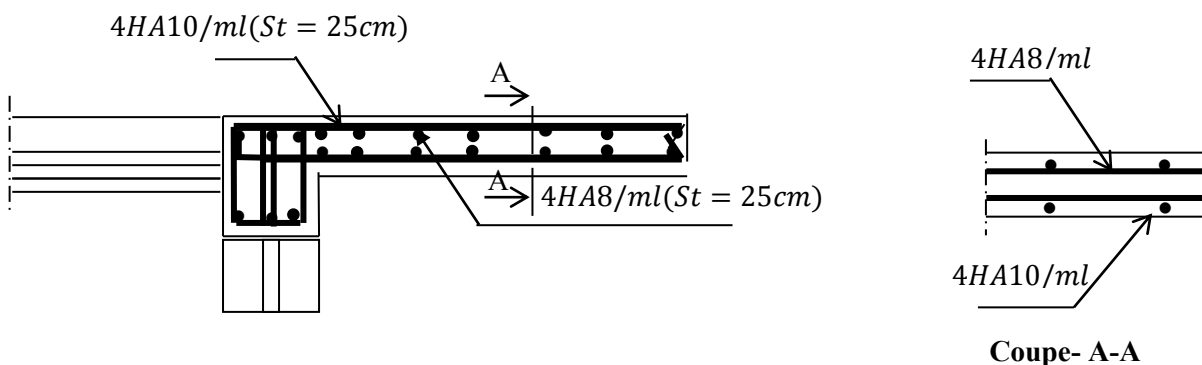


Figure III.2-4 : Plan de ferrailage du balcon.

III-5. Salle machine :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant les différents niveaux. Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long du guide verticale. L'ascenseur est composé de Trois parties essentielles :

Treuil de levage et sa polie.

La cabine.

Le contre poids.

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé de vitesse d'entraînement de $V=1\text{m/s}$, dont la surface de la cabine est de 2.97 m^2 (1.80×1.65) m^2 appuyée sur les 4 cotés, peut charger **8 personnes** de **6.3 KN**.

En plus de son poids, la dalle est soumise à un chargement localisée au centre du panneau estimer à 9 tonne (**90KN**), répartie sur surface de (**0.8×0.8**) m^2 transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent les coefficients permettant de calculer les moments.

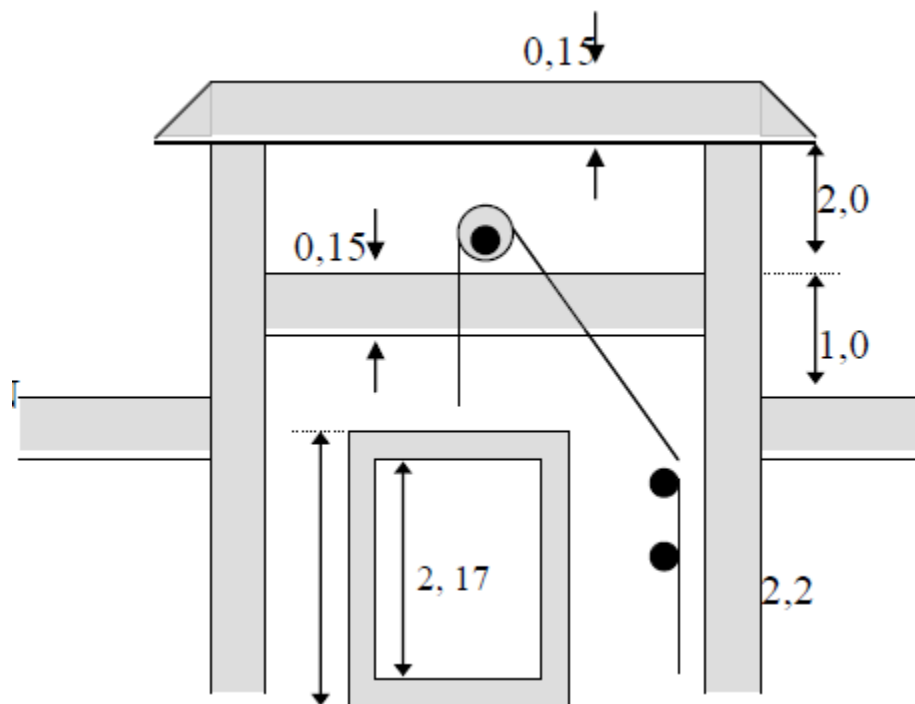


Figure III.5.1: Schéma de l'ascenseur

III-5-1. Calcul de la dalle pleine :

$L_x=1.65\text{ m}$

$L_y=1.80\text{ m}$

a. Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{L_x}{30}$

$$h_t \geq \frac{190}{30} = 6.33 \text{ cm}$$

Le RPA exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$, on adopte une hauteur : **$h_t=15 \text{ cm}$** .

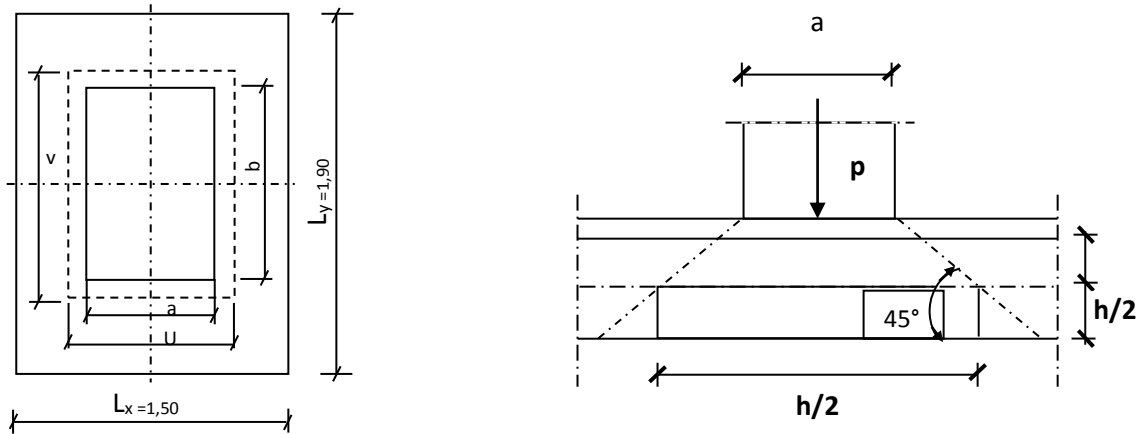


Figure III.5.2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

On a :

$$\begin{aligned}
 U &= U_0 + 2\xi e + h_t \longrightarrow & U &= 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\
 V &= V_0 + 2\xi e + h_t \longrightarrow & V &= 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

Avec:

$\xi=1$ car le revêtement est en béton.

$e=5 \text{ cm}$ l'épaisseur du revêtement.

U_0, V_0 : coté du rectangle sur lequel agit la charge P .

Calcul du ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{190} = 0.8$$

$0.4 \leq 0.8 \leq 1 \implies$ le panneau travaille dans les deux sens

III.5.2 Calcul des moments au centre du panneau :

Les moments au milieu du panneau pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite et la grande portée sont respectivement :

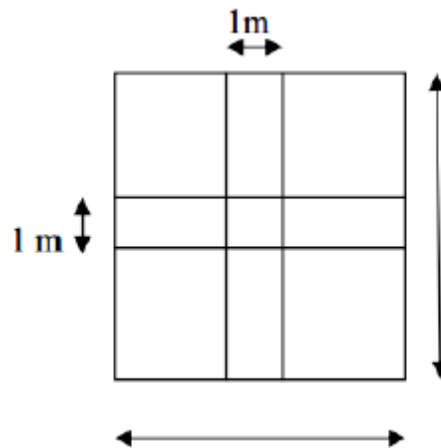
$$\begin{cases} M_x = P (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P (\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

M_x, M_y : Moments au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, due à la charge P.

M_1, M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}, \frac{L_x}{L_y}$ dans les tables de PIGEAUD

v: coefficient de poisson : $\begin{cases} v=0 \text{ à L'ELU.} \\ v=0.2 \text{ à L'ELS.} \end{cases}$

III.5.3 : Calcul des sollicitations :



➤ **A L'ELU :**

$P_u = 1.35P = 1.35 \times 90 = 121.50 \text{ KN}$ (charge concentrée du système de levage).
 $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (25 \times ht + 22 \times e) + 1.5 \times 1$
 $= 1.35 (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 = 8.04 \text{ KN/ml}$ (charge uniformément répartie)

➤ **à L'ELS:**

$P_s = P = 90 \text{ KN}$.
 $q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$

III.5.4 : Les moments M_{1x} et M_{1y} dues au système de levage :

$M_{1x} = P_u (M_1 + vM_2)$ et $M_{1y} = P_u (vM_1 + M_2)$

$P = 0.920$ et $v = 0$ à L'ELU

$$\begin{matrix} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0.7 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{190} = 0.55 \end{matrix} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,084 \\ M_2 = 0,0615 \end{cases}$$

$M_{1x} = P_u M_1 = 121.50 \times 0.084 = 10.206 \text{ KN.m}$.

$M_{1y} = P_u M_2 = 121.50 \times 0.0615 = 7.472 \text{ KN.m}$.

III.5.5 : Les moments dues au poids propre de la dalle M_{2x} et M_{2y} :

Le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur, et ils sont donnés par la formule suivante :

$$\begin{cases} M2x = \mu_x \times qu \times Lx^2 \\ M2y = \mu_y \times M2x \end{cases}$$

$$\rho = 0.8 \quad \Longrightarrow \quad \mu_x = 0,0565 \quad ; \quad \mu_y = 0,577$$

$$M2x = 0.0565 \times 8.048 \times 1.5^2 = \mathbf{1.023 \text{ KN.m.}}$$

$$M2y = 0.577 \times 1.023 = \mathbf{0.59 \text{ KN.m.}}$$

➤ **Les moments globaux :**

$$Mx = M1x + M2x = 10.206 + 1.023 = \mathbf{11.049 \text{ KN.m.}}$$

$$My = M1y + M2y = 7.472 + 0.59 = \mathbf{7.151 \text{ KN.m.}}$$

Pour tenir compte de l'encastrement sur les appuis, on considère le panneau comme un panneau appuyé sur 4 cotés dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moment en travée : $0.75 Mx$, $0.75 My$.
- Moment sur appuis : $0.5 Mx$

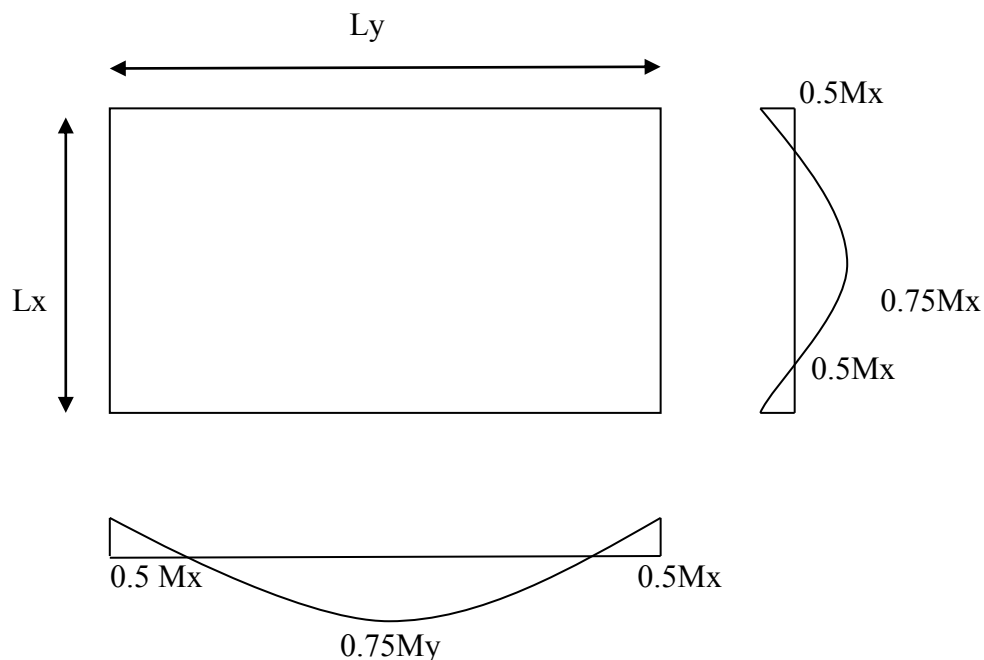


Figure III.5.3 : Correction des moments.

➤ **Sens x-x :**

- En travées : $M_{tx} = 0.75 \times 11.049 = 8.29 \text{ KN.m.}$
- Aux appuis : $M_{ax} = -0.5 \times 11.049 = -5.52 \text{ KN.m.}$

➤ **Sens y-y :**

- En travées : $M_{ty} = 0.75 \times 7.151 = 5.36 \text{ KN.m.}$
- Aux appuis : $M_{ay} = -0.5 \times 11.049 = -5.52 \text{ KN.m}$

III-5-6. Ferrailage :

Exemple de calcul :

➤ **Sens x-x :**

❖ **En travée :**

$b = 100 \text{ cm}$; $d_x = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$

$$\mu_b = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.29 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.034 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.983$$

Donc : $A_x = \frac{M_t^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.29 \times 10^6}{0.983 \times 130 \times 348} = 1.86 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm², avec un espacement $St = 25 \text{ cm.}$

Zone	Sens	M_u (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	Ferrailage (cm)	St (cm ²)
Sur Appuis	x-x	5.52	0.023	0.9885	1.23	2.01	4HA8	25
	y-y	5.52	0.023	0.9885	1.23	2.01	4HA8	25
En travées	x-x	8.29	0.034	0.983	1.86	3.14	4HA10	25
	y-y	5.35	0.22	0.989	1.19	3.14	4HA10	25

Tableau III-5.1: Ferrailage de la dalle de la cage d'ascenseur

III.5.7 : Calcul de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P.

- Au milieu de Lx : $T_u = \frac{P_u}{2U+V} 1ml = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$
- Au milieu de Ly : $T_u = \frac{P_u}{3U} 1ml = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$

III-5-8. Vérifications à L'ELU :

a. Condition de non fragilité :

❖ Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \frac{w_0 \cdot (3 - \rho_x)}{2} \implies A_x \geq \frac{w_0 \cdot (3 - \rho_x)}{2} b.h$$

Avec:

Ax: la section minimale d'armatures.

b.h : section total du béton.

w0 : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0.8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x \geq \frac{0.0008 \times (3 - 0.8) \times 100 \times 15}{2} = 1.32 \text{ cm}^2$$

- En travée : A adoptée = 3.14 cm² · Ax=1.25 cm²
 - Aux appuis : A adoptée = 2.01 cm² · Ax=1.25 cm²
- } Condition vérifiée

❖ Sens y-y :

$$w_y = \frac{A_y}{b.h} \geq w_0 \implies A_y \geq b.h \times w_0$$

$$A_y \cdot 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

- En travée : A adoptée = 3.14 cm² · Ay=1.2 cm²
 - Aux appuis : A adoptée = 2.01 cm² · Ay=1.2 cm²
- } Condition vérifiée

b. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 150} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

c. Vérification de l'espacement :

La direction la plus sollicitée : $St \leq (\min 2ht; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

La direction la moins sollicitée : $St \leq (\min 3ht; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$St=25\text{cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

III-5-9. Calcul à L'ELS :

a. Les moments M_{px} et M_{py} dues au système de levage :

$$M_{px} = PS (M_1 + \nu M_2) \quad \text{et} \quad M_{py} = PS (\nu M_1 + M_2)$$

$$\rho = 0.8 \quad \text{et} \quad \nu = 0.2 \text{ à L'ELS}$$

$$\begin{cases} M_1 = 0.084 \\ M_2 = 0.0615 \end{cases}$$

$$M_{px} = 90 \times (0.084 + 0.2 \times 0.0615) = 8.667 \text{ KN.m.}$$

$$M_{py} = 90 \times (0.2 \times 0.084 + 0.0615) = 7.047 \text{ KN.m.}$$

b. Les moments dues au poids propre de la dalle M_{qx} et M_{qy} :

$$\begin{cases} M_{qx} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{qy} = \mu_y \times M_{qx} \end{cases}$$

$$\rho = 0.8 \implies \mu_x = 0.0632 \quad ; \quad \mu_y = 0.710$$

$$M_{qx} = 0.0632 \times 5.85 \times 1.5^2 = 0.832 \text{ KN.m.}$$

$$M_{qy} = 0.710 \times 0.832 = 0.59 \text{ KN.m.}$$

❖ Les moments globaux :

$$M_x = M_{px} + M_{qx} = 8.667 + 0.832 = 9.499 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{py} + M_{qy} = 7.047 + 0.59 = 7.637 \text{ KN.m}$$

c. Les Corrections des moments :

➤ En travée:

• Sens x-x: $M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 9.499 = 7.12 \text{ KN.m}$

• Sens y-y: $M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 8.13 = 6.10 \text{ KN.m}$

➤ Aux appuis:

- Sens x-x: Max = -0.5 Mx = -0.5×9.499 = - **4.75 KN.m**
- Sens y-y: May = -0.5 My = -0.5×8.13 = - **4.07 KN.m**

III-5-10. Vérification à L'ELS :

a. Etat limite de compression du béton:

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est vérifiée :

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

❖ Sens x-x :

➤ En travées :

$$\gamma = \frac{8.29}{7.12} = 1.16 \longrightarrow \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.12 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.03$$

$$\mu_b = 0.030 \longrightarrow \alpha = 0.0381 < \mathbf{0.33} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis:

$$\gamma = \frac{-5.52}{-4.75} = \mathbf{1.16} \quad \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.33}$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.75 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = \mathbf{0.020}$$

$$\mu_b = 0.020 \longrightarrow \alpha = 0.0252 < \mathbf{0.34} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens y-y:

➤ En travée:

$$\gamma = \frac{5.36}{6.10} = \mathbf{0.88} \longrightarrow \frac{0.88-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.14}$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.10 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = \mathbf{0.025}$$

$$\mu_b = 0.025 \longrightarrow \alpha = 0.0317 < \mathbf{0.30} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis:

$$\gamma = \frac{-5.52}{-4.07} = \mathbf{1.36} \longrightarrow \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.43}$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.07 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = \mathbf{0.017}$$

$$\mu_b = 0.017 \longrightarrow \alpha = 0.0214 < 0.43 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement : (BAEL 91 modifiée 99 Art A.5.2,42/).

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite:

$$Q_u \leq 0.045 U_c h_t \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Qu : charge de calcul à L'ELU

Uc : périmètre de contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le feuillet moyen.

ht : l'épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (1.05+1.05) = 4.20 \text{ m}$$

$$Q_u = P_u = \mathbf{121.5 \text{ KN.}}$$

AN:

$$0.045 \times 4.20 \times 0.15 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.50 \text{ KN.} \longrightarrow Q_u = 121.5 \text{ KN} < \mathbf{472.50 \text{ KN.}}$$

➤ La condition est vérifiée, aucune armature transversale n'est nécessaire.

c. Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle appuis sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_t^x}{20 \times M_x} \longrightarrow \frac{15}{150} = 0.10 \geq \frac{0.7}{20} = \mathbf{0.375} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = \mathbf{0.005} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c. Diamètre maximale des armatures :

$$\Phi = \frac{h_t}{10} \quad \text{avec : } \Phi \text{ : diamètre des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } \Phi_{\text{max}} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées à L'ELU sont justifiées, elles sont récapitulées comme suit :

Dans le sens (x-x) et (y-y) :

- ❖ En travée : **4HA10 = 3.14 cm²**
- ❖ Aux appuis : **4HA8 = 2.01 cm²**

III.6. Calcul de l'escalier :.Introduction :

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

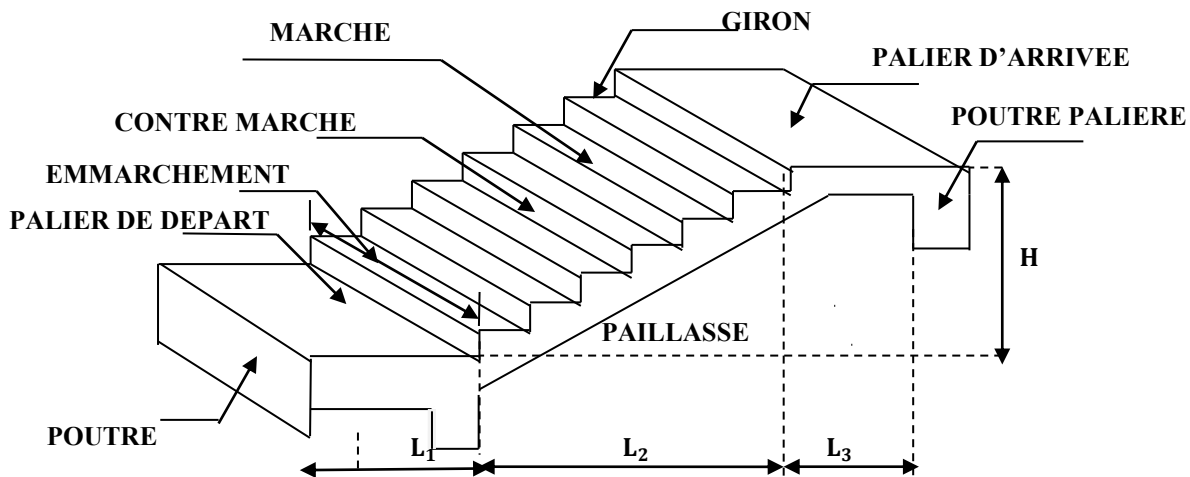
III.6.1) Terminologie et Définitions :

Fig. III.3.1. Escalier

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

Remarque :

Notre structure est dotée de deux cages d'escaliers, l'escalier menant du RDC aux étages courant passant par l'étage de service comporte deux volées identiques et un palier intermédiaire, et l'escalier entre le RDC et l'étage de service comporte trois volées et deux paliers intermédiaires.

III.6.2. Dimensionnement :

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

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

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

A) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

Avec :

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

$$14\text{cm} \leq h \leq 18 \Rightarrow \text{On prend } h = 17\text{cm}$$

Le nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \Rightarrow n-1 = 9-1 = 8$$

Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{245}{8} = 30\text{cm}$$

• Vérification de la loi de BLANDEL :

Il faut vérifier que :

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

$$30 + 2 \cdot (17) = 64\text{cm}$$

La condition est vérifiée

Alors : $h = 17\text{cm}$

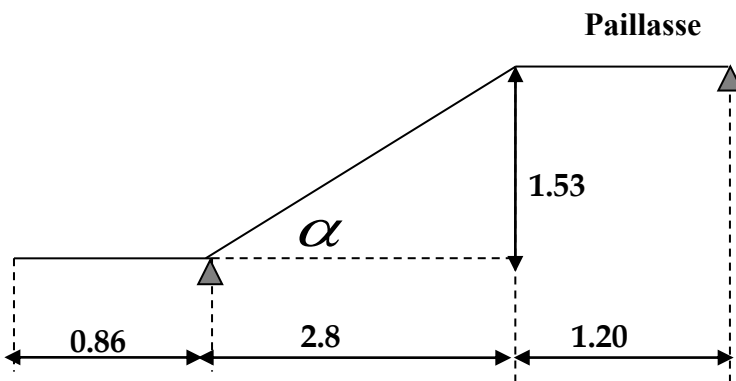
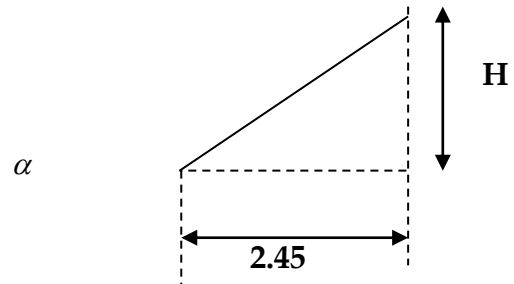
$$g = 30\text{cm}$$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=17\text{cm}$ et un giron $g= 30\text{cm}$.

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 et 2 :** $n=$ contre marches ; **Donc :** $m=9-1 = 8$ marches.

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



B) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

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

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 29.53^\circ$$

$$\text{Donc : } L = \frac{2,8}{\cos 29,53} + 1,20 = 4.41 \text{ m.}$$

$$441 / 30 \leq e_p \leq 441 / 20 \rightarrow 14.70 \leq e_p \leq 22,05$$

Conclusion :

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

Remarque :

Comme on a les mêmes portées pour les deux volées on calcul une seule paillasse et on adopte le même ferrailage.

C) Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement.

Charges permanentes :

a-1) Palier :

Tableau III.6.1 : Calcul de la charge permanente du palier.

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Palier	25	0.2	5
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
	Σ			$G_T = 6.75$

a-2) volée :

Tableau III.6.2 : Calcul de la charge permanente de la paillasse

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Marches	25	0.17/2	2.125
05	Paillasse	25	0.2	5
06	Enduit ciment	22	0.015	0.33
	Σ			7.84

La charge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier ;

$$Q = 2,5 \text{ kN / m.}$$

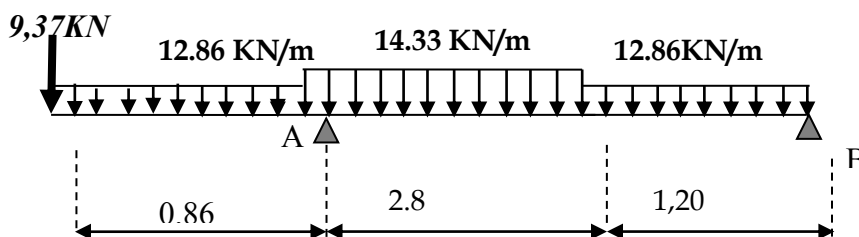
III.6.3. Calcul des efforts internes :

A) Combinaison de charges à l'ELU :

- Palier : $q_u^v = 1.35 \times 6.75 + 1.5 \times 2.5 = 12.86 \text{ KN/m}$.
- Volée : $q_u^p = 1.35 \times 7.84 + 1.5 \times 2.5 = 14.33 \text{ KN/m}$
- Mur extérieur : $P_{um} = 1,35 \times 2,27 \times 3,06 \times 1 \text{ m} = 9,37 \text{ KN}$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

B) Etude des paillasses et des paliers :



B-1) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 76.05 \text{ KN}$.

$\sum M / B = 0$

Donc: $R_B = 24.02 \text{ KN}$

$R_A = 52.02 \text{ KN}$.

B-2) Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,2\text{m}$

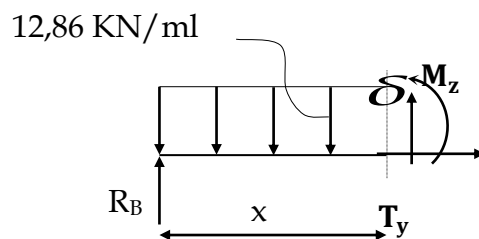
$\sum M / \delta = 0$

$M_z = 24,02x - 12,86 \times \frac{x^2}{2}$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,2 \rightarrow M_z = 19.57 \text{ KN.m}$

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 12.86x - 24,02$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -24,02 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,2 \rightarrow T_y = -8.58 \text{ KN}$

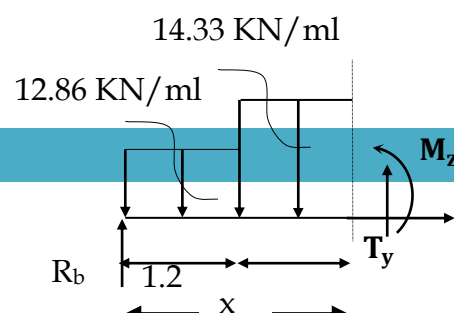


2^{eme} tronçon : $1,2 \leq x \leq 4\text{m}$

$\sum M / \delta = 0$

$M_z = -7.16x^2 + 25.37x - 1.05$

- Pour $x=1.2 \rightarrow M_z = 19.57 \text{ KN.m}$
- Pour $x=4 \rightarrow M_z = -13.22 \text{ KN.m}$



$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 14.33x - 25.78$$

- Pour $x=1.2 \rightarrow T_y = -8.58 \text{KN}$.
- Pour $x=4 \rightarrow T_y = 31.54 \text{KN}$

La section dangereuse est dans la travée 2 ($-15.38 < T_y = 0 < 17.85$) :

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 14.33x - 25.78 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 1.79 \text{m.}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z = -7.16x^2 + 25.37x - 1.05$$

$$M_{zu}^{max}(1.79) = 21.42 \text{KN.m}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0.86 \text{m}$

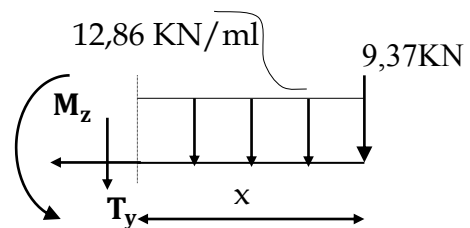
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.43x^2 - 9.37x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=0.86 \rightarrow M_z = -12.81 \text{KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -12.86x - 9.37$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -9.37 \text{KN}$.
- Pour $x=0.86 \rightarrow T_y = -20.42 \text{KN}$



❖ Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

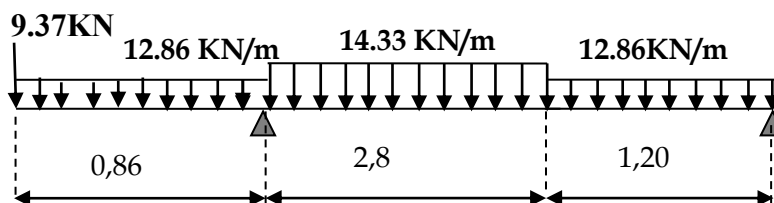
-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0.3. M_z^{max} = -0.3 \times 21.42 = -6.42 \text{KN.m}$$

-En travée :

$$M_{t1} = 0.85. M_z^{max} = 0.85 \times 21.42 = 18.20 \text{KN.m}$$

B-3) Diagramme des Efforts internes:



$T_y(\text{KN})$ ↑

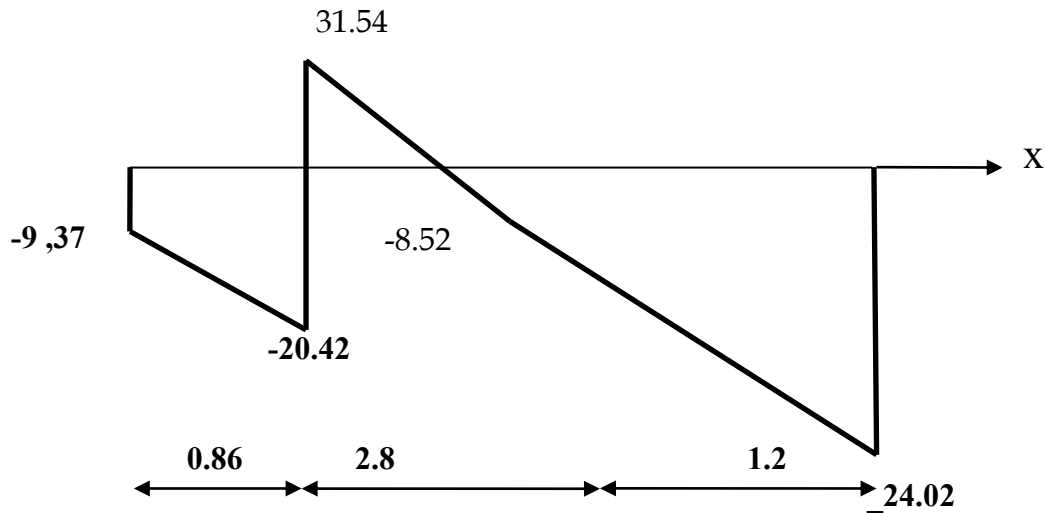


FIGURE III-6-2- Diagramme des efforts tranchants

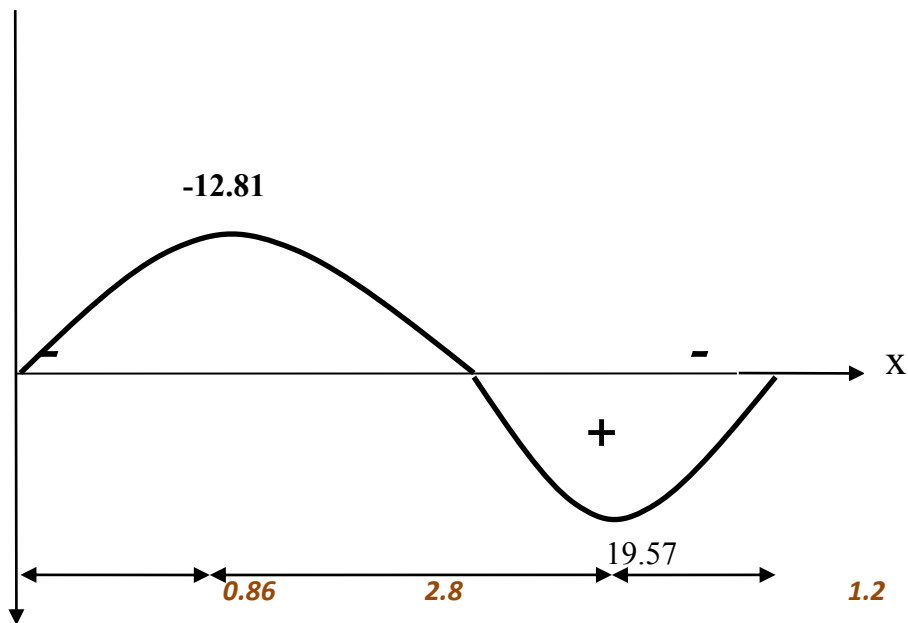
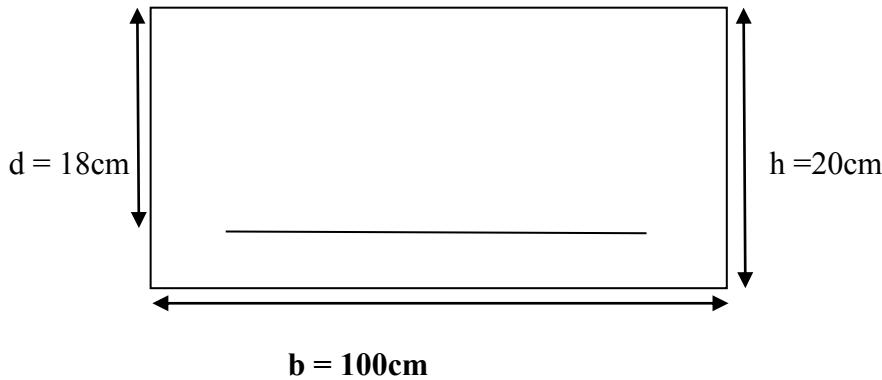


Figure III-6-3- Diagramme des moments fléchissant

III.6.3.Ferrailage :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($ep=20\text{cm}$)



- **En travée :**

A) Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{18.20 \times 10^2}{1,42 \times 100 \times (18)^2} = 0,039 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,039 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{18.20 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0,980} = 2,96 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } \sigma_{st} = 400/1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

On opte pour **4T12=4.52 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 25cm.**

B) Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st_{1et3}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8=2.01 cm²/ml ; Soit 1T8 tous les 25cm.**

- **Aux appuis :**

A) Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,42 \cdot 10^2}{100 \cdot (18)^2 \cdot 1,42} = 0,013 \quad \text{avec: } f_{bc} = (0.85 \times 25)/1.5 = 1.42 \text{ K N/cm}^2$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ **La section est simplement armée.**

A partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,42 \cdot 10^2}{0,993 \cdot 18 \cdot 34,8} = 1,03 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA12=4.52 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 25cm.**

B) Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4T8=2.01 cm²/ml ; Soit 1T8 tous les 25cm.

III.-4.Vérification a l'ELU

A) Espacement des armatures :

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

Armatures principales → $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

APPUI: $S_t=25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

TRAVEE: $S_t=25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Armatures de répartition → $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

APPUI: $S_t=25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

TRAVEE: $S_t=25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Calcul de τ_u :

Pour les fissurations no n préjudiciables : $\bar{\tau}_u = (0.2 \times 25) / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa.}$

❖ Calcul de τ_u^{max} :

$V_{\text{max}} = 36,37 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{31.54 \times 10^3}{1000 \times 180} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.175 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires**

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

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

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

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).
 $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$

Calcul de τ_{se} :

Paillasse :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles. $n \times \pi \times \phi$

$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{31,54 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226.08} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 0.861 \text{ Mpa.}$

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

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

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

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

$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$

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

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

On doit vérifier :
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 31,54 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = \mathbf{0.389 \text{ Mpa.}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \mathbf{13.33 \text{ Mpa.}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_o \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

Paillasse :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{31,54 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,91 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes**

III.6.4.Vérification à l'ELS :**A) Combinaison de charges à l'ELS :**

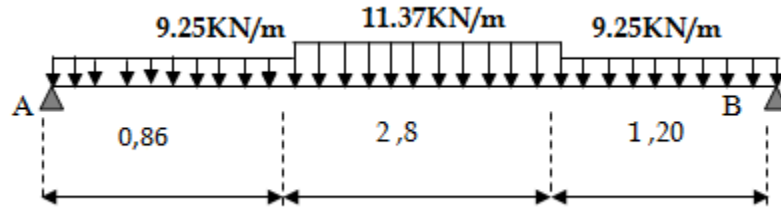
Palier : $q_u^v = 6.75 + 2.5 = \mathbf{9.25 \text{ KN/m.}}$

Volée : $q_u^p = 7.84 + 2.5 = \mathbf{10.34 \text{ KN/m}}$

Mur extérieur : $P_{um} = 2.27 \times 3.06 \times 1 \text{ m} = \mathbf{6.94 \text{ KN.}}$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

B) Etude des paillasse et de palier :



B-1) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 54.94 \text{ KN.}$

$\sum M / B = 0 \rightarrow \frac{9.25 \times 1.2^2}{2} + 10.34 \times 2.8 \times 2.6 + 9.25 \times 0.86 \times 4.43 + 6.94 \times 4.86 = 4R_A$

Donc: $R_A = 37.72 \text{ KN}$
 $R_B = 17.22 \text{ KN.}$

B-2) Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$

$\sum M / \delta = 0$

$M_z = -9.25 \frac{x^2}{2} + 17.22x$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.2 \rightarrow M_z = 14 \text{ KN.m}$

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -9.25x + 17.22$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 17.22 \text{ KN.}$
- Pour $x=1.2 \rightarrow T_y = 6.12 \text{ KN}$

2^{eme} tronçon : $1.2 \leq x \leq 4\text{m}$

$\sum M / \delta = 0$

$M_z = -5.17x^2 + 18.52x - 0.78$

- Pour $x=1.2 \rightarrow M_z = 14.00 \text{ KN.m}$
- Pour $x=4 \rightarrow M_z = -9.39 \text{ KN.m}$

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -10.34x + 18.52$

- Pour $x=1.2 \rightarrow T_y = 6.11 \text{ KN.}$
- Pour $x=4 \rightarrow T_y = -22.84 \text{ KN}$

Le moment max à l'état limite ultime :

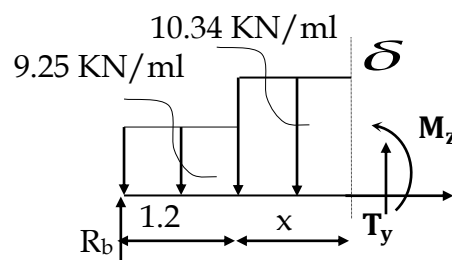
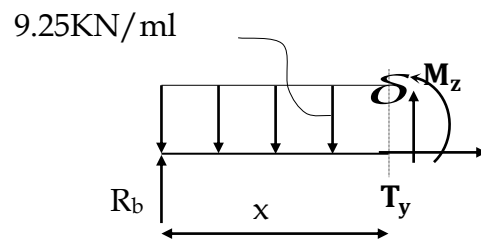
$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -10.34x + 18.52 = 0 \rightarrow x = 1.79\text{m.}$

$M_{zu}^{max}(x) = M_z = -5.17x^2 + 18.52x - 0.78$

$M_{zu}^{max}(1.79) = 15.81 \text{ KNm.}$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0.86\text{m}$

$\sum M / \delta = 0$



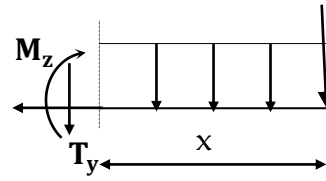
$9.25 \text{ KN/ml} \rightarrow 6.94 \text{ KN}$

$$M_z = -4,625x^2 - 3,47x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=0.86 \rightarrow M_z = -6,40 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 9,25x + 6.94$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 6,94 \text{ KN}$.
- Pour $x=0.86 \rightarrow T_y = 14,89 \text{ KN}$



❖ **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 15,81 = -4,74 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 15,81 = 13,43 \text{ KN.m}$$

Diagramme des Efforts internes :

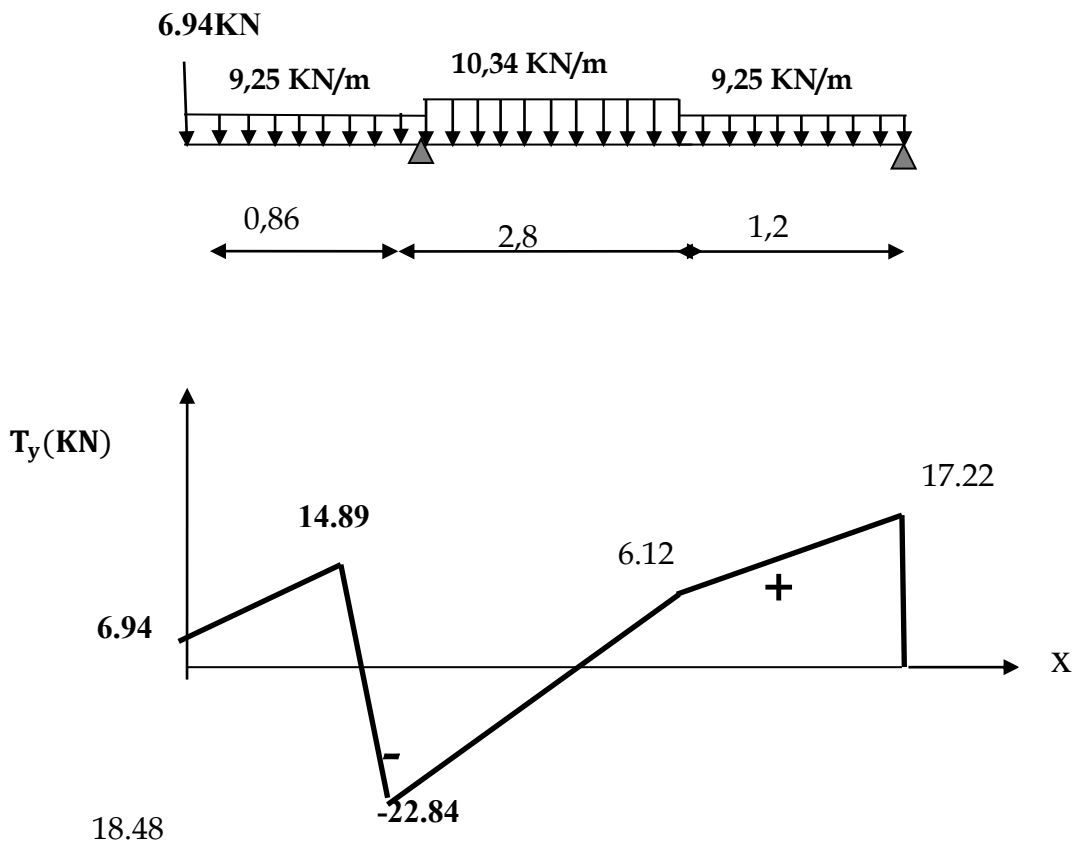


Figure-6-4-Diagramme des efforts tranchants

-13.22

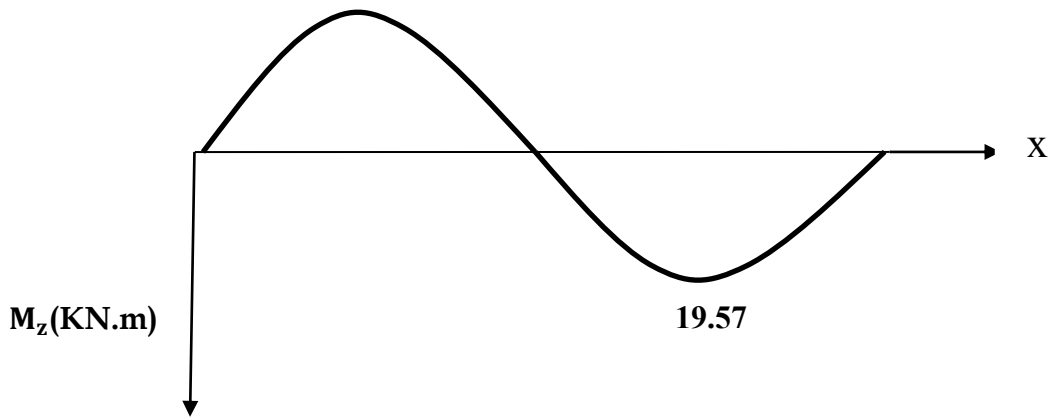


Figure-6-6- Diagramme du moment fléchissant

Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91Art. A.5.3,2)

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

C) Etat limite de compression de béton : (BAEL91Art. A.4.5,2 /)

- Aux travées :

• Contrainte dans l'acier :

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4,52}{100 \times 18} \times 100 = 0,25$$

$$\rho_1 = 0,25 \Rightarrow k_1 = 46,73 \text{ et } \beta_1 = 0,919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{13,43 \times 10^6}{0,919 \times 180 \times 452} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 179,61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 179,61 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{179,61}{46,73} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 3,84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,84 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

• Contrainte dans l'acier :

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

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.52}{100 \times 18} \times 100 = 0,250$$

$$\rho_1 = 0,250 \Rightarrow k_1 = 46.73 \text{ et } \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,74 \times 10^6}{0,919 \times 180 \times 452} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 63,39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 63,39 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{63,39}{46,74} \text{ Donc ;}$$

$$\sigma_{bc} = 1,35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,35 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ condition vérifiée}$$

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

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

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

• $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{486} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0.0625$ **vérifiée ;**

• $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{13,43}{10 \times 15,81} = 0,084 > 0,05$ **non vérifiée ;**

• $A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 18}{400} = 18,9 \text{ cm}^2 > A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ **vérifiée.**

L'une des conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de vérifier la flèche :

❖ **Paillasse 1 :**

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

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{486}{500} = 0,972cm$

Avec :

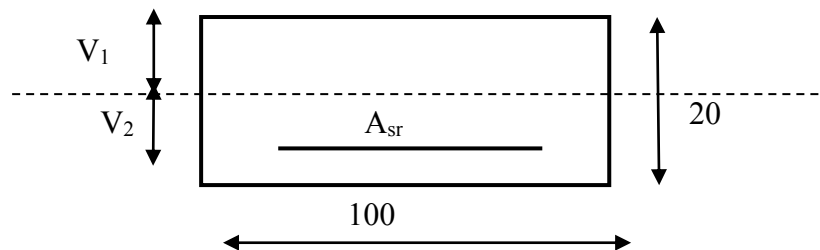
\bar{f} : La flèche admissible.

E : Module de déformation différée $=E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{\bar{f}_{cj}} = 10818.87 \text{ Mpa}$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

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

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



❖ Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 4,52$$

$$\mathbf{B_0 = 2067,8cm^2}$$

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

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

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 18 = 21220,4 cm^3$$

$$S /_{xx} = \mathbf{21220,4cm^3}$$

❖ Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{21220,4}{2067,8} = 10,26 cm \quad ; \quad \text{Donc : } \mathbf{V_1 = 10,26 cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,26 = 9,74 cm \quad ; \quad \text{Donc : } \mathbf{V_2 = 9,74 cm}$$

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

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (10,26^3 + 9,74^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4,52 (9,74 - 2)^2$$

$$I_0 = \mathbf{70863,60 cm^4}$$

❖ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,00250$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00250 \times ((2 + 3))} = 8,40$$

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

$$\lambda_v = 3,36$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00250 \times 63,39 + 2,1} = 0$$

$$\mu = 0$$

❖ Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 70863,60}{1} = 77949,96 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 77949,96 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul de flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{13,43 \times 4,86^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 77949,96 \times 10^{-8}} = 0,0037 \text{ m} = 0,37 \text{ cm} < \bar{f} = 0,972 \text{ cm}$$

$$f = 0,37 \text{ cm} < \bar{f} = 0,972 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.7) La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ($b \times h$), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier.

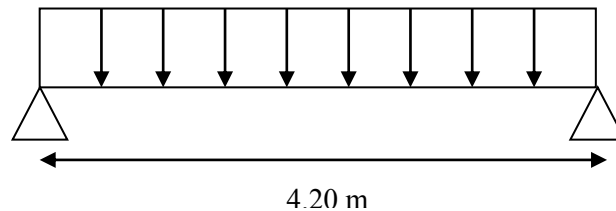


Figure III.7.1 : schéma statique de la poutre palière

III.7.1 Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur** : la hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

L: portée libre de la poutre

h_t : Hauteur de la poutre

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \text{ donc } 28 \leq h \leq 42$$

➤ **Largeur** :

la largeur de la poutre est donnée par :

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

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \text{ donc } 14 \leq b \leq 24.5$$

Mais selon le **RPA 99 modifié en 2003 (Art A.7.5)** exige des valeurs minimales

Pour h et b

qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on prend :

$$h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

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

III.7.2 Détermination des charges :

• **Poids propre de la poutre :**

$$G_t = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 2.625 \text{ KN/ml.}$$

a) Réactions de la poutre : on prend le cas le plus défavorable

$$\text{ELU} : R_a = 52.02 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : R_A = 37.72 \text{ KN/ml}$$

b) Combinaison de charge :

Poids propre de la poutre à l'ELU : $1.35 G = 1.35 \times 2.625 = 3.54 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + \frac{2R_A}{L}$$

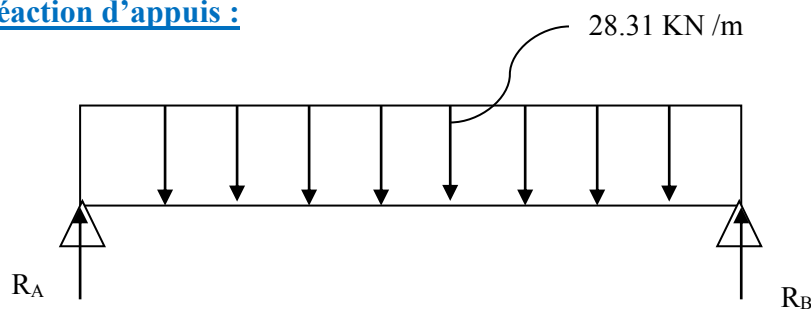
$$q_u = 3.54 + \frac{2 \times 52.02}{4.20} = 28.31 \text{ KN/ml} \longrightarrow q_u = 28.31 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + \frac{2R_B}{L}$$

$$q_s = 2.625 + \frac{2 \times 37.72}{4.20} = 20.58 \text{ KN/ml} \longrightarrow q_s = 20.58 \text{ KN/ml}$$

III.7.3- Calcul à l'ELU ;

➤ **Réaction d'appui :**



$$\Sigma F_Y = 0 \quad R_A + R_B = 28.31 \times 4.20 = 118.90 \text{ KN}$$

$$R_B = 59.45 \text{ KN}$$

$$R_A = 59.45 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

$$\text{Moment en travée} = 0.85 \times M_0$$

$$\text{Moment en appuis} = -0.3 \times M_0$$

• **Calcul de M_0**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{28.31 \times 4.20^2}{8} = 62.42 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{28.31 \times 4.20}{2} = 59.45 \text{ KN}$$

Moment en travée = $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 62.42 = 53.05 \text{ KN.m}$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 62.42 = -18.72 \text{ KN.m}$

Les résultats sont mentionnés dans le diagramme suivant

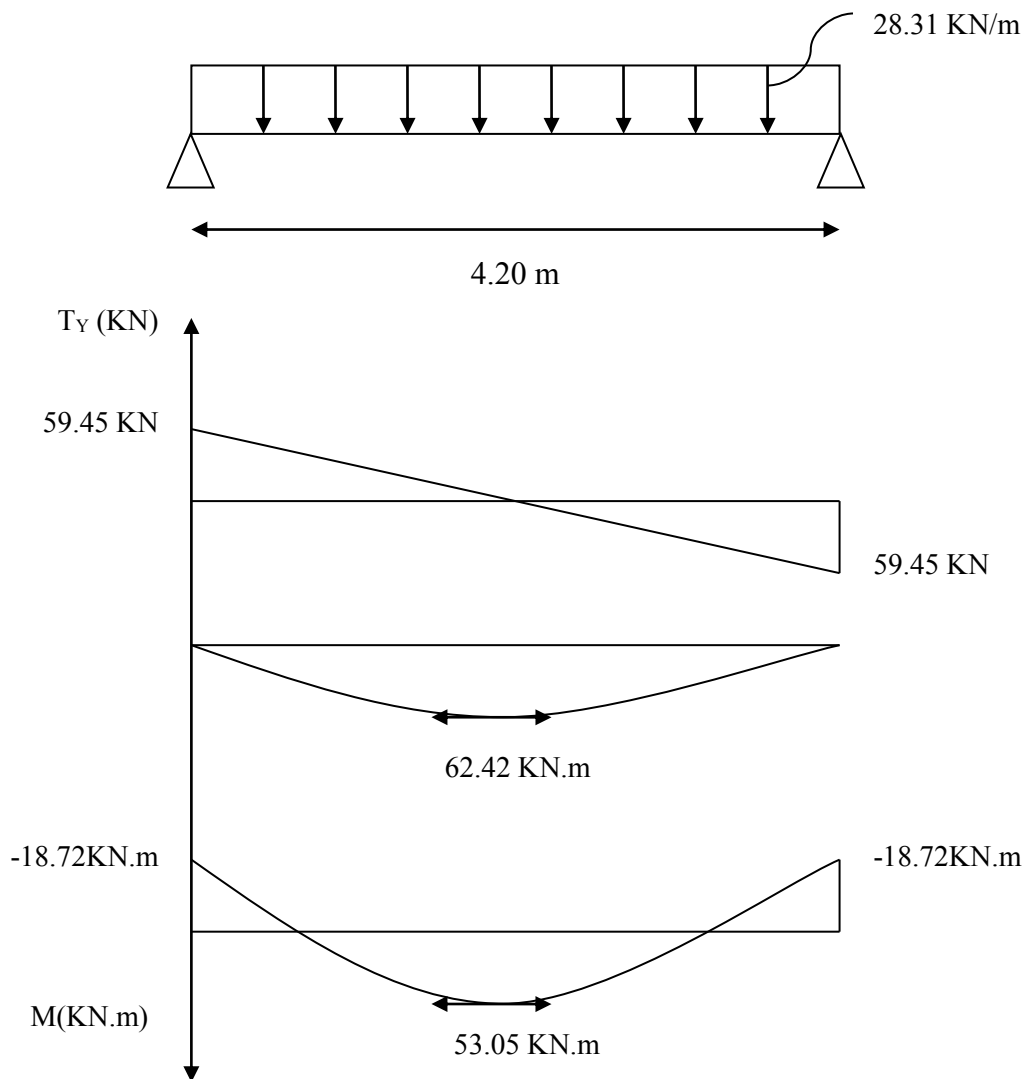


Figure III.7.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.7.4- Ferrailage :

➤ **En appuis :**

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.72 \times 1000}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.042$$

$\mu \leq \mu_e = 0.392$ → la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.72 \times 1000}{0.979 \times 32 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA14 = 4.62 cm²

➤ **En travée :**

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{53.05 \times 1000}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.121$$

$\mu \leq \mu_e = 0.392$ → la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.121 \rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{53.05 \times 1000}{0.935 \times 32 \times 348} = 5.09 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA16 = 6.03 cm²

III.7-4-1- Les vérifications :

a) Vérification de la non fragilité du béton : (BAEL 91 /Art A 4.2.1/ modifié 99)

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.159 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 6.03 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **En appuis :**

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.159 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 4.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

a) Vérification à l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (BAEL91 modifié99 Art A.5.1.2)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_u \text{ avec : } T_u = 59.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{59450}{300 \times 320} = 0.619 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.20 \frac{\times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/Art A.5.4.3.2.1/ modifié99)

$$T_u^{\max} = 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a = 0.9 d$$

$$T_u^{\max} = 0.4 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.32 \frac{30 \times 1000}{1.5} = 691.2 \text{ KN}$$

$$59.45 < 691.2 \longrightarrow \text{CV}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (BAEL 91 /Art A.5.4.3.2.1)

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(59.45 + \frac{-18.72}{0.9 \times 0.32} \right) = 0.086 \text{ cm}^2$$

→ Condition vérifiée .

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$\Psi_s = 1.5$ coefficient scellement HA.

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9d \Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9d \Sigma u_i}$$

$$\text{avec : } \Sigma u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{59.45 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 94.2} = 2.191 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.191 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinale

III.7-4-2- longueur de scellement :

$$\overline{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} \phi = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.84} = 35.21$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4L_s$

$$L_1 = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.21 = 14.084 \text{ cm}$$

III.7-4-3- Armature transversale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right\} \rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; \frac{30}{10} \right\} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et étrier **HA8**

III.7-4-4- Espacement des barres :

D'après le RPA Art (7.5.2.2) l'écartement est donné selon les deux zones

➤ **Aux appuis (zone nodale) :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; \phi 12 \right) = \min (8.75; 14 \times 1) = 8.75 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$

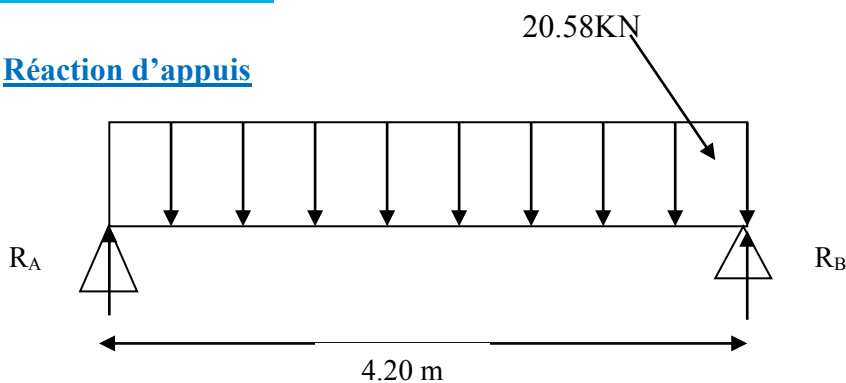
➤ **En travée courante (zone courante) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5$$

$S_t = 15 \text{ cm}$

III.7.5- Calcul à L'ELS :

➤ **Réaction d'appuis**



$$\Sigma F_Y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 20.58 \times 4.20 = 86.43 \text{ kN}$$

$$R_B = 43.21 \text{ kN}$$

$$R_A = 43.21 \text{ kN}$$

➤ Calcul des efforts internes :

Moment en travée = $0.85 \times M_0$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0$

• Calcul de M_0 :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

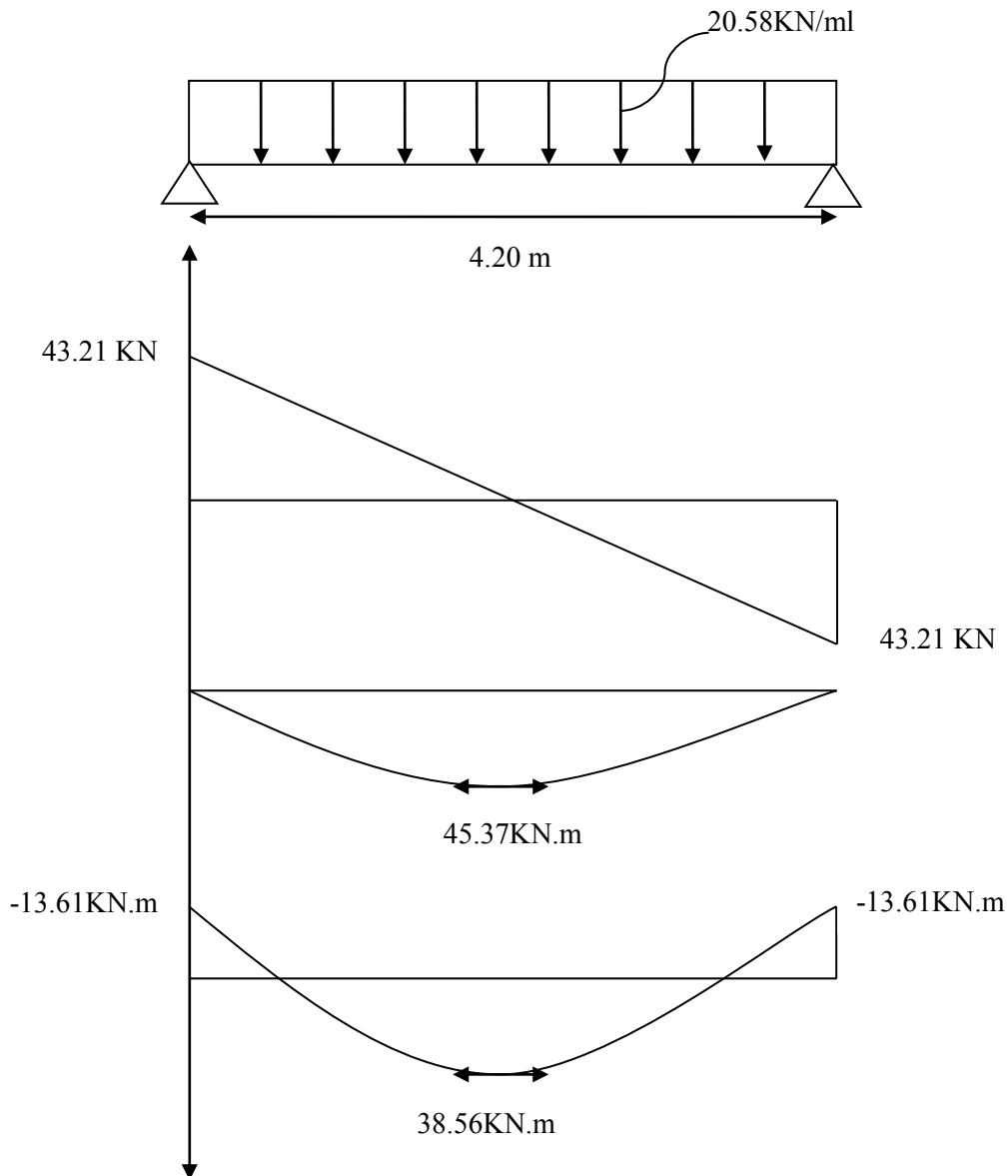
$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{20.58 \times 4.20^2}{8} = 45.37 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20.58 \times 4.20}{2} = 43.21 \text{ KN}$$

Moment en travée = $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 45.37 = 38.56 \text{ KN.m}$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 45.37 = -13.61 \text{ KN.m}$



III.7-5-1- Vérification a L'ELS :

a) Etat limite de fissuration : (BAEL99 /Art A.4.5.2

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{St}}$$

➤ **Appuis :**

➤ **Acier :**

$$\rho = \frac{100 A_{ST}}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 32} = 0.481$$

$$\rho = 0.481 \longrightarrow \beta = 0.880 \quad k_1 = 26.67$$

$$\sigma_s = \frac{13.61 \times 10^6}{0.880 \times 320 \times 4.62 \times 10^2} = 196.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 104.61 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{104.61}{26.67} = 3.92 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Travée:**

➤ **Acier:**

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6.03}{30 \times 32} = 0.628$$

$$\rho = 0.628 \quad \beta = 0.883 \quad k_1 = 27.73$$

$$\sigma_s = \frac{38.56 \times 10^6}{0.883 \times 320 \times 6.03 \times 10^2} = 226.31 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 226.31 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{226.31}{27.73} = 8.16 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification de la flèche :(Art A.6.5.2/BAEL 91modifié 99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{300} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{35}{300} = 0.11 \geq \frac{38.56}{10 \times 45.37} = 0.0850 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{6.03}{30 \times 32} = 6.28 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

❖ **Appuis : 3HA14 = 4.62 cm²**

❖ **Travées : 3HA16 = 6.03cm²**

CHAPITRE IV:

Etudes de Etudes de contreventements



INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, on va étudier le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis – à – vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante dans l'étude du bâtiment, qui mérite un plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

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' autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive »

IV.1 Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

➤ **Les refends longitudinaux :**

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e^3.l}{12} \ll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X

➤ **Les refends transversaux :**

$$I = I_x = \frac{e.l^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends Transversaux par rapport à l'axe Y.

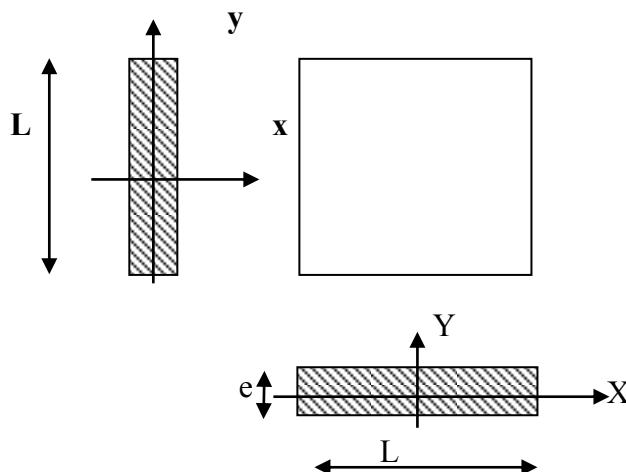


Figure IV 1. Vue en plan et en coupe du voile

❖ 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, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau où la section des poteaux est (35x35)

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

Tableau IV -1 : l'inertie des voiles longitudinaux.

Voile	Epaisseur (m)	Longueur (m)	IY (m ⁴)
VL 1	0,2	1,5	0,056
VL 2	0,2	1,5	0,056
VL 3	0,2	1,5	0,056
VL 4	0,2	1,5	0,056
VL 5	0,2	1,5	0,056
VL 6	0,2	1,5	0,056
VL 7	0,2	1,5	0,056
VL8	0,2	1,5	0,056
VL9	0,2	1,5	0,056
VL10	0,2	1	0,016
VL11	0,2	1	0,016
VL12	0,2	1	0,016
VL13	0,2	1	0,016
VL14	0,2	2,5	0,13
VL15	0,2	2,5	0,13
VL16	0,2	2,5	0,13
VL17	0,2	2,5	0,13
			1,088

Tableau IV-2 : l'inertie des voiles transversaux.

Voile	Epaisseur (m)	Longueur (m)	IY (m ⁴)
VT1	0,2	3,5	0,71
VT2	0,2	3,5	0,71
VT3	0,2	3,5	0,71
VT4	0,2	3,5	0,71
VT5	0,2	1,9	0,11
VT6	0,2	1,9	0,11
			3,06

IV.2 Calcul des rigidités au niveau des portiques :IV.2.1 : Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

❖ Hypothèses de calcul :

- ✓ Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
 - Rectangulaire pour le vent.
 - Triangulaire pour le séisme.
- ✓ La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- ✓ La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

IV.2.2 Etapes de calcul :✚ Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

$$\text{Rigidité linéaire d'un poteau : } K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

$$\text{Rigidité linéaire d'une poutre : } K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

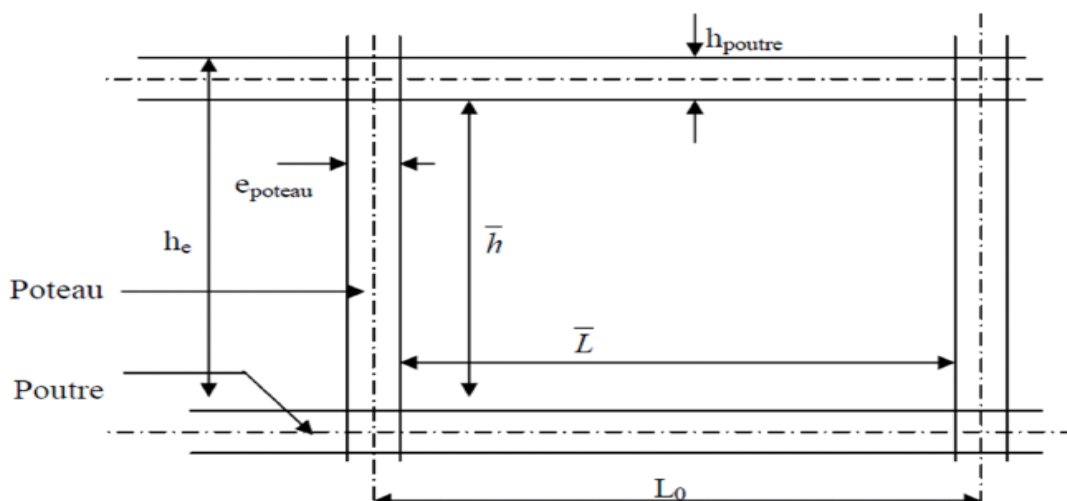


Figure IV-2 : Identification des paramètres.

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : Hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

h_e : Hauteur d'étage.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : largeur des poteaux.

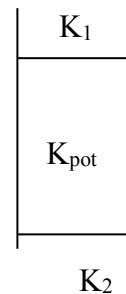
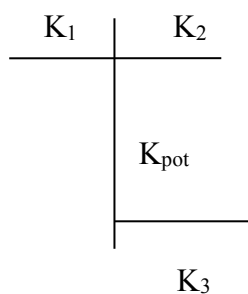
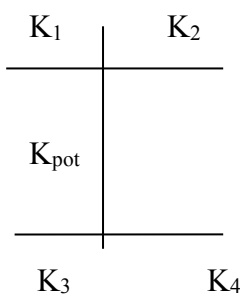
L₀ : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

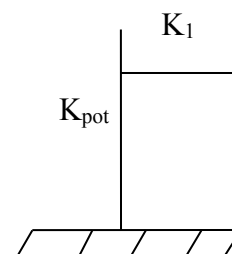
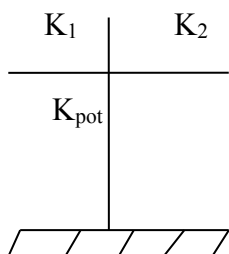
• **Cas étage courant :**

En général : $\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2K_{pot}}$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

• **Cas de RDC :**



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}} \quad \bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau IV 3 : Rigidités des poutres secondaires (longitudinales).

Niveau	Travée	L (Cm)	h (Cm)	Lc (Cm)	Ip (Cm)	Kp
6/7	A-B	340	40	360	160000	444,444
	B-C	320	40	340	160000	470,588
	C-D	350	40	370	160000	432,432
	D-E	390	40	410	160000	390,244
	E-F	350	40	370	160000	432,432
	F-G	320	40	340	160000	470,588
	G-k	340	40	360	160000	444,444
3/4/5	A-B	335	40	355	160000	450,704
	B-C	315	40	335	160000	477,612
	C-D	345	40	365	160000	438,356
	D-E	385	40	405	160000	395,062
	E-F	345	40	365	160000	438,356
	F-G	315	40	335	160000	477,612
	G-k	335	40	355	160000	450,704
1/2	A-B	330	40	350	160000	457,143
	B-C	310	40	330	160000	484,848
	C-D	340	40	360	160000	444,444
	D-E	380	40	400	160000	400,000
	E-F	340	40	360	160000	444,444
	F-G	310	40	330	160000	484,848
	G-k	330	40	350	160000	457,143
RDC	A-B	330	40	350	160000	457,143
	B-C	310	40	330	160000	484,848
	C-D	340	40	360	160000	444,444
	D-E	380	40	400	160000	400,000
	E-F	340	40	360	160000	444,444
	F-G	310	40	330	160000	484,848
	G-k	330	40	350	160000	457,143

Tableau IV 4 : Rigidités des poutres principales (transversales)

Niveau	Travée	h	L	Lc	I	K
6 - 7	A-B	35	320	337,5	107187,5	317,59
	B-C	35	320	337,5	107187,5	317,59
	C-D	35	350	367,5	107187,5	291,67
	D-E	35	320	337,5	107187,5	317,59
5 -4-3	A-B	35	315	332,5	107187,5	322,37
	B-C	35	315	332,5	107187,5	322,37
	C-D	35	345	362,5	107187,5	295,69
	D-E	35	315	332,5	107187,5	322,37
2 - 1	A-B	35	310	327,5	107187,5	327,29
	B-C	35	310	327,5	107187,5	327,29
	C-D	35	340	357,5	107187,5	299,83
	D-E	35	310	327,5	107187,5	327,29
RDC	A-B	35	310	327,5	107187,5	327,29
	B-C	35	310	327,5	107187,5	327,29
	C-D	35	340	357,5	107187,5	299,83
	D-E	35	310	327,5	107187,5	327,29

Tableau IV-5 : Rigidités des poteaux sens longitudinal.

Niveau	Travée	H	Ep	hc	Ip	Kp
6/7	A	266	35	281	125052,083	445,03
	B	266	35	281	125052,083	240,21
	C	266	35	281	125052,083	240,21
	D	266	35	281	125052,083	240,21
	E	266	35	281	125052,083	240,21
	F	266	35	281	125052,083	240,21
	G	266	35	281	125052,083	240,21
	H	266	35	281	125052,083	240,21
3/4/5	A	266	40	283,5	213333,333	441,1
	B	266	40	283,5	213333,333	441,1
	C	266	40	283,5	213333,333	441,1
	D	266	40	283,5	213333,333	441,1
	E	266	40	283,5	213333,333	441,1
	F	266	40	283,5	213333,333	441,1
	G	266	40	283,5	213333,333	441,1
	H	266	40	283,5	213333,333	441,1
1/2	A	266	45	286	341718,75	745,92
	B	266	45	286	341718,75	745,92
	C	266	45	286	341718,75	745,92
	D	266	45	286	341718,75	745,92
	E	266	45	286	341718,75	745,92
	F	266	45	286	341718,75	745,92
	G	266	45	286	341718,75	745,92
	H	266	45	286	341718,75	745,92
RDC	A	368	45	388	341718,75	549,83
	B	368	45	388	341718,75	549,83
	C	368	45	388	341718,75	549,83
	D	368	45	388	341718,75	549,83
	E	368	45	388	341718,75	549,83
	F	368	45	388	341718,75	549,83
	G	368	45	388	341718,75	549,83
	H	368	45	388	341718,75	549,83

Tableau IV 6 : Rigidités des poteaux sens transversal :

Niveau	Travée	h(cm)	E(cm)	hc	I	Kp
6/7	A	271	35	288,5	125052,083	433,46
	B	271	35	288,5	125052,083	433,46
	C	271	35	288,5	125052,083	433,46
	D	271	35	288,5	125052,083	433,46
	E	271	35	288,5	125052,083	433,46
3/4/5	A	271	40	291	213333,333	733,10
	B	271	40	291	213333,333	733,10
	C	271	40	291	213333,333	733,10
	D	271	40	291	213333,333	733,10
	E	271	40	291	213333,333	733,10
1/2	A	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	B	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	C	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	D	271	45	293,5	341718,75	1164,29
	E	271	45	293,5	341718,75	1164,29
RDC	A	373	45	395,5	341718,75	864,02
	B	373	45	395,5	341718,75	864,02
	C	373	45	395,5	341718,75	864,02
	D	373	45	395,5	341718,75	864,02
	E	373	45	395,5	341718,75	864,02

➤ coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :

- Cas d'étage courant et du niveau terrasse :

$$a = \frac{\overline{K}}{2 + \overline{K}}$$

- Cas du RDC :

- Poteau encastré à la base $a = \frac{0,5 + \overline{K}}{2 + \overline{K}}$

- Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \overline{K}}{1 + 2\overline{K}}$

❖ Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 MPa$

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

❖ Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau IV-7: Rigidités des portiques longitudinaux.

Niveau	Poteau	hc (cm)	Ipot (cm)	Kpot (cm ³)	Kptr (cm ³)	K	aj	rjx (KN/cm)	Rjx (KN/CM)
6/7	A	281	67500	240,21	444,444	1,85	0,48	56,43	455,52
	B	281	67500	240,21	470,588	3,80924433	0,66	76,99	
	C	281	67500	240,21	432,432	216917,616	1,00	117,42	
	D	281	67500	240,21	390,244	3,42476972	0,63	74,13	
	E	281	67500	240,21	432,432	3,42476972	0,63	74,13	
	F	281	67500	240,21	470,588	3,75923881	0,65	76,64	
	G	281	67500	240,21	444,444	3,80924433	0,66	76,99	
	H	281	67500	240,21		1,85020391	0,48	56,43	
3/4/5	A	283,5	125052,08	441,10	450,704	1,02177096	0,34	71,63	565,58
	B	283,5	125052,08	441,10	477,612	2,10454385	0,51	108,61	
	C	283,5	125052,08	441,10	438,356	2,07655025	0,51	107,90	
	D	283,5	125052,08	441,10	395,062	1,88940482	0,49	102,90	
	E	283,5	125052,08	441,10	438,356	1,88940482	0,49	102,90	
	F	283,5	125052,08	441,10	477,612	2,07655025	0,51	107,90	
	G	283,5	125052,08	441,10	450,704	2,10454385	0,51	108,61	
	H	283,5	125052,08	441,10		1,02177096	0,34	71,63	
1/2	A	286	213333,33	745,92	457,143	0,61285734	0,23	82,56	690,89
	B	286	213333,33	745,92	484,848	1,2628567	0,39	136,23	
	C	286	213333,33	745,92	444,444	1,24583211	0,38	135,10	
	D	286	213333,33	745,92	400	1,13208276	0,36	127,22	
	E	286	213333,33	745,92	444,444	1,13208276	0,36	127,22	
	F	286	213333,33	745,92	484,848	1,24583211	0,38	135,10	
	G	286	213333,33	745,92	457,143	1,2628567	0,39	136,23	
	H	286	213333,33	745,92		0,61285734	0,23	82,56	
RDC	A	388	213333,33	549,83	457,143	0,83142884	0,47	66,29	462,59
	B	388	213333,33	549,83	484,848	1,71324616	0,60	84,02	
	C	388	213333,33	549,83	444,444	1,69014985	0,59	83,67	
	D	388	213333,33	549,83	400	1,53583255	0,58	81,16	
	E	388	213333,33	549,83	444,444	1,53583255	0,58	81,16	
	F	388	213333,33	549,83	484,848	1,69014985	0,59	83,67	
	G	388	213333,33	549,83	457,143	1,71324616	0,60	84,02	
	H	388	213333,33	549,83		0,83142884	0,47	66,29	

Tableau IV-8: Rigidités des portiques transversaux.

	Poteau	hc	Ipot	Kpot	Kptr	K	Aj	rij	Rjx
6/7	A	286	67500,00	236,01	317,59	1,35	0,40	44,79	171,43
	B	286	67500,00	236,01	317,59	2,69	0,57	63,89	
	C	286	67500,00	236,01	291,67	2,58	0,56	62,75	
	D	286	67500,00	236,01	317,59	2,58	0,56	62,75	
	E	286	67500,00	236,01		2,69	0,57		
3/4/5	A	288,5	125052,08	433,46	322,37	0,74	0,27	54,49	278,36
	B	288,5	125052,08	433,46	322,37	1,49	0,43	85,73	
	C	288,5	125052,08	433,46	295,69	1,43	0,42	83,66	
	D	288,5	125052,08	433,46	322,37	1,43	0,42	83,66	
	E	288,5	125052,08	433,46		0,74	0,27	54,49	
1/2	A	291	213333,33	733,10	327,29	0,45	0,18	60,98	325,19
	B	291	213333,33	733,10	327,29	0,89	0,31	103,13	
	C	291	213333,33	733,10	299,83	0,86	0,30	100,10	
	D	291	213333,33	733,10	327,29	0,86	0,30	100,10	
	E	291	213333,33	733,10		0,45	0,18	60,98	
RDC	A	393	213333,33	542,83	327,29	0,60	0,23	31,42	163,54
	B	393	213333,33	542,83	327,29	1,21	0,38	51,03	
	C	393	213333,33	542,83	299,83	1,16	0,37	49,67	
	D	393	213333,33	542,83	327,29	1,16	0,37	49,67	
	E	393	213333,33	542,83		0,60	0,23	31,42	

IV.3 : Calcul des rigidités des voiles par niveaux :➤ Calcul des rigidités des voiles longitudinaux :

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_j^3}$$

Tableau IV-9: Rigidités des voiles longitudinaux.

Voil	he (m)	IY (m ⁴)	E(KN/m ²)	Rjx (KN/m)
VL 1	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL 2	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL 3	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL 4	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL 5	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL 6	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL 7	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL8	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL9	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL10	3,06	0,016	32164195,1	215530,947
VL11	3,06	0,016	32164195,1	215530,947
VL12	3,06	0,016	32164195,1	215530,947
VL13	3,06	0,016	32164195,1	215530,947
VL14	3,06	0,13	32164195,1	1751188,945
VL15	3,06	0,13	32164195,1	1751188,945
VL16	3,06	0,13	32164195,1	1751188,945
VL17	3,06	0,13	32164195,1	1751188,945
				14656104,402

➤ Calcul des rigidités des voiles transversaux :

$$R_{vy} = \frac{12E_i I_x}{h_j^3}$$

Tableau IV 10 : Rigidités des voiles transversaux.

Voile	he (m)	IY (m ⁴)	E (KN/m ²)	Rjy (KN/m)
VT1	3,06	0,71	32164195,1	9564185,78
VT2	3,06	0,71	32164195,1	9564185,78
VT3	3,06	0,71	32164195,1	9564185,78
VT4	3,06	0,71	32164195,1	9564185,78
VT5	3,06	0,11	32164195,1	1481775,26
VT6	3,06	0,11	32164195,1	1481775,26
				41220293,63

Tableau IV 10 : Rigidités des voiles transversaux.

Voile	he (m)	IY (m ⁴)	E (KN/m ²)	Rjy (KN/m)
VT1	4,08	0,71	32164195,1	4034890,87
VT2	4,08	0,71	32164195,1	4034890,87
VT3	4,08	0,71	32164195,1	4034890,87
VT4	4,08	0,71	32164195,1	4034890,87
VT5	4,08	0,11	32164195,1	625123,94
VT6	4,08	0,11	32164195,1	625123,94
				17389811,38

Niveaux RDC :**Tableau IV 11** : Rigidités des voiles longitudinaux.

Voil	he (m)	IY (m ⁴)	E(KN/m ²)	Rjx (KN/m)
VL 1	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL 2	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL 3	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL 4	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL 5	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL 6	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL 7	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL8	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL9	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL10	4,08	0,016	32164195,1	90927,118
VL11	4,08	0,016	32164195,1	90927,118
VL12	4,08	0,016	32164195,1	90927,118
VL13	4,08	0,016	32164195,1	90927,118
VL14	4,08	0,13	32164195,1	738782,836
VL15	4,08	0,13	32164195,1	738782,836
VL16	4,08	0,13	32164195,1	738782,836
VL17	4,08	0,13	32164195,1	738782,836
				6183044,045

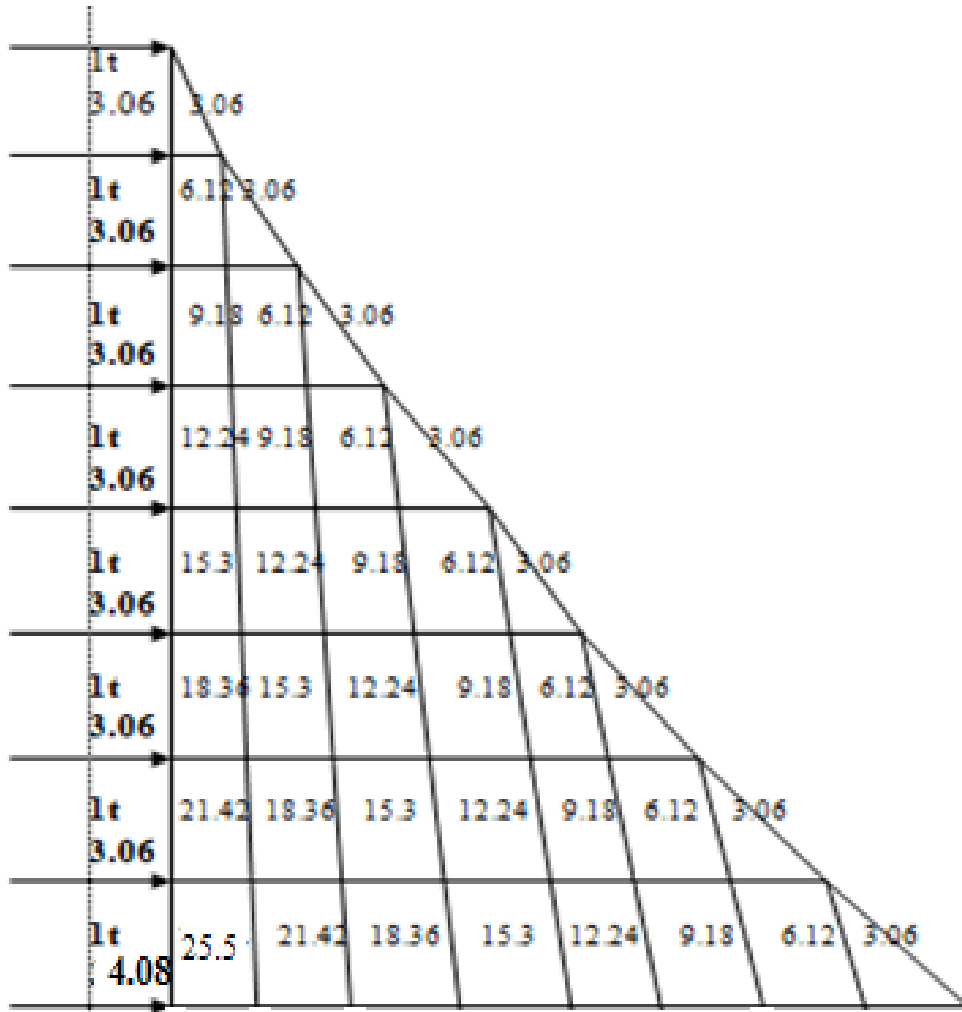
Tableau IV 12 : Rigidités des voiles transversaux.

Voile	he (m)	IY (m ⁴)	E (KN/m ²)	Rjy (KN/m)
VT1	4,08	0,71	32164195,1	4034890,87
VT2	4,08	0,71	32164195,1	4034890,87
VT3	4,08	0,71	32164195,1	4034890,87
VT4	4,08	0,71	32164195,1	4034890,87
VT5	4,08	0,11	32164195,1	625123,94
VT6	4,08	0,11	32164195,1	625123,94
				17389811,38

IV.4. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

- Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est $I=1\text{ m}^4$, soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de section de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit:



La flèche est donnée par la relation suivante :

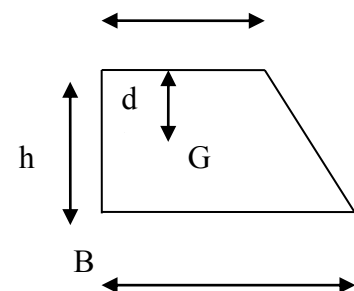
$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \quad b$$

Avec : S_i : Surface du trapèze

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(B + b) \times h}{2}$$



La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2B + b) \times h}{3(B + b)}$$

Tab IV-13 : flèche dans les refends (moment des aires).

Niveau	h(m)	B	b	Si (m*m)	di	Si di	fix EI
7	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55	1924,32
6	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,43	1914,77
5	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,63	1881,34
4	3,06	30,6	18,36	74,91	1,66	124,16	1809,71
3	3,06	45,9	30,6	117,05	1,63	191,02	1685,55
2	3,06	64,26	45,9	168,54	1,62	272,20	1494,53
1	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,71	1222,33
RDC	4,08	111,18	85,68	401,59	2,13	854,63	854,63

➤ **Nous aurons donc :**

$$f_{rdc} = \frac{626,32 \times 2,11}{EI}$$

$$f_1 = \frac{626,32 \times 2,11 + 378,72 \times 1,59}{EI} \quad ; \quad f_2 = \frac{626,32 \times 2,11 + 378,72 \times 1,59 + 299,64 \times 1,59}{EI}$$

✚ **Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :**

✓ **Calcul du déplacement des portiques :**

• **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

• **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

• **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

• **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec : $M_n = T_n \cdot h$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tm} : Raideur des poutres $K = \frac{I_m}{L}$.

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$.

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

Inerties fictives des portiques :

Pour déterminer ces inerties fictives il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de force égale à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de force horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie de refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcule comme suit :

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

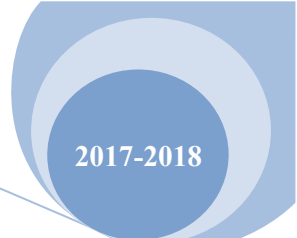


Tableau IV-14 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Niveau	Portique	raideurs et moments				rotation et déplacement				flèche	Inertiers fictives	
		$\Sigma K_{pn} (10^{-4})$	$\Sigma K_{tn} (10^{-4})$	Mn	Mn+1	E θ_n	E ψ_n	E Δ_n	Dn= $\Sigma \Delta_n$		Efn	Ien
7	A-B	0,0022	0,0019	3,06	0	67,11	183,01	560,02	2800,12	1924,32	0,69	4,81
	B-C	0,0022	0,0019	3,06	0	67,11	183,01	560,02		1924,32		
	C-D	0,0022	0,0019	3,06	0	67,11	183,01	560,02		1924,32		
	D-E	0,0022	0,0019	3,06	0	67,11	183,01	560,02		1924,32		
	E-F	0,0022	0,0019	3,06	0	67,11	183,01	560,02		1924,32		
	F-G	0,0022	0,0019	3,06	0	67,11	183,01	560,02		1924,32		
	H-I	0,0022	0,0019	3,06	0	67,11	250,12	765,37		1924,32		
6	A-B	0,0022	0,0019	6,12	3,06	201,32	433,13	1325,39	6626,95	1914,77	0,29	2,02
	B-C	0,0022	0,0019	6,12	3,06	201,32	433,13	1325,39		1914,77		
	C-D	0,0022	0,0019	6,12	3,06	201,32	433,13	1325,39		1914,77		
	D-E	0,0022	0,0019	6,12	3,06	201,32	433,13	1325,39		1914,77		
	E-F	0,0022	0,0019	6,12	3,06	201,32	433,13	1325,39		1914,77		
	F-G	0,0022	0,0019	6,12	3,06	201,32	433,13	1325,39		1914,77		
	H-I	0,0022	0,0019	6,12	3,06	201,32	491,85	1505,06		1914,77		
5	A-B	0,0039	0,002	9,18	6,12	318,75	514,90	1575,61	6302,42	1881,34	0,30	2,09
	B-C	0,0039	0,002	9,18	6,12	318,75	514,90	1575,61		1881,34		
	C-D	0,0039	0,002	9,18	6,12	318,75	514,90	1575,61		1881,34		
	D-E	0,0039	0,002	9,18	6,12	318,75	514,90	1575,61		1881,34		
	E-F	0,0039	0,002	9,18	6,12	318,75	514,90	1575,61		1881,34		
	F-G	0,0039	0,002	9,18	6,12	318,75	514,90	1575,61		1881,34		
	H-I	0,0039	0,002	9,18	6,12	318,75	578,65	1770,68		1881,34		
4	A-B	0,0039	0,002	12,24	9,18	446,25	707,79	2165,83	10829,16	1809,71	0,17	1,17
	B-C	0,0039	0,002	12,24	9,18	446,25	707,79	2165,83		1809,71		
	C-D	0,0039	0,002	12,24	9,18	446,25	707,79	2165,83		1809,71		

CHAPITRE IV :

Etude de contreventement

2017-2018

	D-E	0,0039	0,002	12,24	9,18	446,25	707,79	2165,83		1809,71		
	E-F	0,0039	0,002	12,24	9,18	446,25	707,79	2165,83		1809,71		
	F-G	0,0039	0,002	12,24	9,18	446,25	707,79	2165,83		1809,71		
	H-I	0,0039	0,002	12,24	9,18	446,25	771,54	2360,91		1809,71		
3	A-B	0,0039	0,002	15,3	12,24	573,75	900,67	2756,06	13780,30	1685,55	0,12	0,86
	B-C	0,0039	0,002	15,3	12,24	573,75	900,67	2756,06		1685,55		
	C-D	0,0039	0,002	15,3	12,24	573,75	900,67	2756,06		1685,55		
	D-E	0,0039	0,002	15,3	12,24	573,75	900,67	2756,06		1685,55		
	E-F	0,0039	0,002	15,3	12,24	573,75	900,67	2756,06		1685,55		
	F-G	0,0039	0,002	15,3	12,24	573,75	900,67	2756,06		1685,55		
	H-I	0,0039	0,002	15,3	12,24	573,75	947,73	2900,04		1685,55		
2	A-B	0,0062	0,0021	18,36	15,3	667,86	914,63	2798,77	13993,86	1494,53	0,11	0,75
	B-C	0,0062	0,0021	18,36	15,3	667,86	914,63	2798,77		1494,53		
	C-D	0,0062	0,0021	18,36	15,3	667,86	914,63	2798,77		1494,53		
	D-E	0,0062	0,0021	18,36	15,3	667,86	914,63	2798,77		1494,53		
	E-F	0,0062	0,0021	18,36	15,3	667,86	914,63	2798,77		1494,53		
	F-G	0,0062	0,0021	18,36	15,3	667,86	914,63	2798,77		1494,53		
	H-I	0,0062	0,0021	18,36	15,3	667,86	975,35	2984,56		1494,53		
1	A-B	0,0062	0,0021	21,42	18,36	789,29	1077,19	3296,20	13184,79	1222,33	0,09	0,65
	B-C	0,0062	0,0021	21,42	18,36	789,29	1077,19	3296,20		1222,33		
	C-D	0,0062	0,0021	21,42	18,36	789,29	1077,19	3296,20		1222,33		
	D-E	0,0062	0,0021	21,42	18,36	789,29	1077,19	3296,20		1222,33		
	E-F	0,0062	0,0021	21,42	18,36	789,29	1077,19	3296,20		1222,33		
	F-G	0,0062	0,0021	21,42	18,36	789,29	1077,19	3296,20		1222,33		
	H-I	0,0062	0,0021	21,42	18,36	789,29	1148,02	3512,95		1222,33		
RDC	A-B	0,0046	0,0021	25,5	21,42	930,95	1392,91	4262,30	19887,15	854,63	0,04	0,30
	B-C	0,0046	0,0021	25,5	21,42	930,95	1392,91	4262,30		854,63		
	C-D	0,0046	0,0021	25,5	21,42	930,95	1392,91	4262,30		854,63		

D-E	0,0046	0,0021	25,5	21,42	930,95	1392,91	4262,30	854,63
E-F	0,0046	0,0021	25,5	21,42	930,95	1392,91	4262,30	854,63
F-G	0,0046	0,0021	25,5	21,42	930,95	1392,91	4262,30	854,63
H-I	0,0046	0,0021	25,5	21,42	930,95	927,43	2837,94	854,63

Tableau IV-15 : Inerties fictives des portiques transversaux

Niveau	portique	Raideur et moments				Rotations et déplacements				Flèche	inerties fictives	
		$\Sigma K_{pn} (10^{-4})$	$\Sigma K_{tn} (10^{-4})$	Mn	Mn+1	E θ_n	E ψ_n	E Δ_n	Dn= $\Sigma \Delta_n$	Efn	Ien	Σi_{en}
7	A-B	0,0014	0,00085	3,06	0	294,32	404,30	1237,17	4742,27	1924,32	0,41	1,64
	B-C	0,0014	0,00085	3,06	0	150,00	332,14	1016,36		1924,32		
	C-D	0,0014	0,00085	3,06	0	150,00	332,14	1016,36		1924,32		
	D-E	0,0014	0,00085	3,06	0	150,00	481,17	1472,38		1924,32		
6	A-B	0,0014	0,00085	6,12	3,06	450,00	814,29	2491,71	10878,90	1914,77	0,18	0,72
	B-C	0,0014	0,00085	6,12	3,06	450,00	814,29	2491,71		1914,77		
	C-D	0,0014	0,00085	6,12	3,06	450,00	814,29	2491,71		1914,77		
	D-E	0,0014	0,00085	6,12	3,06	450,00	1112,34	3403,76		1914,77		
5	A-B	0,0024	0,00086	9,18	6,12	455,36	917,07	2806,23	13234,00	1881,34	0,14	0,56
	B-C	0,0024	0,00086	9,18	6,12	741,28	1060,03	3243,69		1881,34		
	C-D	0,0024	0,00086	9,18	6,12	741,28	1060,03	3243,69		1881,34		
	D-E	0,0024	0,00086	9,18	6,12	741,28	1287,71	3940,39		1881,34		
4	A-B	0,0024	0,00086	12,24	9,18	546,43	1217,11	3724,36	18081,70	1809,71	0,10	0,40
	B-C	0,0024	0,00086	12,24	9,18	1037,79	1462,79	4476,14		1809,71		
	C-D	0,0024	0,00086	12,24	9,18	1037,79	1462,79	4476,14		1809,71		
	D-E	0,0024	0,00086	12,24	9,18	1037,79	1766,36	5405,06		1809,71		
3	A-B	0,0024	0,00086	15,3	12,24	595,00	1495,90	4577,46	22864,40	1685,55	0,07	0,28
	B-C	0,0024	0,00086	15,3	12,24	1334,30	1865,55	5708,59		1685,55		

CHAPITRE IV :

Etude de contreventement

2017-2018

	C-D	0,0024	0,00086	15,3	12,24	1334,30	1865,55	5708,59		1685,55		
	D-E	0,0024	0,00086	15,3	12,24	1334,30	2245,02	6869,76		1685,55		
2	A-B	0,0039	0,0009	18,36	15,3	680,00	1511,47	4625,11	23282,27	1494,53	0,06	0,24
	B-C	0,0039	0,0009	18,36	15,3	1558,33	1950,64	5968,96		1494,53		
	C-D	0,0039	0,0009	18,36	15,3	1558,33	1950,64	5968,96		1494,53		
	D-E	0,0039	0,0009	18,36	15,3	1558,33	2195,83	6719,24		1494,53		
1	A-B	0,0039	0,0009	21,42	18,36	765,00	1761,03	5388,74	27372,20	1222,33	0,04	0,16
	B-C	0,0039	0,0009	21,42	18,36	1841,67	2299,36	7036,04		1222,33		
	C-D	0,0039	0,0009	21,42	18,36	1841,67	2299,36	7036,04		1222,33		
	D-E	0,0039	0,0009	21,42	18,36	1841,67	2585,42	7911,39		1222,33		
RDC	A-B	0,0029	0,0009	25,5	21,42	1814,95	2496,44	10185,46	42551,27	854,63	0,02	0,08
	B-C	0,0029	0,0009	25,5	21,42	1712,41	2445,17	9976,28		854,63		
	C-D	0,0029	0,0009	25,5	21,42	1712,41	2445,17	9976,28		854,63		
	D-E	0,0029	0,0009	25,5	21,42	1712,41	3042,46	12413,24		854,63		

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV-16 : Résumé des inerties fictives des portiques

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	MOYENNE
Sens longitudinale	0,3	0,65	0,75	0,86	1,17	2,09	2,02	4,81	1,58
Sens transversale	0,08	0,16	0,24	0,28	0,4		0,72	1,64	0,51
						0,56			

IV.5.COMPARAISON DES INERTIES DES VOILES ET DES PORTIQUES :

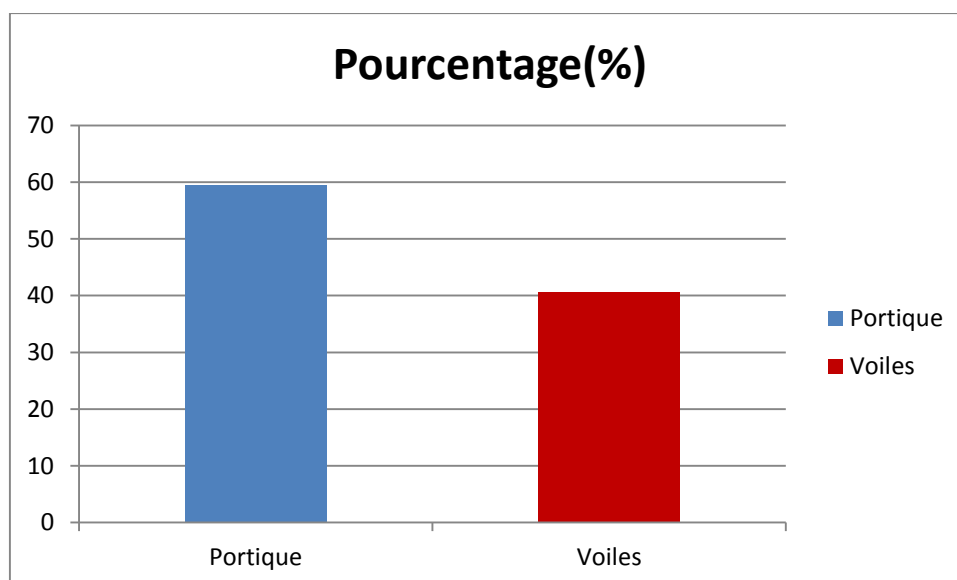
a) Proportions des charges horizontales reprises par les voiles et les portiques :

• **SENS LONGITUDINAL :**

•

Tableau IV-17 : COMPARAISON DES INERTIES DES VOILES ET DES PORTIQUES

Inertie	Inertie(m4)	Pourcentage(%)
Portique	1,58	59,4
Voiles	1,088	40,60
Portiques+voiles	2,668	100



- SENS TRANSVERSAL :

Tableau IV-18 : COMPARAISON DES INERTIES DES VOILES ET DES PORTIQUES

Inertie	Inertie(m4)	Pourcentage(%)
Portique	0,51	14,28
Voiles	3,06	85,62
Portiques+voiles	3,57	100

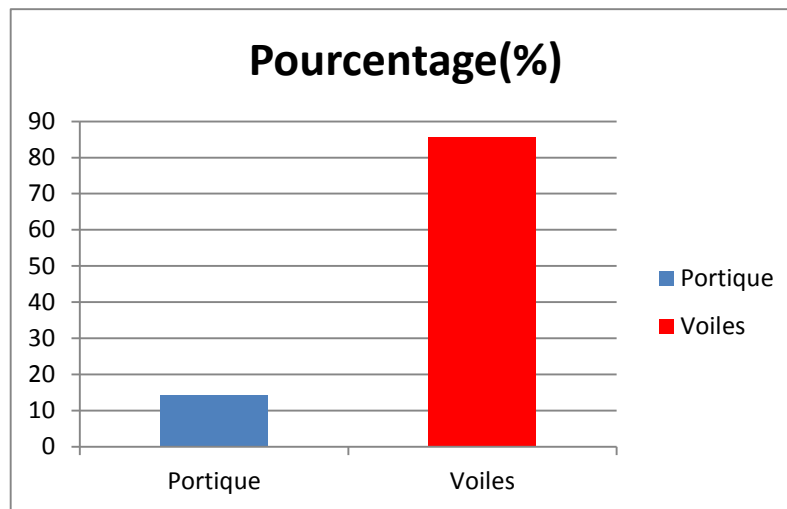


Figure IV-4: Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

b) Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

❖ La charge permanente du plancher : $G = 5.42 \text{ KN/m}^2$

❖ La surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

❖ La charge totale : $G_t = 5.42 + 1.5 = 6.92 \text{ KN/m}^2$

❖ La surface d'un panneau $S_p = 3.8 \times 3.8 = 14.44 \text{ m}^2$

❖ **La surface totale du plancher :**

$$S_t = L_x \times L_y = (26.20 \times 14.3) = 374.66 \text{ m}^2$$

❖ **La charge vertical totale du plancher :**

$$Ch_{v \text{ t plancher}} = S_t \times G_t = 374.66 \times 6.92 = 2592.64 \text{ KN}$$

❖ **La charge vertical totale d'un panneau :**

$$Ch_{v \text{ t panneau}} = S_p \times G_t = 14.44 \times 6.92 = 99.92 \text{ KN}$$

❖ **La charge reprise par un voile :** $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{v \text{ t panneau}}}{2} = \frac{99.92}{2} = 49.96 \text{ KN}$

❖ La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{tr\text{ voiles}} = Ch_{r\text{ voile}} \times = 49.96 \times 23 = \mathbf{1049.08\text{ KN}}$$

$$\left. \begin{array}{l} Ch_{v\text{ t plancher}} = 2592.21\text{ KN} \\ Ch_{t\text{ r voiles}} = 1049.08\text{ KN} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \longrightarrow 100\% \\ \longrightarrow X \end{array} \rightarrow X = \frac{1049.08 \times 100}{2592.21} = \mathbf{44.23\%}$$

❖ CONCLUSION :

Dans notre structure les voiles reprennent au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et presque la moitié des sollicitations dues aux charges horizontales.

⇒ **La structure est contreventée par voile porteur**

Le coefficient de comportement global de la structure **R = 3,5 (RPA 2003 Art4.2.3 Tableau4)**

CHAPITRE V:

Modélisation et vérifications RPA



V.1 : INTRODUCTION :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

V.1.1 :Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (*Extended Three Dimensions Analysis Building Systems*) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS v9.0.6**.

V.1.2 :Historique :

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par **ETABS Non linear 9.6.0. réf [1]**. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

V.1.3 :Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- ❖ La modélisation de tous types de bâtiments.
- ❖ La prise en compte des propriétés des matériaux.
- ❖ L'analyse des effets dynamique et statique.
- ❖ La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- ❖ Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel :(terminologie):

- **Grid line** : ligne de grille
- **Joints** : nœuds
- **Frame** : portique (cadre)
- **Shell** : voile
- **Elément** : élément

- **Restreints** : degrés de liberté(D.D.L)
- **Loads** : charge
- **Uniformed Loads** : point d'application de la charge
- **Define** : définir
- **Materials** : matériaux
- **Concrete** : béton
- **Steel** : acier
- **Frame section** : coffrage
- **Column** : poteau
- **Beam** : poutre

V.1.4 : Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- b) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- c) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- d) Définition des charges statiques (G, Q).
- e) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- f) Définition de la charge sismique E.
- g) Chargement des éléments.
- h) Introduction des combinaisons d'actions.
- i) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

a. Introduction de la géométrie de l'ouvrage

- ✓ **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

b. Géométrie de base :

On clique sur :

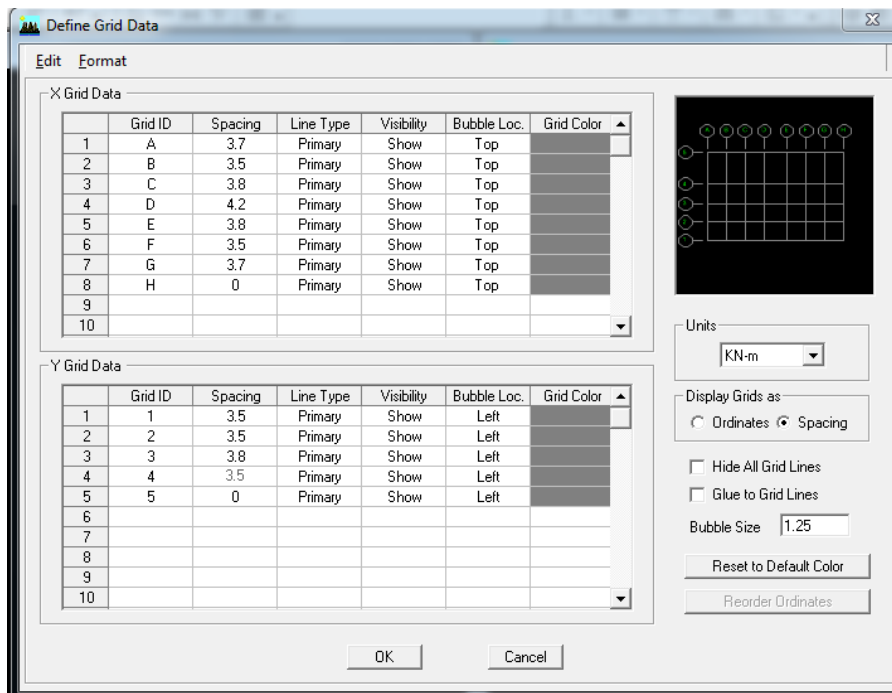
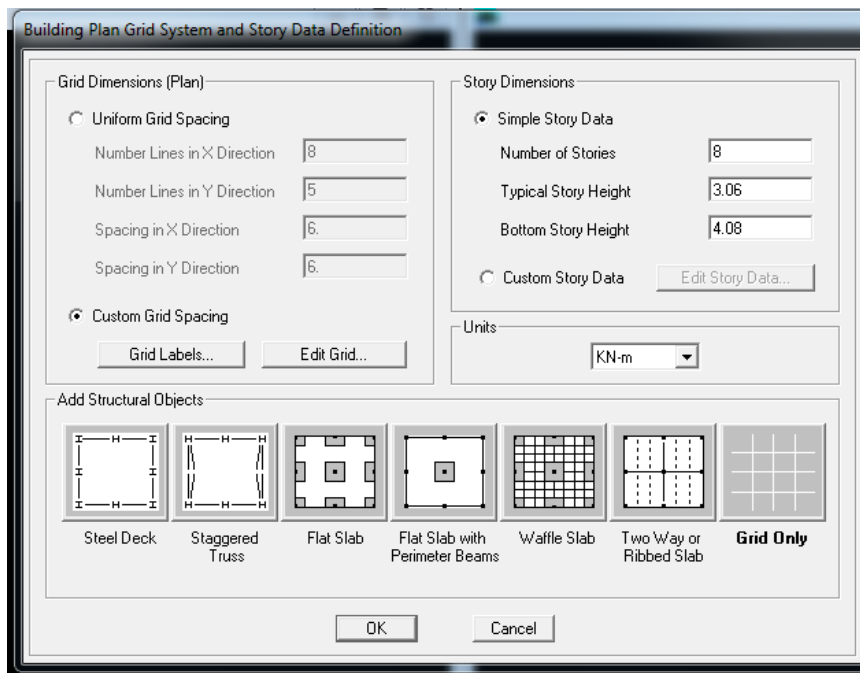
File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA

Cette opération permet d'introduire :

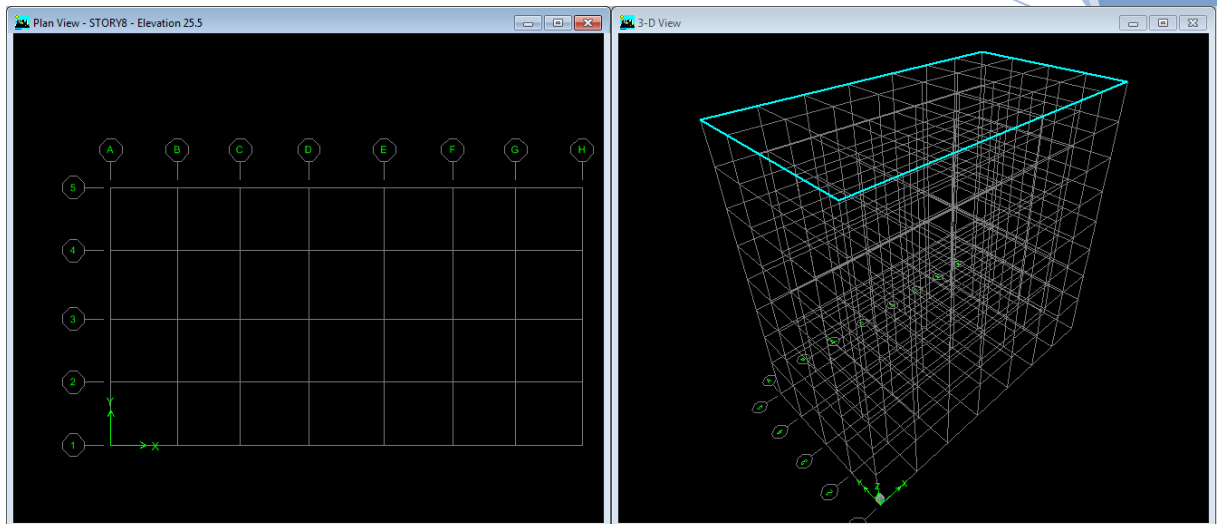
- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs de différents étages.
- Les longueurs de travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



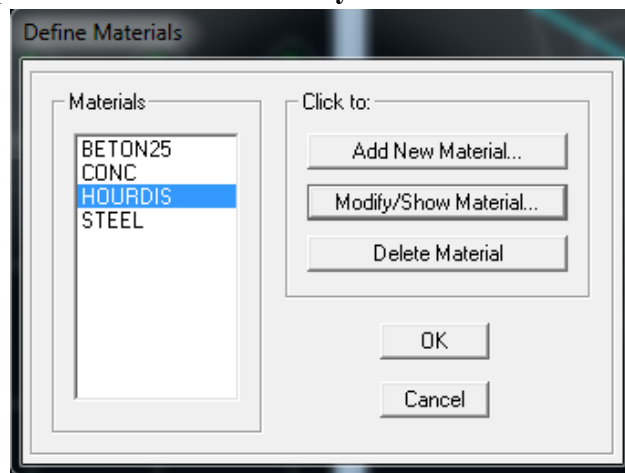
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



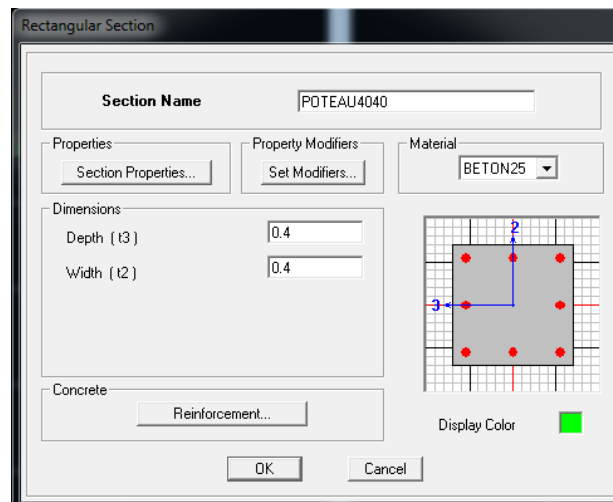
c. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material



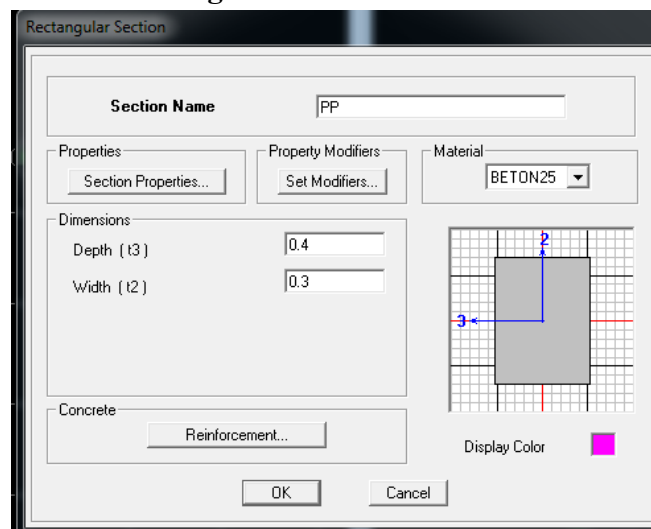
Dans la boîte dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



d) Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

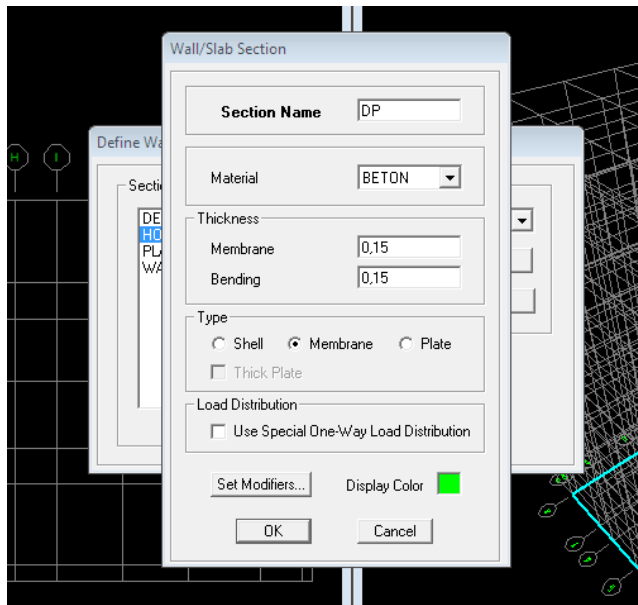
Define ⇒ Frame Sections ⇒ ADD Rectangular



On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇒ *Area Sections* ⇒ *Add New Section*



Puis on définit leurs propriétés :

◆ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



◆ Pour les poteaux :

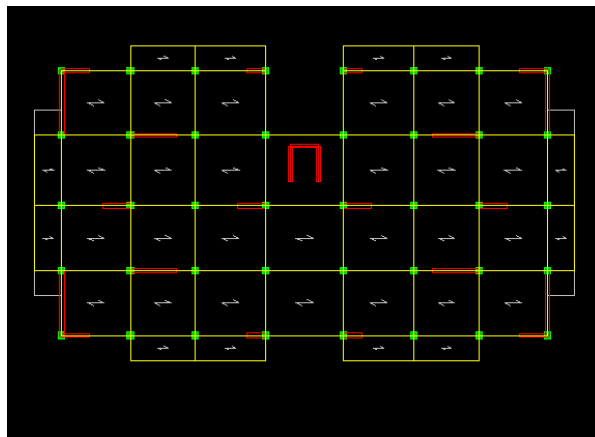
On clique sur le bouton




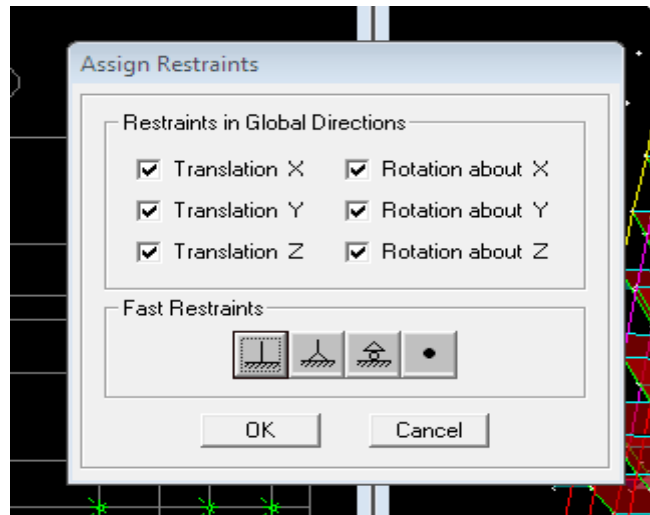
Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *None* on choisit le nom de la section (pot 30 30 par exemple) on valide.

◆ Pour la poutre et les voiles :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles ; on obtient la structure suivantes :



Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

- ◆ **Masse source** : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99).

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

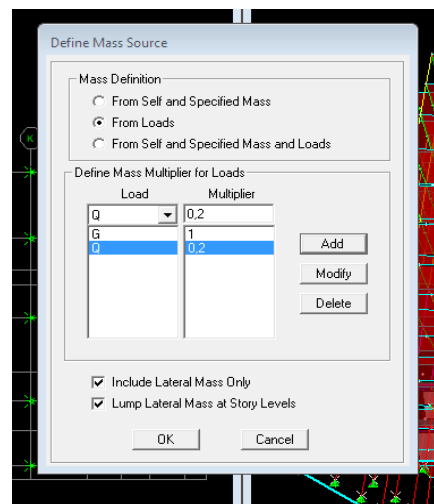
β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le **tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003** (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

L'inertie massique est déterminée

automatiquement par ETABS

Define ⇒ Masse

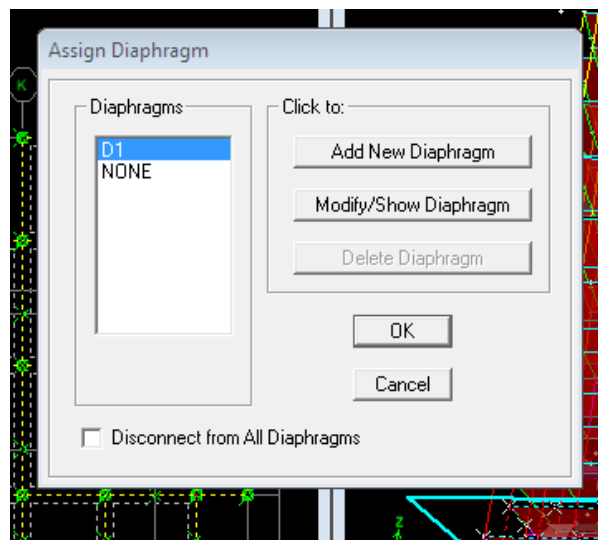
Source ⇒ From Loads.



- ◆ **Diaphragme** : les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. Eux qui sont désignées par la notation de <<Nœuds Maitre>>.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage : **Assign** ⇒ **Joint/Point** ⇒ **Diaphragmas** ⇒ **D1** ⇒ **OK**.



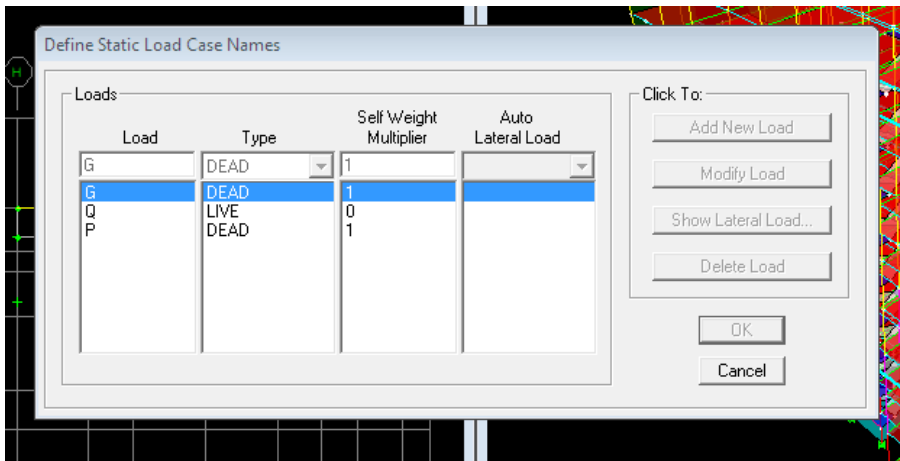
Le deuxième étage **Assign** ⇒ **Joint/Point** ⇒ **Diaphragms** ⇒ **Add**

New Diaphragm ⇒ **D2** ⇒ **OK**.

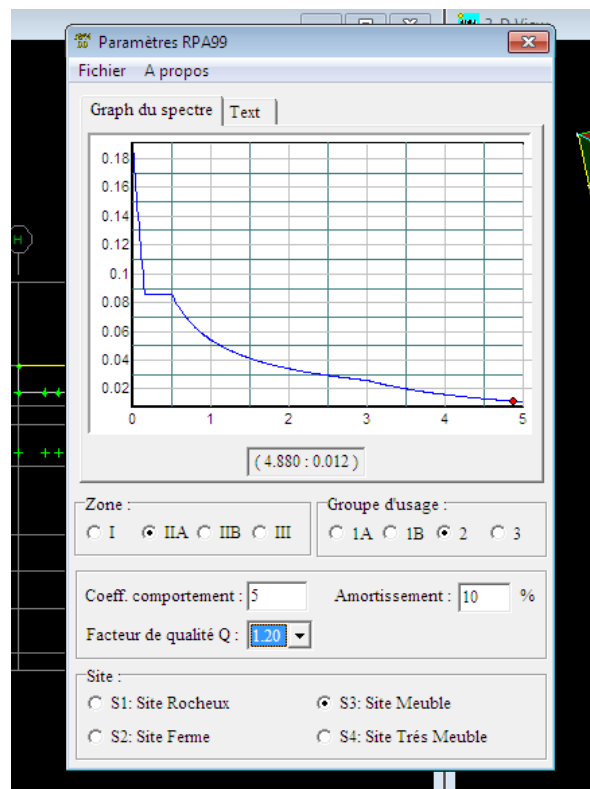
On suit la même procédure pour les autres étages.

e. Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **Static Load Cases**.



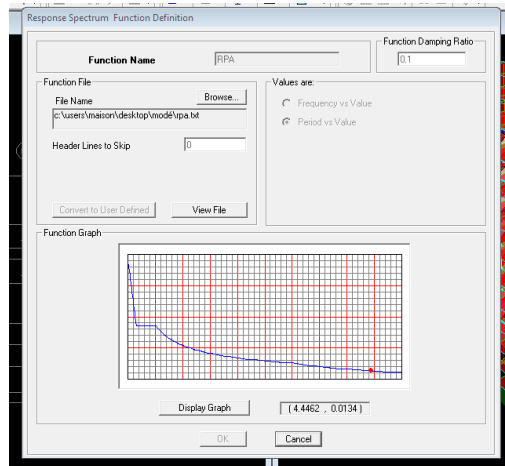
Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :



Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T .

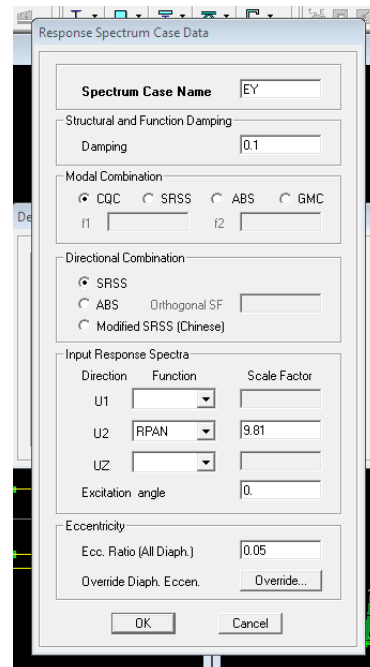
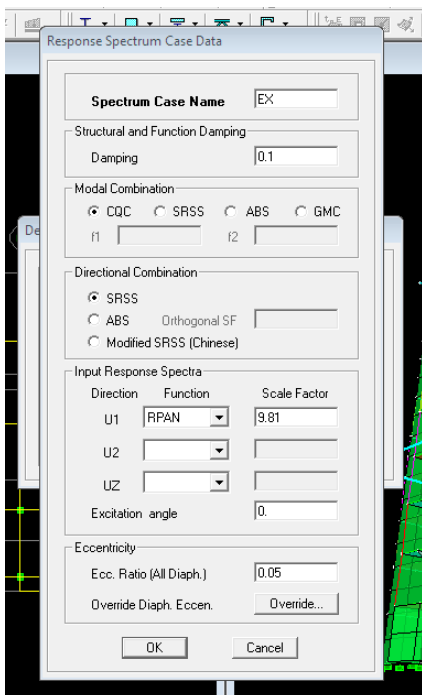
On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text** ⇒ **Enregistrer**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define** ⇒ **response spectrum** ⇒ **function spectre from file**.



f. Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** ⇒ **Response Spectrum Cases** ⇒ **Add New Spectrum**.



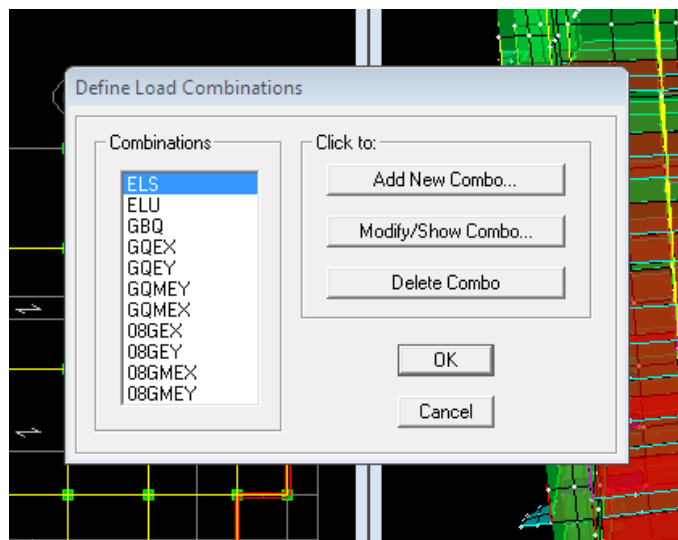
g. Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign** ⇒ **areas load** ⇒ **uniform**.

h. Introduction des combinaisons d'actions

- ❖ **Combinaisons aux états limites**
ELU 1,35 G+1,5 Q.
ELS G+Q.
- ❖ **Combinaisons accidentelle du RPA**
GQE : G+Q ± E.
08 GE : 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define**⇒**Loads**
Combinaisons⇒ **Add New Combo**.



i. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

❖ Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze** ⇒ **Run Analysis**

❖ Visualisation des résultats

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base

Show Tables ⇒ Base Reactions ⇒ Select Cases/Comb ⇒ E.

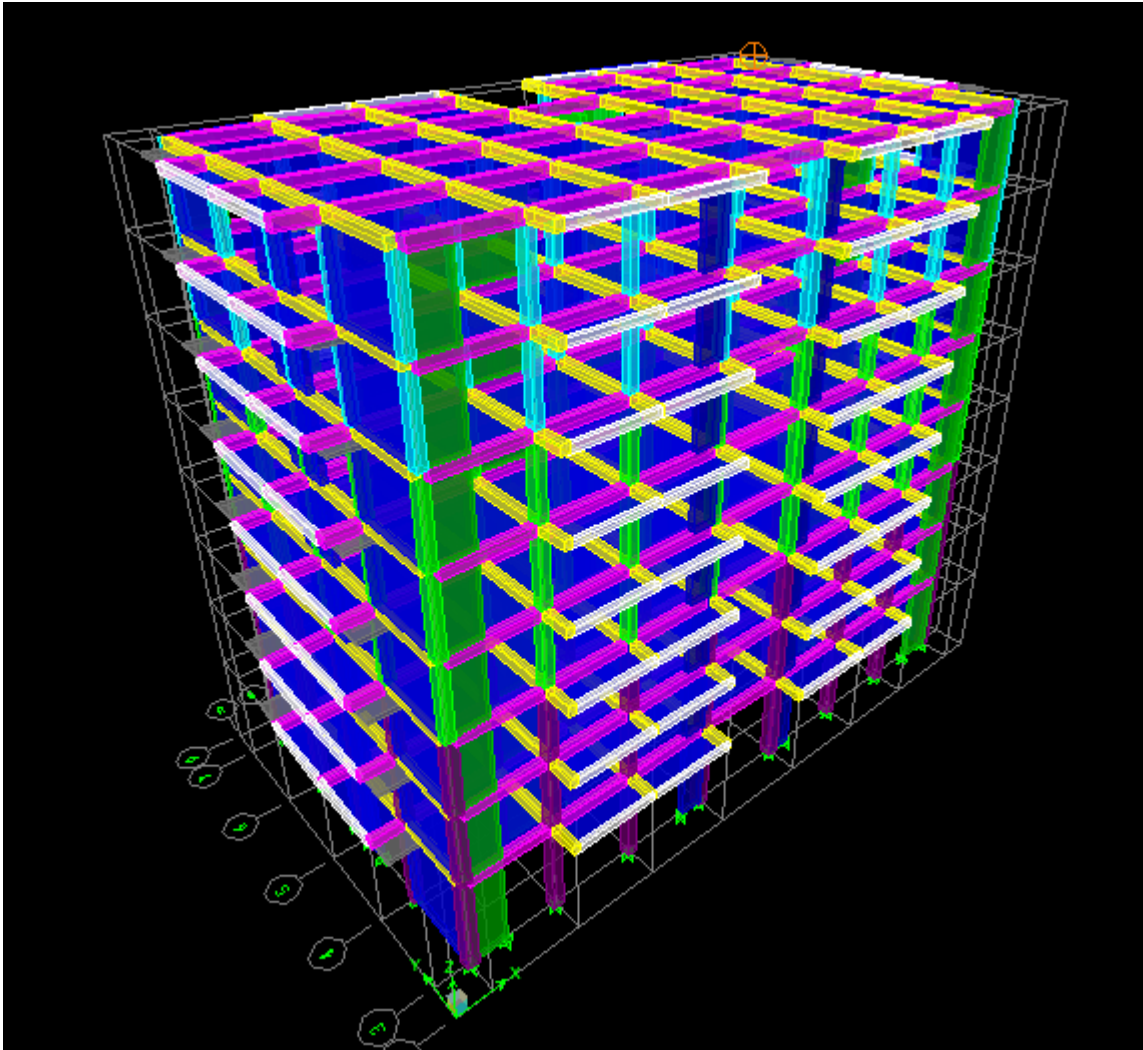


FIGURE V.1.1 : Vue en 3D de la structure

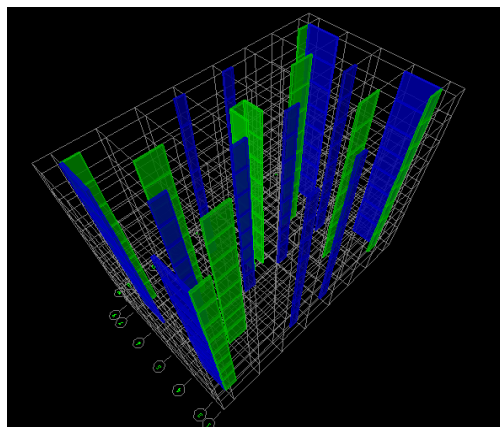
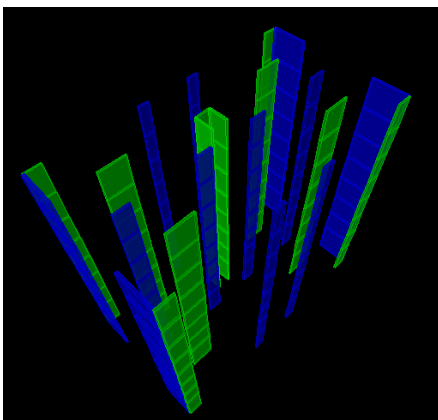
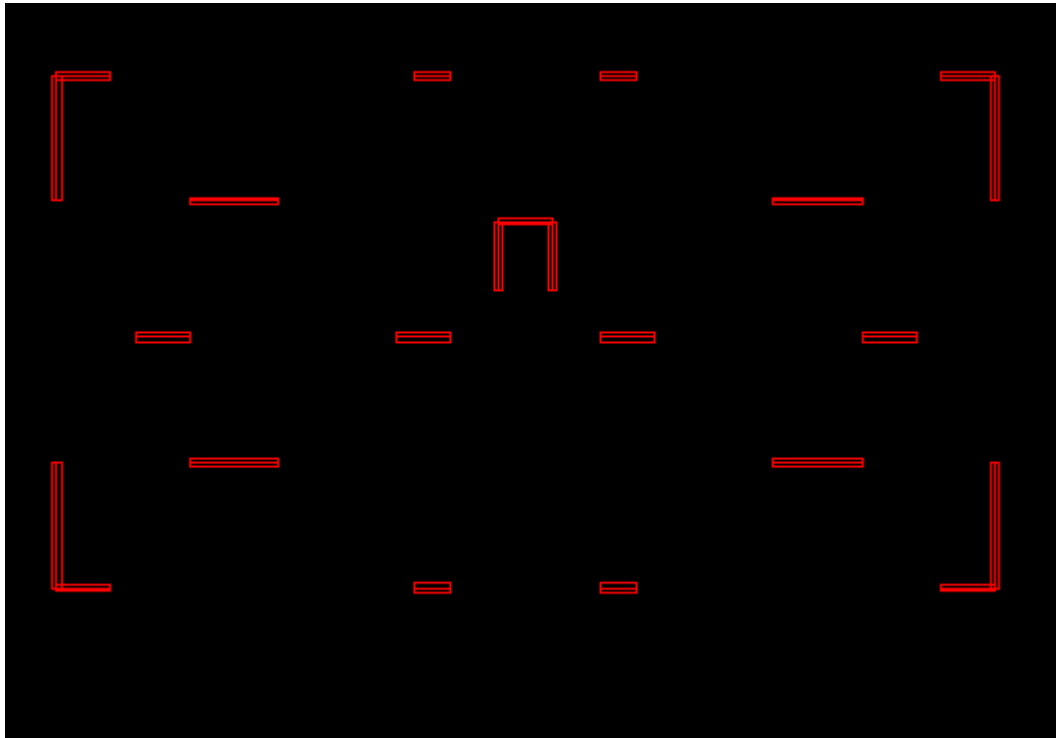


FIGURE V.1.2 : Disposition des voiles**Figure V.1.4** :Disposition voiles

V.2 : Vérifications selon les exigences de RPA

- Cette deuxième partie de ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :
 - ❖ La période fondamentale de la structure.
 - ❖ L'excentricité.
 - ❖ Le pourcentage de participation de la masse modale.
 - ❖ Justification du système de contreventement.
 - ❖ L'effort tranchant à la base.
 - ❖ Les déplacements relatifs.
 - ❖ Déplacement maximal de la structure.
 - ❖ Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
 - ❖ Spécification pour les poteaux.

V.2.1. Vérification de la période empirique T :

V.2.1.1- Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 \times (25,5)^{3/4} = 0,567 \text{ s}$$

V.2.1.2- Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0,737 \text{ s}$$

V.2. 1.3- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

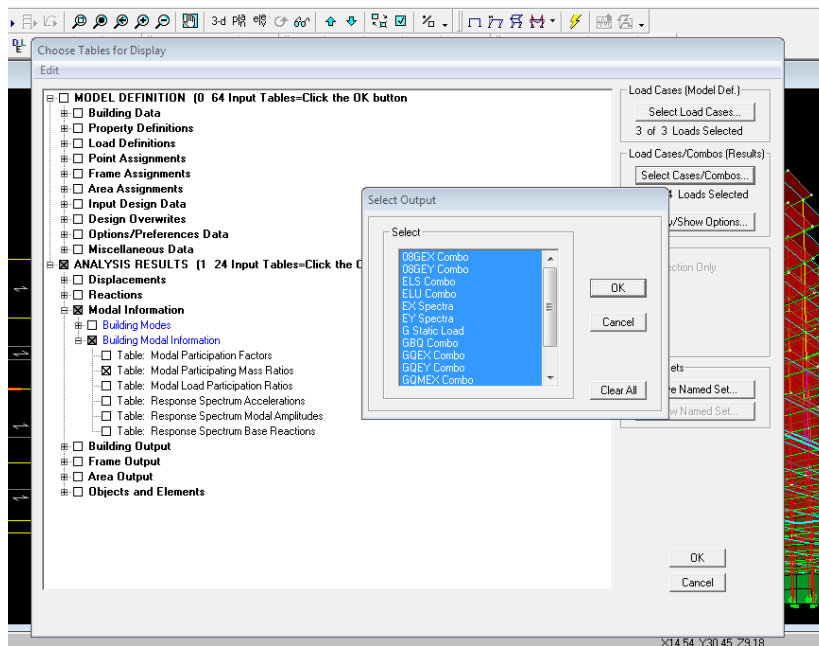
Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → OK



Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « *Modal Participating Mass Ratios* »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,674460	0,0000	70,1643	0,0000	0,0000	70,1643	0,0000	98,2246
	2	0,607335	73,7180	0,0000	0,0000	73,7180	70,1643	0,0000	0,0000
	3	0,487183	0,0109	0,0000	0,0000	73,7289	70,1643	0,0000	0,0000
	4	0,165103	15,5553	0,0000	0,0000	89,2841	70,1643	0,0000	0,0000
	5	0,153212	0,0000	19,5449	0,0000	89,2841	89,7092	0,0000	1,4799
	6	0,110191	0,0077	0,0000	0,0000	89,2918	89,7092	0,0000	0,0000
	7	0,074354	5,6142	0,0000	0,0000	94,9059	89,7092	0,0000	0,0000
	8	0,066385	0,0000	6,2916	0,0000	94,9059	96,0008	0,0000	0,2401
	9	0,048070	0,0020	0,0000	0,0000	94,9080	96,0008	0,0000	0,0000
	10	0,042611	2,6454	0,0000	0,0000	97,5533	96,0008	0,0000	0,0000
	11	0,040186	0,0000	2,4393	0,0000	97,5533	98,4401	0,0000	0,0386
	12	0,029412	0,0001	0,0000	0,0000	97,5535	98,4401	0,0000	0,0000

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes

Mode s	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M1 0	M1 1	M1 2
Période (s)	0,67 4	0,60 7	0,48 7	0,16 5	0,15 3	0,11 0	0,07 4	0,06 6	0,04 8	0,0 42	0,04 0	0,0 29

❖ **Comparaison des résultats**

On a :

- La période calculée $T = 0,567$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0,737$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,674$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

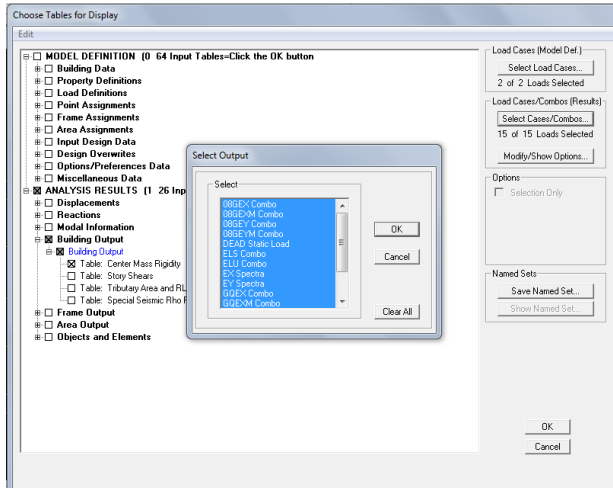
➤ **La période est vérifiée****V.2.2 : Vérification de l'excentricité :**

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS→*building output*

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...→ **OK**→**OK**

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
	RDC	D1	540,2617	540,2617	14,550	8,369	540,2617	540,2617	14,550
	ET1	D2	518,3717	518,3717	14,550	8,358	518,3717	518,3717	14,550
	ET2	D3	511,7410	511,7410	14,550	8,356	511,7410	511,7410	14,550
	ET3	D4	506,1848	506,1848	14,550	8,355	506,1848	506,1848	14,550
	ET4	D5	506,1848	506,1848	14,550	8,355	506,1848	506,1848	14,550
	ET5	D6	500,3342	500,3342	14,550	8,353	500,3342	500,3342	14,550
	ET6	D7	495,5581	495,5581	14,550	8,352	495,5581	495,5581	14,550
	ET7	D8	439,0728	439,0728	14,550	8,313	439,0728	439,0728	14,550

Les résultats s'afficheront comme suit :

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion)

puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
RDC	14,55	8,369	14,55	8,666	0	-0,297
ET1	14,55	8,358	14,55	8,633	0	-0,275
ET2	14,55	8,356	14,55	8,572	0	-0,216
ET3	14,55	8,355	14,55	8,516	0	-0,161
ET4	14,55	8,355	14,55	8,469	0	-0,114
ET5	14,55	8,353	14,55	8,43	0	-0,077
ET6	14,55	8,352	14,55	8,399	0	-0,047
ET7	14,55	8,313	14,55	8,376	0	-0,063

Avec : $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

❖ **Comparaison des résultats :**

➤ **Sens longitudinal**

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 26,2 = 1,31 > 0 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

➤ **Sens transversal**

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 17,95 = 0,71 > -0,063 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

❖ **Justification de la régularité en plan :**

$e_x = 0m < 15\%L_x = 3,93 \text{ m} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

$e_y = -0,063m < 15\%L_y = 2,13 \text{ m} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

V.2.3. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure **.(article 4.3.4 RPA99 version 2003).**

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Mode	Period [s]	SumUX [%]	SumUY [%]	SumUZ [%]
1	0,67446	0	70,1643	0
2	0,607335	73,718	70,1643	0
3	0,487183	73,7289	70,1643	0
4	0,165103	89,2841	70,1643	0
5	0,153212	89,2841	89,7092	0
6	0,110191	89,2918	89,7092	0
7	0,074354	94,9059	89,7092	0
8	0,066385	94,9059	96,0008	0
9	0,04807	94,908	96,0008	0
10	0,042611	97,5533	96,0008	0
11	0,040186	97,5533	98,4401	0
12	0,029412	97,5535	98,4401	0

La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du **RPA (article 4.3.4) est vérifiée.**

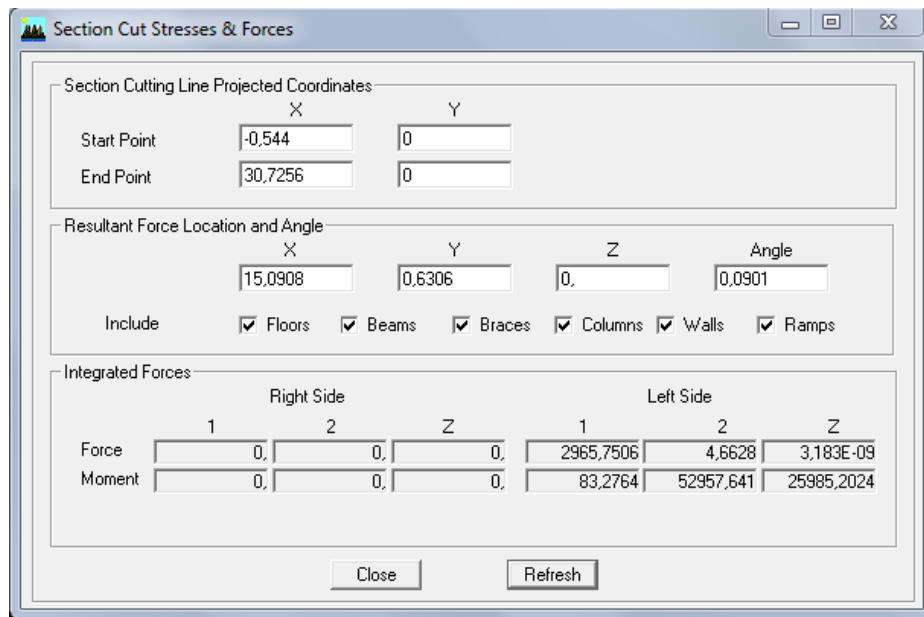
V.2.4. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

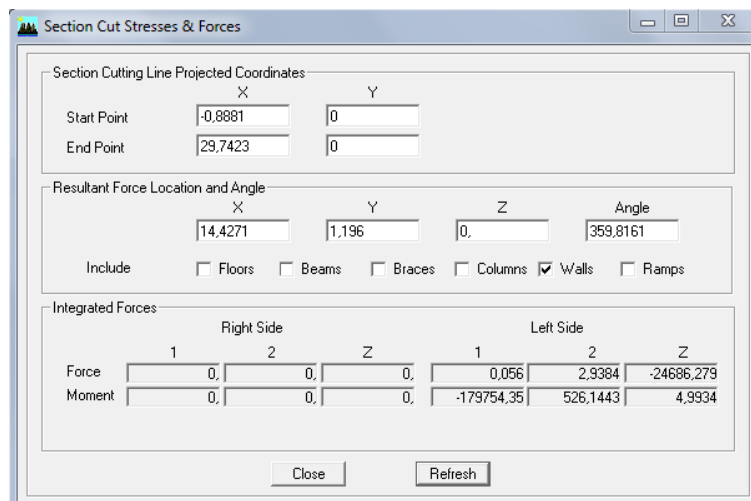
- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:
Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:
Draw → Draw Section Cut

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



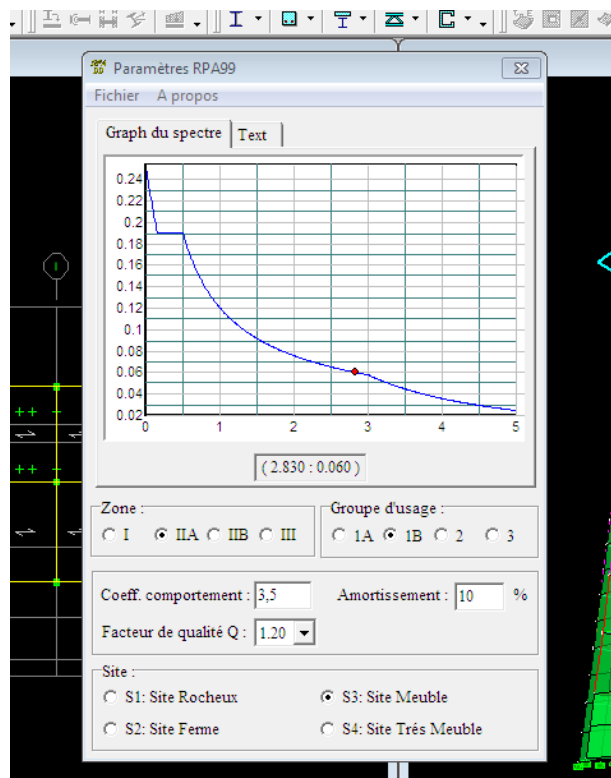
Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

❖ Récapitulatif des résultats :**Tableau V.4.** : Justification du système de contreventement

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	2965,75	100	2724,03	91
Sens Ey	2706,63	100	2520,79	93
ELU	-60217,37	100	-24686,2	41

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$
D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS , puis refaire l'analyse.



V.2.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 / Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être **inférieure à 80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{Ax D x Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

➤ **Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } → **A = 0,15 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \dots T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s < T_{etabs}= 0,674s < 3s$ donc : $D=2,5\eta (T_2/ T)^{2/3}$

➤ le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$: est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le **tableau (4.2/RPA 99)** présenté ci-après.

Tableau V.5: Tableau de coefficient d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs Béton Armé / Maçonnerie
	Béton Armé	Acier	
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas : $\xi=10\%$

D'où $\eta = 0,76 > 0,7 \dots \dots$ *condition vérifiée*

Alors : $D = 2,5 \times 0,76 \times (0,5 / 0,674)^{2/3} = 1,56$

W_t : poids de la structure donné par le logiciel ETABS $W_t = 40451,27$ kN

Tableau V.6 : Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,56
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN]	40451,27

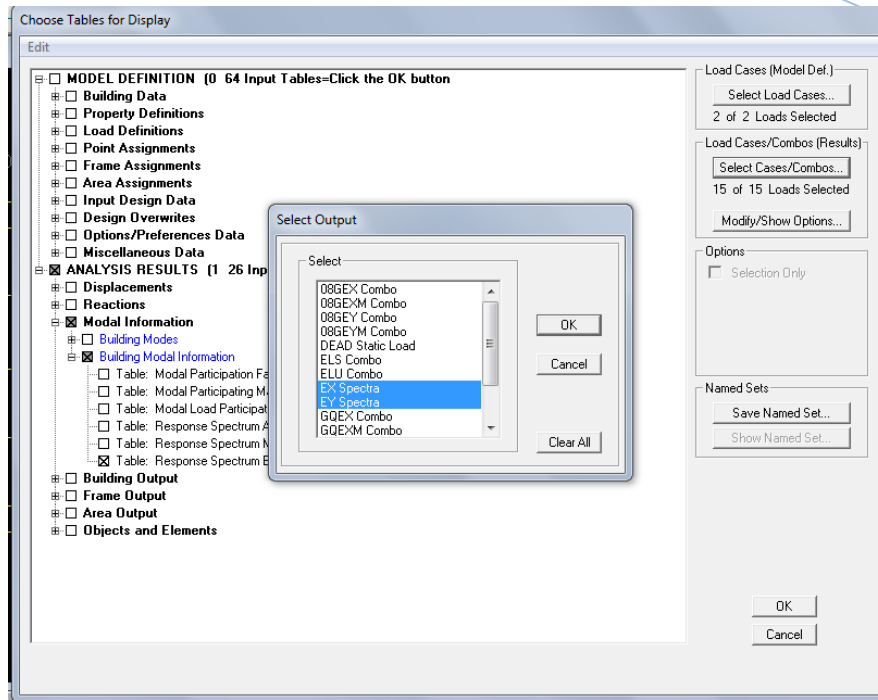
$$V = \frac{0,15 \times 1,56 \times 1,20}{3,5} 40451,27 = 3245,34 \text{ KN}$$

$$V_{RPA} = 3245,34 \text{ KN}$$

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display → show tables



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS→***modal Information***→***building modal information***

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos...→***OK***→***OK***

Les résultats s'afficheront comme suit :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	2	U1	2840,92	0,00	0,00	0,000	52860,079	-23708,0
EX	3	U1	0,48	0,00	0,00	0,000	9,210	-7,980
EX	4	U1	680,44	0,00	0,00	0,000	1891,722	-5698,4
EX	5	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	6	U1	0,40	0,00	0,00	0,000	2,055	-6,070
EX	7	U1	339,28	0,00	0,00	0,000	1192,923	-2829,2
EX	8	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	9	U1	0,14	0,00	0,00	0,000	0,513	-1,810
EX	10	U1	178,11	0,00	0,00	0,000	377,020	-1495,0
EX	11	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	12	U1	0,01	0,00	0,00	0,000	0,023	-0,250
EX	All	All	2965,76	0,00	0,00	0,000	52952,646	24757,4
EY	1	U2	0,00	2511,43	0,00	-47670,901	0,000	36541,2
EY	2	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	4	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	5	U2	0,00	2511,43	0,00	-47670,901	0,000	36541,2

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 2965,76 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 2706,86 \text{ KN}$$

❖ Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à **80%** de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $0,8V_{RPA} = 2596,27 \text{ KN}$

➤ Sens longitudinal :

$$V_{x \text{ dyn}} = 2965,76 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 2596,27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Sens transversal :

$$V_{y \text{ dyn}} = 2706,86 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 2596,65 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.2.6. Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe **4.2.10 du RPA 99**, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

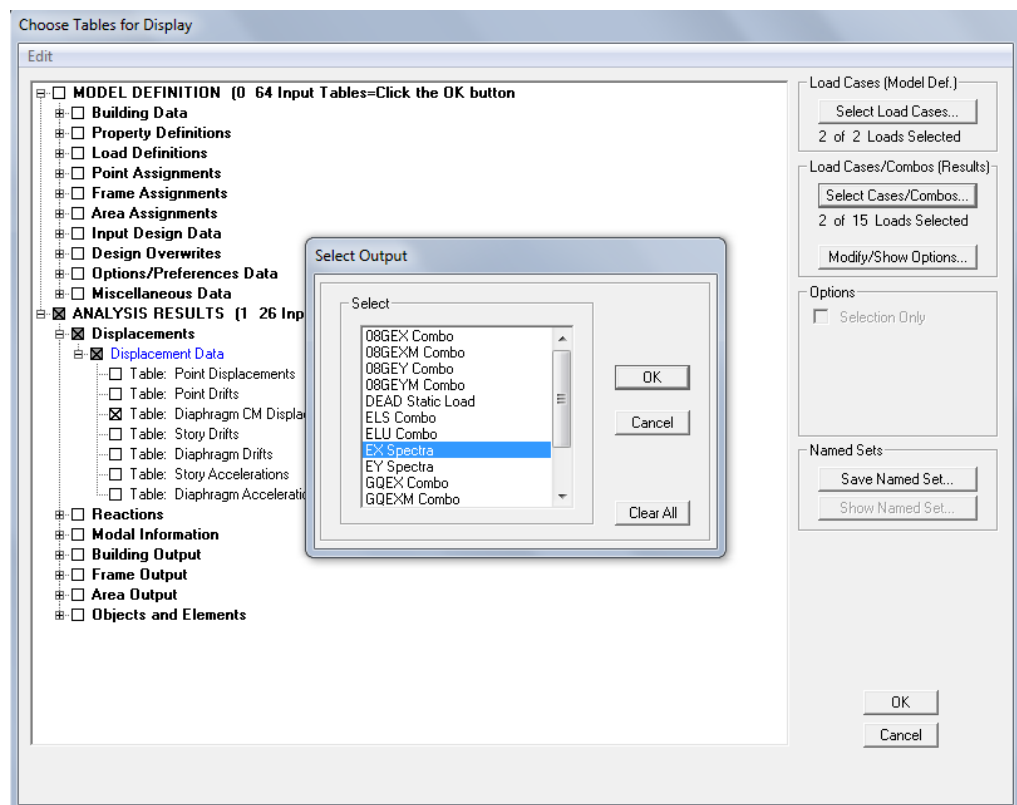
$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_x = K_{xi} - K_{xi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

H_e : hauteur de l'étage considéré.

➤ **Dans le sens longitudinal**

pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS → ***Displacement Data*** → ***table : Diaphragm CM displacement***

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

➤ **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

- **Tableau V.7** : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Story	Diaphragm	δ_{kx} [m]	δ_{ky} [m]	ΔKx	ΔKy	1%He	conclusion
STORY8	D8	0,0125	0,0147	0,0015	0,0022	0.0306	cv
STORY7	D7	0,011	0,0125	0,0016	0,0022	0.0306	cv
STORY6	D6	0,0094	0,0103	0,0017	0,0022	0.0306	cv
STORY5	D5	0,0077	0,0081	0,0019	0,0022	0.0306	cv
STORY4	D4	0,0058	0,0059	0,0018	0,002	0.0306	cv
STORY3	D3	0,004	0,0039	0,0017	0,0017	0.0306	cv
STORY2	D2	0,0023	0,0022	0,0014	0,0014	0.0306	cv
STORY1	D1	0,0009	0,0008	0,0009	0,0008	0.0408	cv

➤ **Conclusion :**

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

V.2.7 : Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

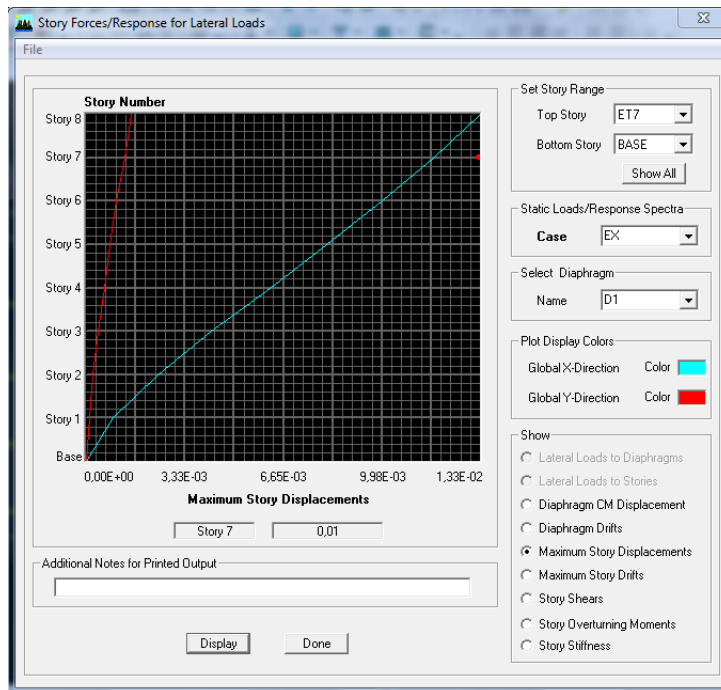
$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{26,2}{500} = 0,0524 \text{ m (BAEL91.art B.6.5,3)}$$

➤ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS**

❖ **Dans le sens longitudinal**

On suit le cheminement suivant : ***Display*** → ***Show Story Response Plots..***

La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

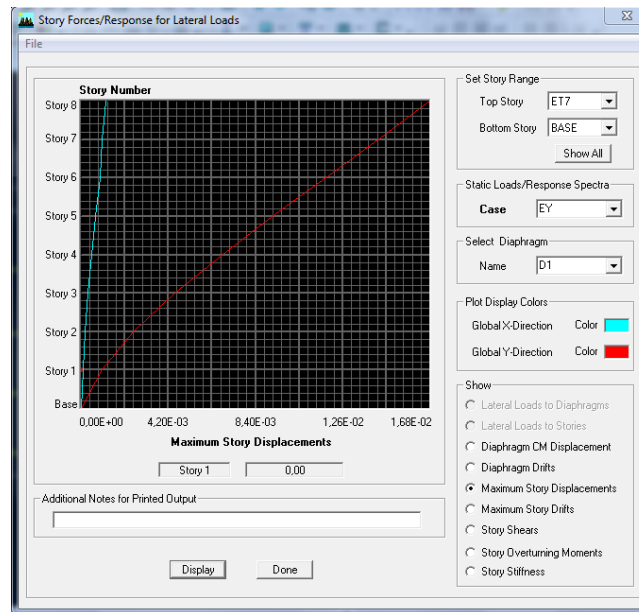


Puis, on clique sur ***display***

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

• **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ Résultats trouvés :

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : **0.01m**
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : **0.02m**
Flèche admissible : **0,0524 m**

➤ Conclusion:

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

V.2.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux: $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_K x \Delta_k}{V_K x h_K}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau

« k-1 » h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau V.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Niv	Sens x-x (sous Ex)					Sens y-y (sous Ey)			
	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN/m)	$V_k \times h_k$ (KN)	Θ	Δk_5 (m)	V_k (KN/m)	$V_k \times h_k$ (KN)	Θ
7	4972,72	0,0015	692,52	2119,1112	<u>0,00351991</u>	0,0022	681,85	2086,461	<u>0,00524332</u>
6	9977,72	0,0016	1266,98	3876,9588	<u>0,00411775</u>	0,0022	1210,6	3704,436	<u>0,00592559</u>
5	15097,47	0,0017	1744,1	5336,946	<u>0,00480906</u>	0,0022	1620,37	4958,3322	<u>0,00669871</u>
4	20217,21	0,0019	2140,97	6551,3682	<u>0,00586331</u>	0,0022	1956,22	5986,0332	<u>0,00743027</u>
3	25336,96	0,0018	2457,83	7520,9598	<u>0,00606392</u>	0,002	2225,27	6809,3262	<u>0,00744184</u>
2	30586,76	0,0017	2697,07	8253,0342	<u>0,00630041</u>	0,0017	2435,09	7451,3754	<u>0,00697824</u>
1	35836,56	0,0014	2867,08	8773,2648	<u>0,00571864</u>	0,0014	2595,52	7942,2912	<u>0,00631697</u>
RDC	41545,73	0,0009	2965,75	12100,26	<u>0,00309011</u>	0,0008	2706,86	11043,989	<u>0,00300947</u>

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

V.2.9 : Spécification pour les poteaux :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec : } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

B_c : Section du poteau

❖ Poteaux 45x45 :

$$N_d = 1527,83 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1527,83 \cdot 10^3}{450 \cdot 450 \cdot 25} = 0,3 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Poteaux 40x40 :

$$N_d = 899,5 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{899,5 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 25} = 0,22 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

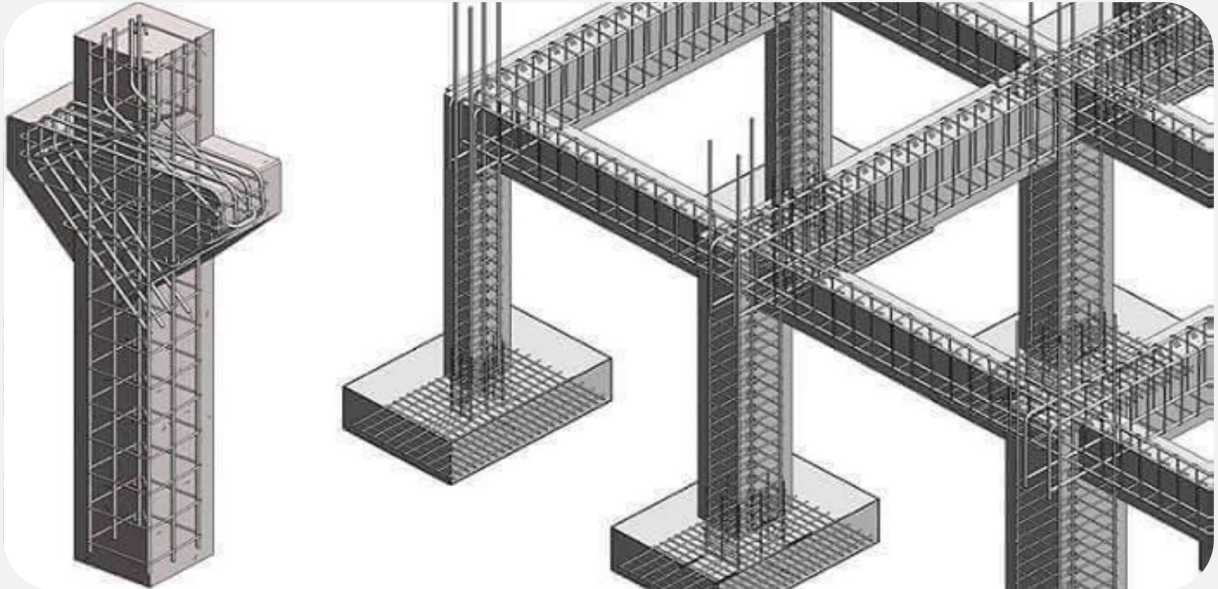
❖ Poteaux 35x35 :

$$N_d = 347,09 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{347,09 \cdot 10^3}{350 \cdot 350 \cdot 25} = 0,11 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VI:

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX



VI.1. Les poteaux :VI.1.1. Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & ELU \\ G + Q & ELS \\ G + Q \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \\ 0,8 \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \end{array} \right.$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

On distingue trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

VI.1.2. Recommandations du R.P.A. 2003 :VI.1.2.1. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimal est de 0,80 % de la section du poteau en zone IIa.

Poteau (45×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

Poteau (40 × 40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

Poteau (35 × 35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone courante est de 4 % de la section du poteau.

Poteau (45 × 45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40 × 40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (35 × 35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 % de la section du poteau.

Poteau (45 × 45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteau (40 × 40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau (35 × 35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

-Le diamètre minimal est $\Phi 12$.

-La longueur de recouvrement minimale est de **40Φ en zone II a.**

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** en zone **II a.**

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VI.1.3. Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b₁ et *h₁* : dimensions du poteau.

h_e: hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

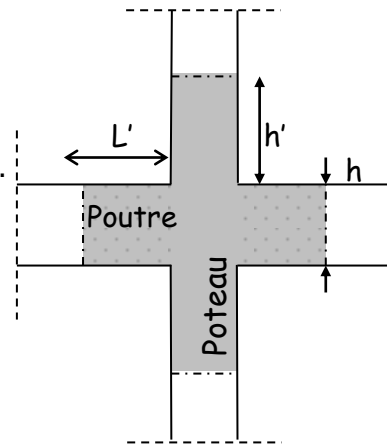


Figure VI-1: Délimitation de la zone

On aura :

– *h' = 60cm.*

– *L' = 2 × 40 = 80 cm : poutres principales de (30 × 40).*

– *L' = 2 × 35 = 70 cm : poutres secondaires de (30 × 35).*

VI.1.4. Les armatures transversales :

-

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \dots \dots \dots \text{(R.P.A. Version 2003, Art. 7.4.2.2)}$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant de 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.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g: L'élançement géométrique du poteau.

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone II a :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

-Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\text{min}}$$

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 :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\text{min}}$.

VI.1.5. Calcul du ferraillage :

VI.1.5.1. Etapes 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

$$e = M/N.$$

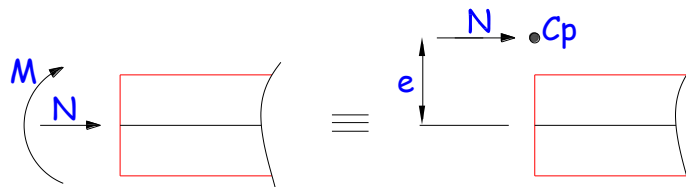


Figure VI.1.2 : Section en flexion composée.

➤ Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

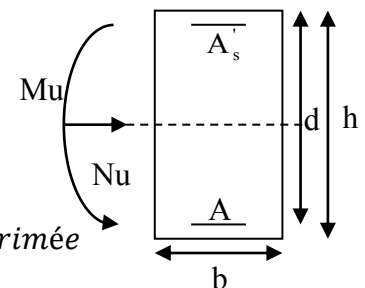
- Armatures longitudinales :

Etapes 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 :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28} \Rightarrow (*)$$



Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow$ Moment fictif

- ❖ Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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_r

On calcule :

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

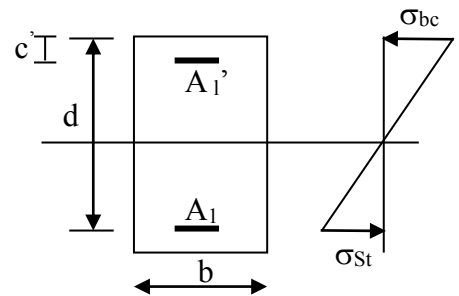
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_l'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$



- ❖ Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow (**)$$

- ❖ Si l'inégalité (**) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

- ❖ Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c) - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ En situation durable

$\gamma_b = 1,15$ En situation accidentelle

N_u : effort de compression

VI.1-5-2) Calcul du ferraillage des poteaux avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

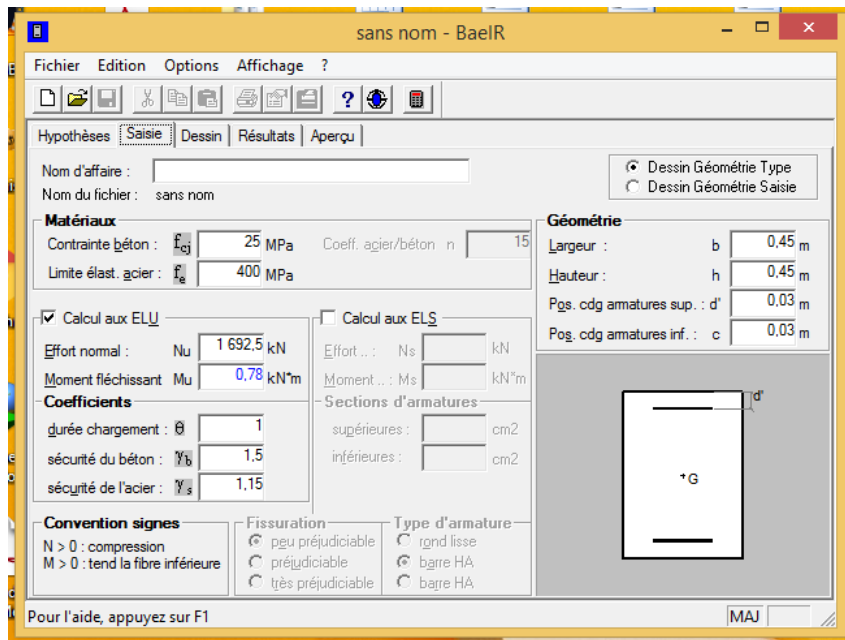
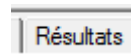
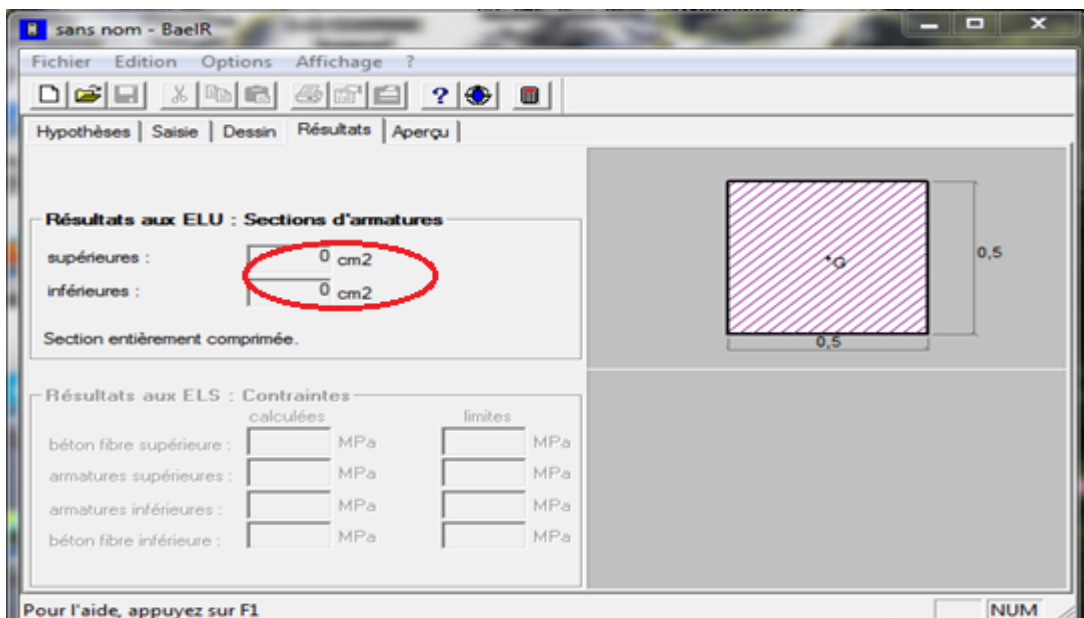


Fig.VI.1.2- caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats



Puis la fenêtre suivante s'affiche :



VI.1.5.3- Les efforts internes max donnés par le logiciel ETABS pour tous les poteaux et leurs ferrailages longitudinaux.

Story	Load	N	M	e (m)	((h/2)-c)	OBS	A _{sup}	A _{inf}	A _{min}	ferrailage	A _{adopte}
RDC/2	ELU	N _{max} =1692,5	M _{cor} =0,783	0,00046	0,195	SEC	0	0	16,2	4HA20	17, 08
							0	0		Et	
	08GEX	N _{min} =111,74	M _{cor} =22,734	0,203			0	0		4HA12	
	GQEX	N _{cor} =888,22	M _{max} =84,113	0,095			0	0			
NIV 3/5	ELU	N _{max} =1006,99	M _{cor} =5,433	0,0054	0,17	SEC	0	0	12,8	4HA16	14, 19
							0	0		Et	
	08GEX	N _{min} =67,29	M _{cor} =9,883	0,146			0	0		4HA12	
	GQEX	N _{cor} =317,16	M _{max} =76,188	0,240			0	0			
NIV 6/9	ELU	N _{max} =389,75	M _{cor} =6,636	0,017	0,145	SEC	0	0	9,8	4HA14	10, 67
							0	0		Et	
	08GEX	N _{min} =26,29	M _{cor} =10,14	0,385			0	0		4HA12	
	GQEX	N _{cor} = 102,72	M _{max} =64,542	0,628			0	0			

$A_{s\text{ calculé}}=0$ car les dimensions des poteaux sont élevées.

Pour chaque cas $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$ **condition vérifiée.**

VI.1.5.4-Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VI.1.5.5-Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = \mathbf{06,67\text{ mm}}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales. (RPA99 version 2003/Art. 7.5.2.2).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2,01\text{ cm}^2$).

Conclusion :

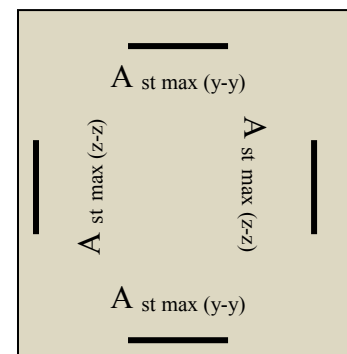
❖ **Poteaux 45×45 :**

• **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

Le sens $y - y : A_{st}^{max} = \mathbf{0,00\text{ cm}^2}$

Le sens $z - z : A_{st}^{max} = \mathbf{0,00\text{ cm}^2}$



Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferraillage suivant:

$$A_{\text{adopté}} = 4HA 20 + 4 HA12 = \mathbf{17,02[cm^2]}$$

• **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = \mathbf{2.01cm^2}$ (un cadre+ un losange).

❖ **Poteaux 40×40 :**

• **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

Le sens $y - y : A_{st}^{max} = \mathbf{0,00\text{ cm}^2}$

Le sens $z - z : A_{st}^{max} = \mathbf{0,00\text{ cm}^2}$

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferraillage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4HA16 + 4HA14 = \mathbf{14,19\text{ cm}^2}$$

• **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = \mathbf{2.01cm^2}$ (un cadre+ un losange).

❖ Poteaux 35×35 :

• Les Armatures longitudinales :

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 4 HA 14 + 4 HA 12 = 10,67 \text{ cm}^2$$

• Les Armatures transversales :

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre+ un losange).

VI.1.5.6-Vérification des armatures transversales :

VI.1.5.6.1-Calcul des espacements :

L'espacement des armatures transversales (BAEL91 modifiées 99/Art A.8.1,3) :

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm}\} = \min \{15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm}; (35 + 10)\} \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec :

a: est la petite dimension du poteau

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

➤ D'après le. (Art.7.4.2.2) :

❖ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{10 \phi_L^{min}, 15 \text{ cm}\} = \min \{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 112,15 * 1000}{3060 \times 400} 100 = 22,90 \text{ mm}^2 = 0,290 \text{ cm}^2$$

❖ En zone courante :

$$S_t = 15 \times \phi_L^{min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 55,63 * 1000}{3060 \times 400} 150 = 17,04 \text{ mm}^2 = 0,1704 \text{ cm}^2$$

❖ VI.5.2.6- Vérification de la quantité d'armatures transversales (RPA99 version 2003/Art.7.4.2.2) :

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

–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 $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau .

❖ **Poteaux (45x45) :**

RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,08}{0,45} = 6,41 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,005 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

1^{er} 2^{ième} Etage :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,80 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{min} = 0,0035 \times 15 \times 45 = 2,003 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

❖ **Poteaux (40x40) :**

Etage, 3, 4 et 5 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,41 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

❖ **Poteaux (35 x35) :**

Etage 6, 7 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

➤ **Remarque :**

D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ($A_t^{\min} > A_t$) aux niveaux des poteaux (45×45) cm², alors pour cela on diminue l'espacement en zone courante.

❖ **Poteaux (45x 45) :**

Soit : $S_t = 12$ cm (zone courante)

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ **RDC ; 1^{er} et 2^{ème} Etage:**

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$ condition vérifiée.

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,78 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$ condition vérifiée.

❖ **La longueur minimale des recouvrements est de:**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est: $L = 40 \times \phi$

Pour les **4 HA 20** : $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 80 \text{ cm}$.

Pour les **4 HA 16** : $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 64 \text{ cm}$.

Pour les **4 HA 14** : $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 56 \text{ cm}$.

Pour les **4 HA 12** : $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 48 \text{ cm}$.

❖ **Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$: Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les 4 HA 20 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = \mathbf{70,55 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour les 4 HA 16 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = \mathbf{56,44 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour les 4 HA 14 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = \mathbf{49,38 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour les 4 HA 12 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = \mathbf{42,33 \text{ cm}}$$

❖ **Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0,075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_b = 0,04 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

❖ Poteaux (45×45) :
RDC

$$\tau_b = \frac{55,63 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,294 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 6,18 \leq 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

1^{er} et 2^{ieme} étage:

$$\tau_b = \frac{55,63 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,294 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 4,80 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

❖ Poteaux (40 x40) :
Etage 3, 4 .5 :

$$\tau_b = \frac{51,49 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,347 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 5,40 \geq 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$ **condition vérifiée .**

❖ Poteaux (35 x35) :
Etage 6, 7 :

▪ Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{45,99 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,410 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 6,18 > 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

VI.1.5.7. Vérifications à l'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

❖ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M₂) :

NIVEAU	N _s	M _s	A _s	σ_{bcS}	$\sigma_{bc i}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s S$	$\sigma_s i$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC/2	198,25	-0,131	17,08	0,79	0,78	15	11,80	11,60	348	Vérifiée
	432,89	0,016		1,71	1,71	15	25,60	25,60	348	Vérifiée
	341,55	3,64		1,5	1,19	15	22,20	18,20	348	Vérifiée
NIV 3/5	84,35	0,29	14,19	0,43	0,4	15	6,47	6,03	348	Vérifiée
	252,97	0,089		1,25	1,24	15	18,80	18,70	348	Vérifiée
	136,22	3,75		0,90	0,45	15	12,90	7,27	348	Vérifiée
NIV 6/7	23,02	0,497	10,67	0,2	0,1	15	2,79	1,68	348	Vérifiée
	96,90	0,155		0,64	0,61	15	9,68	9,23	348	Vérifiée
	44,99	3,985		0,67	0,00	15	8,88	-0,29	348	Vérifiée

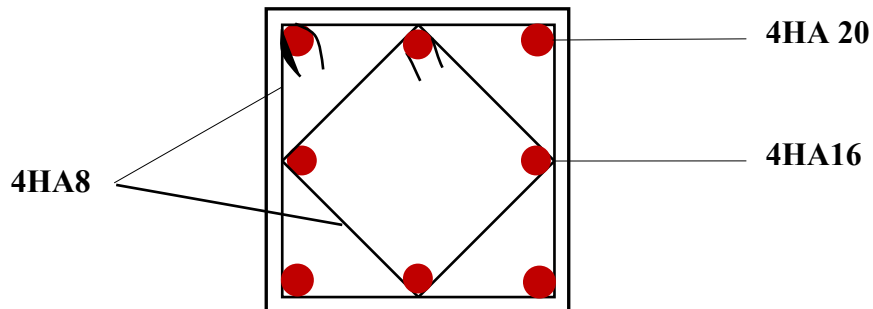
❖ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M₃) :

NIVEAU	N _s	M _s	A _s	σ_{bcS}	$\sigma_{bc i}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s S$	$\sigma_s i$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC/2	198,25	4,04	17,08	0,95	0,61	15	13,90	9,52	348	Vérifiée
	432,89	0,22		1,72	1,7	15	25,70	25,5	348	Vérifiée
	321,77	9,38		1,66	0,87	15	24,10	13,90	348	Vérifiée
NIV 3/5	84,35	4,5	14,19	0,68	0,15	15	9,66	2,83	348	Vérifiée
	232,97	1,29		1,23	1,07	15	18,20	16,30	348	Vérifiée
	124,88	9,34		1,17	0,06	15	16,30	2,17	348	Vérifiée
NIV 6/7	23,02	4,49	10,67	0,64	0,00	15	7,84	-6,28	348	Vérifiée
	96,90	1,50		0,77	0,49	15	11,1	7,73	348	Vérifiée
	41,92	9,25		1,30	0,00	15	15,70	-14,70	348	Vérifiée

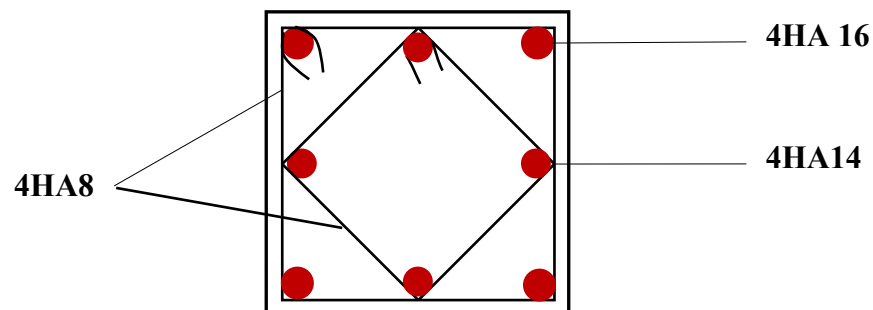
Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

VI.1.5.8. schéma de ferrailage des poteaux :**❖ Poteaux (45×45) :**

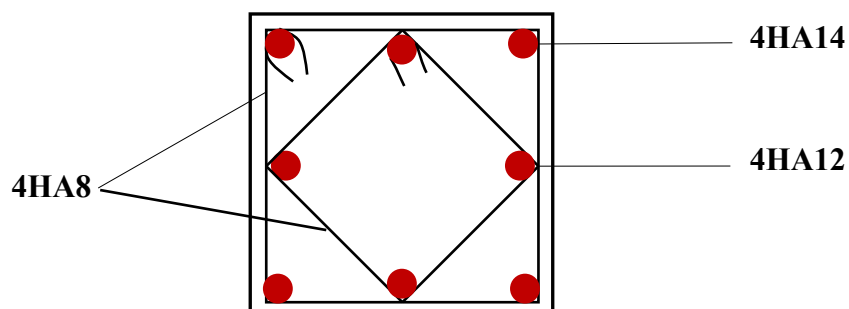
- Les armatures longitudinales : $4\text{HA}16+4\text{ HA}20= 17,08\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

**❖ Poteaux (40×40) :**

- Les armatures longitudinales : $4\text{HA}16+4\text{ HA}14 = 14, 19\text{ cm}^2$
- Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

**❖ Poteaux (35×35) :**

- Les armatures longitudinales : $4\text{ HA }14+ 4\text{ HA }12 = 10,67\text{ cm}^2$
- Les armatures transversales : $4\text{ HA }8 = 2,01\text{cm}^2$



VI.2- Les Poutres :**VI.2.1.Introduction :**

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage est calculé en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel Etabs.

VI.2.2.Les combinaisons de calcul :

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables. Et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ❖ $1,35 G + 1.5Q$à L'ELU
- ❖ $G+Q$à L'ELS
- ❖ $G+Q\pm E$RPA99 VERSION 2003
- ❖ $0.8G\pm E$RPA99 VERSION 2003

VI.2.2.1- Recommandations et exigences du RPA :**a. Armatures longitudinales RPA 99/ version 2003 [Art 7.5.2.1]:**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4 %** en zone courante;
 - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.

	0.5% $bhcm^2$	4% $bhcm^2$	6% $bhcm^2$
Poutre principale (30 × 40)	6	48	72
Poutre secondaire (30 × 35)	5,25	42	63

- La longueur minimale des recouvrements est de : **40Ø en zone II;**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**).

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right);$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Ferrailage des poutres :

➤ Poutre principale:

❖ En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30,592 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,17} = 0,0525 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{30,592 \times 10^3}{0,973 \times 37 \times 348} = \mathbf{2,44 \text{ cm}^2}$$

❖ Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45,769 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18,48} = 0,0603 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{45,796 \times 10^3}{0,969 \times 37 \times 400} = \mathbf{3,19 \text{ cm}^2}$$

➤ Poutre secondaires:

❖ En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,964 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,17} = 0,0688 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{29,472 \times 10^3}{0,965 \times 32 \times 348} = \mathbf{2,74 \text{ cm}^2}$$

❖ Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33,472 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = \mathbf{0,0589} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = \mathbf{0,970}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{33,472 \times 10^3}{0,970 \times 32 \times 400} = \mathbf{2,69 \text{ cm}^2}$$

➤ Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

Tableau VI.2.2 : ferrailage des poutres principales (30×40)

	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	A_{min}	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	30,592	0,0525	SSA	0,973	2,44	6	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8,01
Aux appuis	45,769	0,0603	SSA	0,969	3,19	6	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8,01

Tableau VI.2.3- : ferrailage des poutres secondaires (30×35)

	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	A_{min}	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	29,964	0,0688	SSA	0,965	2,74	5,25	3HA12(fil) + 3HA12(chap)	6,78
Aux appuis	33,472	0,0589	SSA	0,970	2,69	5,25	3HA12(fil) + 3HA12(chap)	6,78

VI.2.3.4 : Vérifications à l'ELU:

a. Armatures longitudinales (RPA / version 2003/Art 7.5.2.1):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

Tableau VI.2.4- : Vérifications de la section minimale.

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	8,01	6	CV
	Aux appuis	8,01		CV
Poutres secondaires	En travée	6,78	5,25	CV
	Aux appuis	6,78		CV

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

Tableau VI.2.5: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Calcul de S_t (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]	
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [10;14,4]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [8,75;14,4]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$	1,35	

c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_U^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min (0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa})$$

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

Tableau VI.2.6 : Vérification au cisaillement.

Poutres	Efforts tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principales	T_{\max} 35,59	30	37	0,033	3,33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max} 24,17	30	32	0,025	3,33	Condition vérifiée

d. Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (BAEL 91 modifiée 99/Art A.5.1.313) :**

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau VI.2.7 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	Efforts tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	f _{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	observation
Principales	T _{max} 35,59	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaires	T _{max} 24,17	30	32	25	576	Condition vérifiée

- Influence sur les aciers (BAEL 91 modifiée 99/Art A.5.1.312) :**

$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right]$ Avec : M_u en valeur algébrique.

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 35,59 - \frac{45,769}{0,9 \times 0,37} = -101,85 < 0$
- Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 24,17 - \frac{33,472}{0,9 \times 0,32} = -92,05 < 0$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement HA

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

- Poutres principales :**

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{35,59 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,76} = 0,405 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,405 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

• **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,4 = \mathbf{26,376 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{24,17 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} = 0,318 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,318 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

F.Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ avec: $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = \mathbf{49,38 \text{ cm}}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = \mathbf{42,32 \text{ cm}}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : $\mathbf{0,4 l_s}$ pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = \mathbf{19,75 \text{ cm}}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = \mathbf{16,93 \text{ cm}}$

VI.2.3.5 : Vérifications à L'ELS :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec: $A_{min} \geq \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

Tableau VI.2.8: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	8,01	1,340	Condition vérifiée
	Aux appuis	8,01	1,340	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6,78	0,552	Condition vérifiée
	Aux appuis	6,78	0,552	Condition vérifiée

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS: $\bar{f} = \frac{1}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,0006 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0006 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,0005 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0005 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

d) Vérification des contraintes :

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

• **Vérification de la contrainte dans le béton (/BAEL91/Art. A.4.5, 2) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Tableau VI.2.9: Moments à l'ELS.

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales	Travée	M _{st}	5,685	ELS
	Appuis	M _{sa}	- 11,446	ELS
Poutres secondaires	Travée	M _{st}	4,089	ELS
	Appuis	M _{sa}	-8,023	ELS

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.10: Vérifications des contraintes à L'ELS.

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
P.P.	Travée	5,685	0,721	0,876	25,32	8,01	37	21,89	348	C.V.	0,86	15	C.V.
	Appuis	- 11,446	0,721	0,876	25,32	8,01	37	44,08	348	C.V.	1,75	15	C.V.
P.S	Travée	4,089	0,706	0,877	25,65	6,78	32	21,49	348	C.V.	0,83	15	C.V.
	Appuis	-8,023	0,706	0,877	25,65	6,78	32	42,16	348	C.V.	1,64	15	C.V.

VI.2.3.6 : Schéma de ferrailage des poutres :

➤ **Poutres principales :**

❖ **En travée :**

- Armatures longitudinales : **3HA14 + 3HA12**
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = **4HA8**

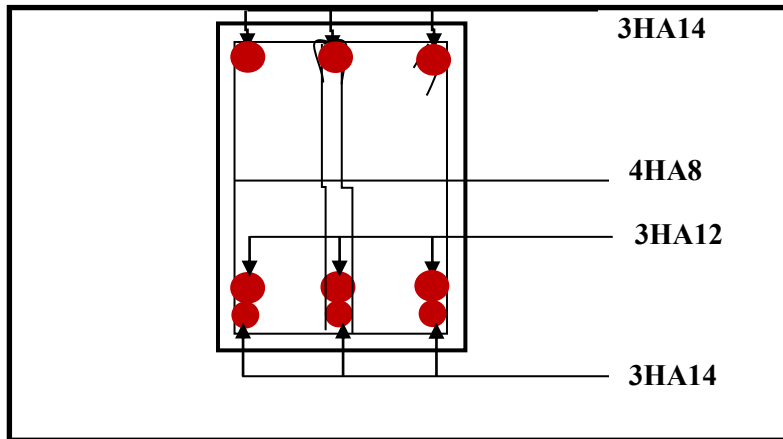


FIGURE VI.2.1: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

❖ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : **3HA14 + 3HA12** .
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = **4HA8**

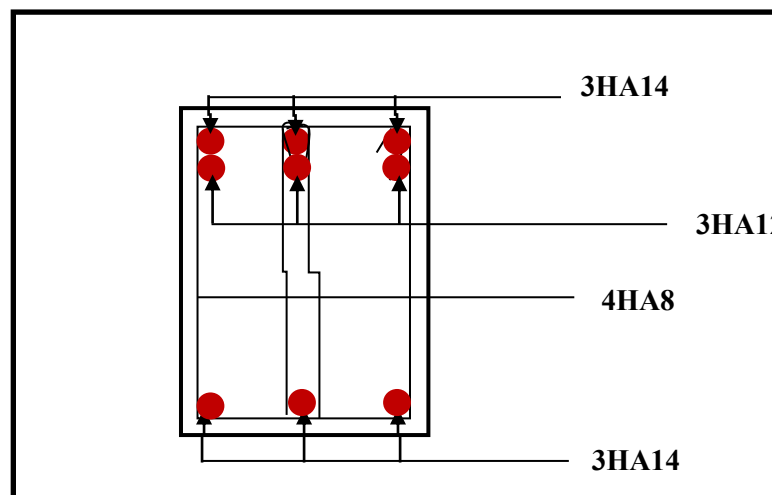


FIGURE VI.2.2 : Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ Poutres secondaires :

❖ En travée :

- Armatures longitudinales : **3HA12 + 3HA12**
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = **4HA8**

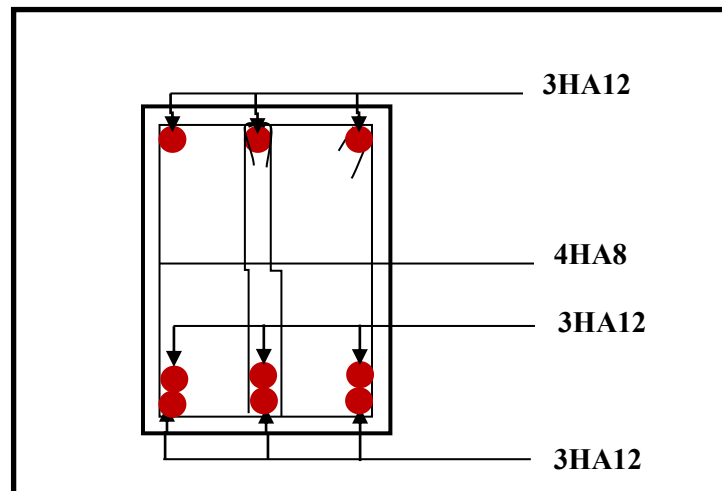


FIGURE VI.2.3 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

❖ Sur appuis:

- Armatures longitudinales : **3HA12 + 3HA12**
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = **4HA8**

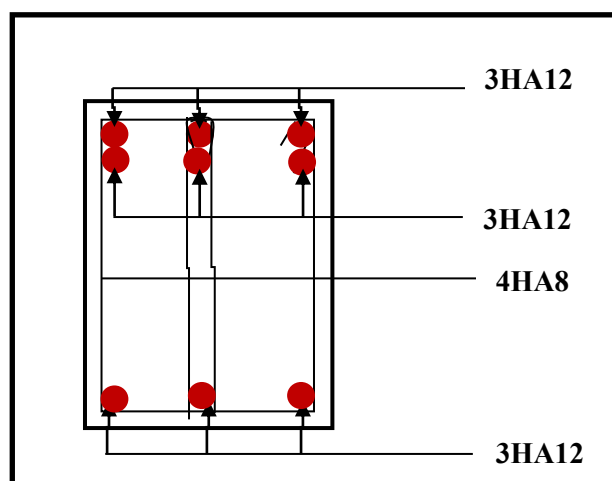


FIGURE VI.2.4: Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VI.3- Les voiles :

VII.3.1 : Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception :

- ❖ Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
- ❖ Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- ❖ L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone Iia

VI.3.2:Exposé de la méthode de calcul :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (**R.D.M.**) qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N, M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V': bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

❖ Remarque :

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel .
- Le calcul se fera pour par bandes de longueur « 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 $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$

longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)
- Section partiellement comprimé (SPC)

Tableau VI.3.1 : Tableau des efforts normaux

VI.3.3: Détermination des armatures :

❖ **Armatures verticales :**

a) Ferrailage section entièrement comprimé:

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

➤ **Armatures verticales minimales**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (BAEL91Art A.8.1, 21).
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ (BAEL91Art A.8.1, 21).

b) Ferraillage d'une section entièrement tendue

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ **Armatures verticales minimales**

- $A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_c}$ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).
- $A_{\min} \geq 0.002B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1).

B : section du tronçon considéré

c) Ferraillage section partiellement comprimé

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

σ_s : contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 10 %
= **348 MPA.**

➤ **Armatures verticales minimales**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ **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 l'Art 7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 LV_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

❖ Exigences de RPA 99 révisé 2003

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile **15 %**
 - En zone courantes **0.10 %**

➤ Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0,10** de l'épaisseur du voile.

➤ 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.

➤ Espacement :

D'après (RPA 2005 l'Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espace d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

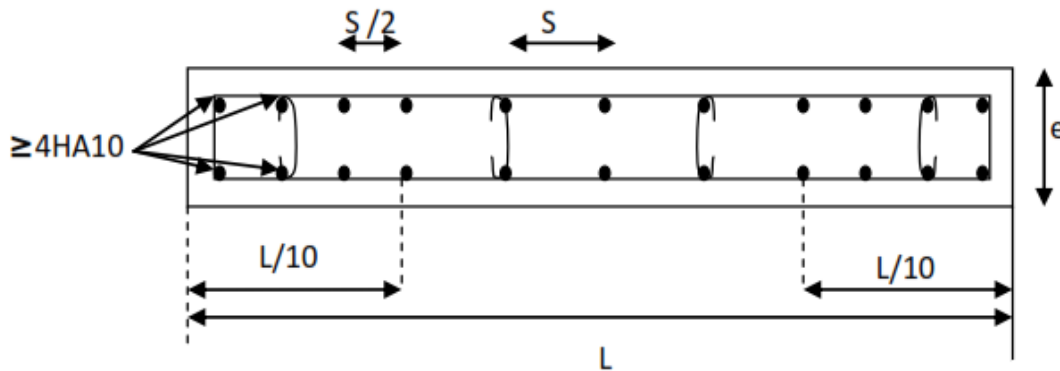


Fig VI.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.:Vérifications :

❖ Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

1- Selon le RPA99 (version 2003)

On vérifie que: $\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

On vérifie que: $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}.$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

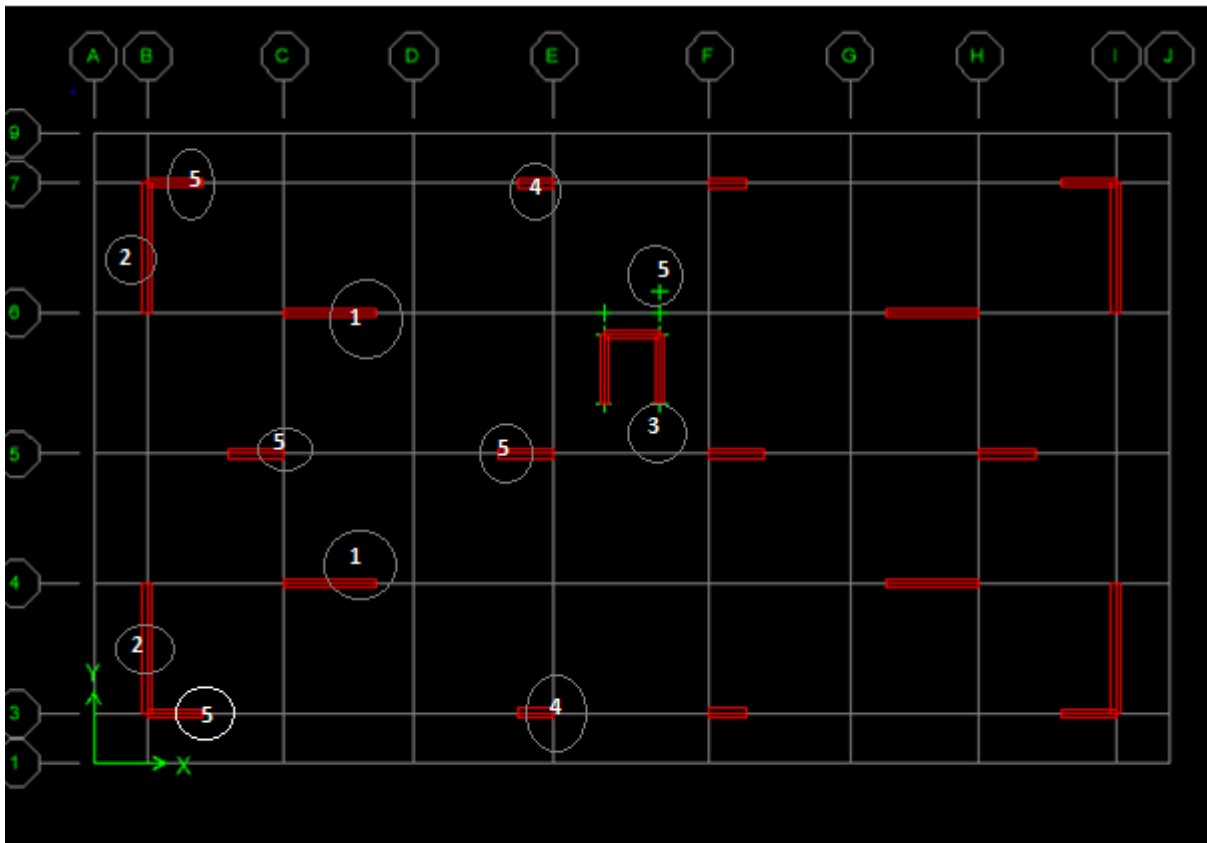


Figure VI.3.2 : disposition des voiles

VI-3.4: Calcul de ferraillage :

A.Exemple de calcul:

Soit à calculer le ferraillage d'un voile qui se trouve en zone 1 (VT2):

$L = 2.5 \text{ m}$, $e = 0,2 \text{ m}$

$\sigma_{\max} = 2018,29 \text{ KN} / \text{m}^2$

$\sigma_{\min} = -6666,53 \text{ KN} / \text{m}^2$

⇒ La section est partiellement comprimée

B.Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{2018,29}{2018,29 + 6666,53} \times 2.5$$

Donc : $L_c = 0,58 \text{ m}$ ⇒ $L_t = L - L_c = 2.5 - 0,58 = 1,92 \text{ m}$

C. Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$h_e = h_{z1} - h_{poutre} = 3,06 - 0,40 = \mathbf{2,66m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{2,66}{2} ; \frac{2}{3} \times 0,58 \right) = 0,38m$$

- bande 1 de longueur d1= 0,38m (bande extrême)
- bande 2 de longueur d2=Lt-d1= **1,54 m** (bande centrale)

D. Détermination de N :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1) \sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(1,92 - 0,38) 2018,29}{1,92} = \mathbf{1618,84KN/m^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{2018,29 + 1618,84}{2} \times 0,38 \times 0,2 = \mathbf{138,21KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{1618,84}{2} \times 1,54 \times 0,2 = \mathbf{249,30KN}$$

E. Calcul des armatures :

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{138,21 \times 10}{348} = 3,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{249,30 \times 10}{384} = 6,49 \text{ cm}^2$$

F. Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max \left(0,2\%B ; B \frac{f_{t28}}{f_e} ; \right) [\text{cm}^2]$$

$$\text{Tel que : } B = d \times e = \begin{cases} 760 \text{ cm}^2 & \text{pour } d_1 = \mathbf{38 \text{ cm.}} \\ 3080 \text{ cm}^2 & \text{pour } d_2 = \mathbf{154 \text{ cm.}} \end{cases}$$

$$A_{1\min} \geq \max (1,52 ; 3,99) \text{ cm}^2 = \mathbf{3,99 \text{ cm}^2}$$

$$A_{2\min} \geq \max (6,16 ; 16,17) \text{ cm}^2 = \mathbf{16,17 \text{ cm}^2}$$

G. Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec } \bar{V} = 1,4V$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1299,98 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{45,49 \text{ cm}^2}$$

H. Les armature adoptées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 3,97 + \frac{45,49}{4} = \mathbf{15,34 \text{ cm}^2 / \text{bande} .}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6,49 + \frac{45,49}{4} = \mathbf{17,86 \text{ cm}^2 / \text{bande}}$$

Tapez une équation ici.

Le ferraillage adopté :

$$A_1 = \mathbf{2 \times 6 \text{ HA16} = 24,13 \text{ Avec } (S = 17 \text{ cm})}$$

$$A_1 = \mathbf{2 \times 7 \text{ HA16} = 28,15 \text{ Avec } (S = 15 \text{ cm})}$$

Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{45,49}{4} = \mathbf{11,37 \text{ cm}^2}$

- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 250 = \mathbf{7,50 \text{ cm}^2}$

On prend : $A_H = \mathbf{11,37 \text{ cm}^2}$.

Soit : $8\text{HA14} = 12,31 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré.

On adopte $\mathbf{4\text{HA8}}$ ($2,01 \text{ cm}^2$) par m^2

Les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

VI.3.5 : Les vérifications

➤ Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$S_t = 17 \text{ cm}$ et 15 cm **Condition vérifiée.**

$S_h = 12,5 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

• BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1299,98 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2500} = 2,38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right\} = \min\left\{0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u = 2,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

• RPA 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1299,98 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2500} = 3,35 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 4,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ Vérification de la contrainte du béton :

$$\bar{\tau}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{4159,39 \times 10^3}{200 \times 2500 + 15 \times 45,49 \times 10^2} = 7,31 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Les résultats sont résumer dans les tableaux suivants:

Ferraillage du voile V_{T1}

	ZONE	I	II	III	
Caractéristique géométrique	L	2,5	2,5	2,5	
	e	0,2	0,2	0,2	
	B	0,5	0,5	0,5	
	Hp	0,4	0,4	0,4	
	h	3,06	3,06	3,06	
	I	0,26041667	0,26041667	0,26041667	
	he	2,66	2,66	2,66	
	V = L/2	1,25	1,25	1,25	
Sollicitations	NS	4159,38	2173,37	648,09	
	T	1299,98	888,18	365,03	
	σ_{max} [KN/m ²]	2018,29	485,53	1623,86	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6666,53	-3088,33	-2290,24	
	nature	SPC	SPC	SPC	
	lc	0,581	0,340	1,037	
	lt	1,919	2,160	1,463	
	he/2	1,33	1,33	1,33	
	2/3LC	0,39	0,23	0,69	
	d1	0,39	0,23	0,69	
	d2	1,532	1,934	0,771	
	σ_1	1610,932	434,642	856,28	
	N1	140,568	20,835	171,49	
	N2	246,746	84,057	66,05	
Ferraillage	AV1	4,039	0,599	4,93	
	AV2	7,090	2,415	1,90	
	A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)	4,067	2,377	7,26	
	A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)	16,083	20,306	8,10	
	Avj [cm ²]	50,049	34,195	14,05	
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]	16,552	9,147	8,44	
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]	19,603	10,964	5,41	
	Av1 adopté [cm ²]	20.11	15.39	11.31	
	Av2 adopté [cm ²]	28.15	21.55	15.83	
	Choix par	bande 1	2 X 5HA16	2 X 5HA14	2 X 5HA12
		bande 2	2 X 7HA16	2 X 7HA14	2 X 7HA12
	Espacement	bande 1	10	10	10
		bande 2	20	20	20
	AH /nappe [cm ²]		12,06	9.23	6.78
AH adopté (cm ²)		15.39	11.31	11.31	
choix de la section		2 X 5 HA	2 X	2 X	



		14	5HA12	5HA12	
Espacement st(cm)		20	20	20	
Aremature transversales		4 épingles HA8 /m²			
vérifications des	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	4,04438222	2,76322667	1,13564889
	2,26 Mpa	τ_u	2,88884444	1,97373333	0,81117778
contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	7.2666888	3.91309123	1.19859074

Ferrailage du voile V_{T2}

	ZONE	I	II	III	
Caractéristique géométrique	L	3,5	3,5	3,5	
	e	0,2	0,2	0,2	
	B	0,7	0,7	0,7	
	Hp	0,4	0,4	0,4	
	h	3,06	3,06	3,06	
	I	0,71458333	0,71458333	0,71458333	
	he	2,66	2,66	2,66	
	V = L/2	1,75	1,75	1,75	
Sollicitations	NS	3396,2	1700,62	426,7	
	T	2196,89	1677,58	768,58	
	σ _{max} [KN/m ²]	3612,15	1125,2	1687,23	
	σ _{min} [KN/m ²]	-6298,83	-3238,71	-2028,9	
	nature	SPC	SPC	SPC	
	lc	1,276	0,902	1,589	
	lt	2,224	2,598	1,911	
	he/2	1,33	1,33	1,33	
	2/3LC	0,85	0,60	1,06	
	d1	0,85	0,60	1,06	
	d2	1,374	1,996	0,851	
	σ1	2231,192	864,587	751,83	
	N1	496,921	119,712	258,39	
	N2	306,563	172,565	64,02	
Ferrailage	AV1	14,279	3,440	7,43	
	AV2	8,809	4,959	1,84	
	A1 _{min} =max(0.2%B;Bft28/400)	8,929	6,317	11,12	
	A2 _{min} =max(0.2%B;Bft28/400)	14,427	20,957	8,94	
	Avj [cm ²]	84,580	64,587	29,59	
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]	35,424	19,587	14,82	
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]	29,954	21,105	9,24	
	Av1 adopté [cm ²]	36,2	27,71	19,58	
	Av2 adopté [cm ²]	36,2	27,71	19,58	
	Choix par	bande 1	2 X 9HA16	2 X 9HA14	2 X 9HA12
		bande 2	2 X 9HA16	2 X 9HA14	2 X 9HA12
	Espacement	bande 1	10	10	10
		bande 2	20	20	20
	AH /nappe [cm ²]		18,1	13,85	9,79
	AH adopté (cm ²)		18,47	18,47	13,57
	choix de la section		2 X 6HA14	2 X 6HA14	2 X 6HA12
	Espacement st(cm)		17	17	17
Aremature transversales		4 épingles HA8 /m ²			

vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	4,88197778	3,72795556	1,70795556
	2,26 Mpa	τ_u	3,48712698	2,6628254	1,21996825
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	4,20009894	2,17156794	0,56237973

Ferraillage du voile VT3

	ZONE	I	II	III	
Caractéristique géométrique	L	1,9	1,9	1,9	
	e	0,2	0,2	0,2	
	B	0,38	0,38	0,38	
	Hp	0,4	0,4	0,4	
	h	3,06	3,06	3,06	
	I	0,11431667	0,11431667	0,11431667	
	he	2,66	2,66	2,66	
	V = L/2	0,95	0,95	0,95	
Sollicitations	NS	488,75	117,82	117,23	
	T	303,41	62,66	49,15	
	σ_{max} [KN/m ²]	3147,84	770,62	352,31	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4244,99	-1415,45	-553,01	
	nature	SPC	SPC	SPC	
	lc	0,809	0,670	0,739	
	lt	1,091	1,230	1,161	
	he/2	1,33	1,33	1,33	
	2/3LC	0,54	0,45	0,49	
	d1	0,54	0,45	0,49	
	d2	0,552	0,784	0,668	
	σ_1	1591,669	490,919	202,68	
	N1	255,622	56,330	27,36	
	N2	87,804	38,474	13,53	
	Ferrailage	AV1	7,345	1,619	0,79
AV2		2,523	1,106	0,39	
A1min=max(0.2%B;Bft28/400)		5,663	4,688	5,18	
A2min=max(0.2%B;Bft28/400)		5,792	8,229	7,01	
Avj [cm ²]		11,681	2,412	1,89	
A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]		10,266	2,222	1,26	
A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]		5,443	1,709	0,86	
Av1 adopté [cm ²]		15.39	11.31	11.31	
Av2 adopté [cm ²]		15.39	11.31	11.31	
Choix par		bande 1	2 X 5HA14	2 X 5 HA12	2 X 5HA12
		bande 2	2 X 5HA14	2 X 5HA12	2 X 5HA12
Espacement		bande 1	10	10	10
		bande 2	20	20	20
AH /nappe [cm ²]			7.69	5.65	5.65
AH adopté (cm ²)			11.31	7.85	7.85
choix de la section			2 X 5HA12	2 X 5HA10	2 X 5HA10
Espacement st(cm)			20	20	20
Aremature transversales		4 épingles HA8 /m ²			

CHAPITRE VI :

ferrailage des éléments

2017-2018

vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,24202924	0,25650292	0,20119883
	2,26 Mpa	τ_u	0,88716374	0,18321637	0,14371345
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,1468428	0.2846375	0.2832121

Ferrailage du voile VT4

	ZONE	I	II	III	
Caractéristique géométrique	L	1	1	1	
	e	0,2	0,2	0,2	
	B	0,2	0,2	0,2	
	Hp	0,4	0,4	0,4	
	h	3,06	3,06	3,06	
	I	0,01666667	0,01666667	0,01666667	
	he	2,66	2,66	2,66	
	V = L/2	0,5	0,5	0,5	
Sollicitations	NS	1666,57	901,39	286,72	
	T	229,18	185,71	132,31	
	σ_{max} [KN/m ²]	230,74	246,1	1960,47	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4348,14	-2993,64	-2672,17	
	nature	SPC	SPC	SPC	
	lc	0,050	0,076	0,423	
	lt	0,950	0,924	0,577	
	he/2	1,33	1,33	1,33	
	2/3LC	0,03	0,05	0,28	
	d1	0,03	0,05	0,28	
	d2	0,916	0,873	0,295	
	σ_1	222,577	232,612	1001,59	
	N1	1,523	2,424	83,57	
	N2	20,388	20,316	29,52	
Ferrailage	AV1	0,044	0,070	2,40	
	AV2	0,586	0,584	0,85	
	A1min=max(0.2%B;Bft28/400)		0,353	0,532	2,96
	A2min=max(0.2%B;Bft28/400)		9,618	9,171	3,09
		Avj [cm ²]	8,823	7,150	5,09
		A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]	2,250	1,857	3,67
		A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]	2,792	2,371	2,12
		Av1 adopté [cm ²]	11.31	11.31	9.04
		Av2 adopté [cm ²]	11.31	11.31	9.04
		Choix par bande 1	2 X 4HA14	2 X 4HA14	2 X 4HA12
		bande bande 2	2 X 4HA14	2 X 4HA14	2 X 4HA12
		Espacement	bande 1	10	10
			bande 2	20	20
		AH /nappe [cm ²]	5.65	5.65	4.52
		AH adopté (cm2)	7.84	7.84	7.84
		choix de la section	2 X 5HA 10	2 X 5HA 10	2 X 5HA 10
	Espacement st(cm)	20	20	20	

	Aremature transversales	4 épingles HA8 /m ²			
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,78251111	1,44441111	1,02907778
	2,26 Mpa	τ_u	1,27322222	1,03172222	0,73505556
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	7.1242252	3.8532467	1.26241634

Ferrailage du voile VT5

	ZONE	I	II	III	
Caractéristique géométrique	L	1,5	1,5	1,5	
	e	0,2	0,2	0,2	
	B	0,3	0,3	0,3	
	Hp	0,4	0,4	0,4	
	h	3,06	3,06	3,06	
	I	0,05625	0,05625	0,05625	
	he	2,66	2,66	2,66	
	V = L/2	0,75	0,75	0,75	
Sollicitations	NS	4242,07	2193,29	598,02	
	T	1182,99	758,96	401,69	
	σ_{max} [KN/m ²]	3209,35	932,15	2380,74	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6036,69	-3026,14	-3030,08	
	nature	SPC	SPC	SPC	
	lc	0,521	0,353	0,660	
	lt	0,979	1,147	0,840	
	he/2	1,33	1,33	1,33	
	2/3LC	0,35	0,24	0,44	
	d1	0,35	0,24	0,44	
	d2	0,632	0,911	0,400	
	σ_1	2071,869	740,728	1133,71	
	N1	183,314	39,395	154,63	
	N2	130,991	67,500	45,35	
	Ferrailage	AV1	5,268	1,132	4,44
AV2		3,764	1,940	1,30	
A1min=max(0.2%B;Bft28/400)		3,645	2,473	4,62	
A2min=max(0.2%B;Bft28/400)		6,638	9,568	4,20	
Avj [cm ²]		45,545	29,220	15,47	
A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]		16,654	8,437	8,31	
A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]		15,150	9,245	5,17	
Av1 adopté [cm ²]		20,11	15,39	11,31	
Av2 adopté [cm ²]		20,11	15,39	11,31	
Choix par		bande 1	2 X 5HA16	2 X 5HA14	2 X 2HA12
		bande 2	2 X 5HA16	2 X 5HA14	2 X 10HA12
Espacement		bande 1	10	10	10
		bande 2	20	20	20
AH /nappe [cm ²]		10,055	#VALEUR!	5,655	
AH adopté (cm2)		15,39	11,31	7,85	
choix de la section		2 X 5HA 14	2 X 5HA12	2 X HA 10	
Espacement st(cm)		20	20	20	
Aremature transversales		4 épingles HA8 /m ²			

CHAPITRE VI :

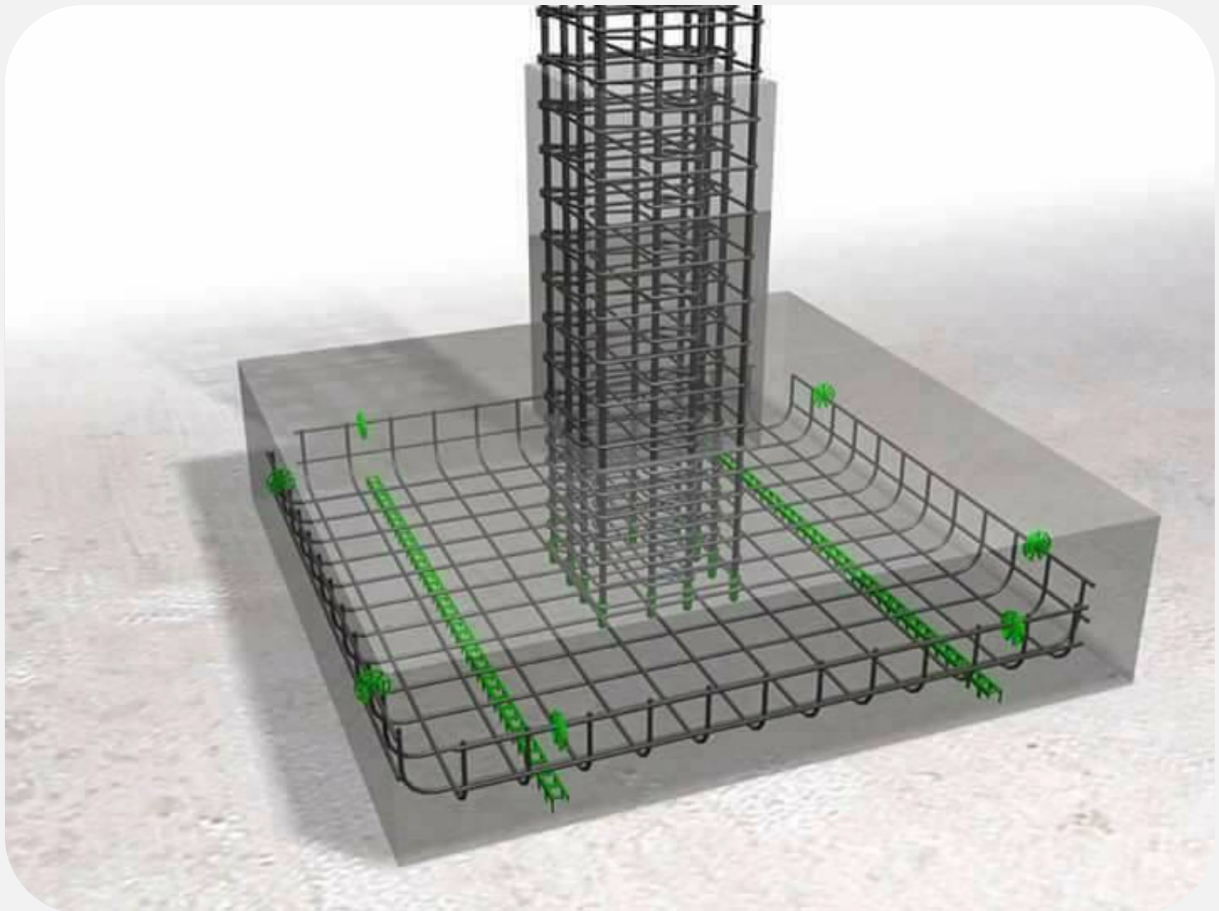
ferraillage des éléments

2017-2018

vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	6,134022222	3,93534815	2,08283704
	2,26 Mpa	τ_u	4,381444444	2,81096296	1,48774074
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	11,7727361	6.33587544	1,79085437

CHAPITRE VII

Etude de Etude de L'infrastructure



VII-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 :

- ❖ **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- ❖ **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII-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 $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

VII-3-1 Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \text{ max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A. B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

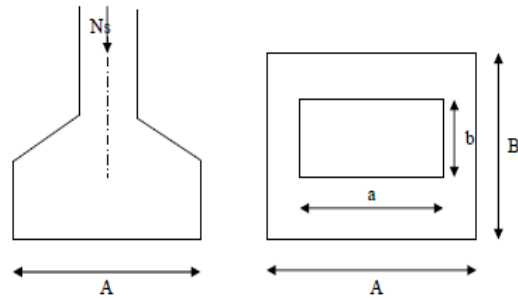
D'ou $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 905.33 \text{ KN.}$

$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa.}$

$B \geq \sqrt{\frac{905.33}{200}} = 4.52 \text{ m}$ donc $A = B = 4.52 \text{ m.}$ **FigureVII.1.**schéma d'une semelle isolée



Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII-3-2 Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \frac{N_s}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times l}$$

Avec : **B** : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Tableau VII-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

	Ns	L(m)	B(m)	S=B.L
Vl ₁	252.63	1.5	0.8421	1.263
Vl ₂	251.74	1.5	0.839	1,258
Vl ₃	253.26	1	1,266	1.266
Vl ₄	332.79	1	1,663	1,663
Vl ₅	711.69	2.5	1.423	3.558
Vl ₆	481.97	1.5	1.606	2.409
Vl ₇	698.42	2,5	1,396	3.492
Vl ₈	457.85	1.5	1.526	2.289
Vl ₉	457.51	1.5	1.525	2.287
Vl ₁₀	253.30	1	1,266	1,266
Vl ₁₁	332.16	1	1,6608	1,6608
Vl ₁₂	711.84	2.5	1,423	3.559
Vl ₁₃	698.44	2.5	1.396	3.492
Vl ₁₄	481.19	1.5	1.603	2.406
Vl ₁₅	246.70	1.5	0.822	1.2335
Vl ₁₆	242.77	1.5	0.809	1.213
			ΣS	35.529

Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	Ns	L(m)	B(m)	S=B.L
Vl ₁	1005.94	3.5	1,437	5.0297
Vl ₂	984.05	3.5	1.4057	4.920
Vl ₃	1024.26	3,5	1.463	5,121
Vl ₄	897.99	3,5	1,2828	4.4899
			ΣS	19.56

La surface totale des semelles filantes sous voiles $S_v=55.089 \text{ m}^2$

2) Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que

leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q \left(\frac{B}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	Ns(t)	Ms(t/m)	ei (m)	Ns. ei (t.m)
1	967.44	-0.515	7.15	6917.196
2	710.36	2.753	3.65	2592.814
3	905.33	-0.768	0.15	135.7995
4	713.60	2,176	-3.65	-2604.64
5	934.71	-0.947	-7.15	-6683.1765
Total	4231.44	3.3513		357.993

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{357.993+3.3513}{4231.44} = \mathbf{0.0854 \text{ m}}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.0854 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{14.3}{6} = 2.38 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{4231.44}{14.3} \left(1 - \frac{6.0,0854}{14.3}\right) = \mathbf{285.30 \text{ KN/m.}}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{4231.44}{14.3} \left(1 + \frac{6.0,0854}{14.3}\right) = \mathbf{306.507 \text{ KN/m.}}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{4231.44}{14.3} \left(1 + \frac{3.0,0854}{14.3}\right) = \mathbf{301.206 \text{ KN/m.}}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{301.206}{200} = 1.50 \text{ m.}$$

On prend $B = 2.00 \text{ m}$.

On aura donc, $S_p = (2 \times 14.3 \times 5) = 143 \text{ m}^2$.

$$S_v = \mathbf{55.089 \text{ m}^2}.$$

$$S_t = 143 + 55.089 = \mathbf{198,089 \text{ m}^2}.$$

La surface totale du bâtiment est : $26,2 \times 14,3 = \mathbf{374,66 \text{ m}^2}$

$$\frac{198,089}{374,66} = \mathbf{52,87\%}$$

Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII-4 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VII-4-1 Pré dimensionnement du radier :**1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

2) Selon la condition forfaitaire :❖ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} ; h : \text{épaisseur du radier.}$$

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 4,20\text{m} \rightarrow 52,50 \text{ cm} \leq h \leq 84 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 80 \text{ cm.}$$

❖ **Sous poteaux :**• **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20} , \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d > \frac{420}{20} = 0,21\text{m} \text{ Soit } h_d = 40\text{cm.}$$

• **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42\text{cm} \text{ Soit } h_n = 90\text{cm.}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \text{ Soit } b_n = 55 \text{ cm}$$

• **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{420}{50} \leq h_t \leq \frac{420}{40} \rightarrow 8,4\text{cm} \leq h_t \leq 10,50 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 10\text{cm.}$$

3) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow C_e \text{ qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de **1 m**;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K=40MPa** pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée **E = 10818,86 MPa**.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$D'ou: h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4,2\right)^4 \frac{3 \cdot 40}{10818,86}} = \mathbf{0,827 \text{ m.}}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **h=90cm**.

Remarque :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- **La dalle :** $h_d = 40 \text{ cm.}$
- **La nervure :** $h_n = 90 \text{ cm.}$

$$b_n = 55 \text{ cm.}$$

- La dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm.}$

VII-4-2 détermination des sollicitations :

Charge du bâtiment **G_{bat} = 40451,27 KN.**

Charge d'exploitation **Q = 5472,32 KN.**

Combinaison d'actions :

A l'ELU: $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = \mathbf{62817,69 \text{ KN.}}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = \mathbf{45923,59 \text{ KN}}$

VII-4-3 Détermination de la surface du radier :

$$A \text{ l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{62817,69}{1,33 \cdot 200} = \mathbf{236,16 \text{ m}^2}$$

$$A \text{ P'ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{45923,59}{200} = 229,62 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$

$$S_{\text{bat}} = 374,66 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 236,16 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}.$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 45 \text{ cm}$.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 374,66 \text{ m}^2 + 39,13 = 251,53 \text{ m}^2.$$

$$\text{Sachant que } S_{\text{déb}} = (l_x + l_y) \times 2 \times l_{\text{déb}} + 4(l_{\text{déb}})^2 = (26,2 + 14,3) \times 2 \times 0,45 + 4 \times 0,45^2 = 39,13 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = 413,79 \text{ m}^2$.

VII-4-4 Détermination des efforts à la base du radier :

1) Poids du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

- **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0,4 \times 413,79 = 4137,9 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures**

$$\begin{aligned} \text{Poids des nervures} &= \{b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b \\ &= 0,55 \times (0,90 - 0,4) \times (26,2 \times 7 + 14,3 \times 4) \times 25 = 1260,875 \text{ KN} \end{aligned}$$

- **Poids de T.V.O**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = (413,79 - 124,46) \times (0,9 - 0,4) \times 25 = 3616,56 \text{ KN}$$

Sachant que : $S_{\text{ner}} = b_n \cdot l_x \cdot n + b_n \cdot l_y \cdot m = 0,55 \times 26,2 \times 7 + 0,55 \times 14,3 \times 3 = 124,46 \text{ m}^2$

❖ **Poids de la dalle flottante**

Poids de la dalle flottante = $S_{rad} \times ep \times pb$

Poids de la dalle flottante = $413,79 \times 0,1 \times 25 = 1034,47 \text{ KN}$

$G_{rad} = 4137,9 + 1260,875 + 3616,56 + 1034,47 = 10049,80 \text{ KN}$

❖ **Poids total de la structure :**

$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 10049,80 + 40451,27 = 50501,075 \text{ KN}$

$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 5472,32 + (2,5 \times 413,79) = 6506,795 \text{ KN}$

2) Combinaison d'actions :

- A l'état limite ultime : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 77936,64 \text{ KN}$

- A l'état ultime de service : $N_s = G + Q = 57007,87 \text{ KN}$.

VII-4-5 Vérification :

1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,25 \text{ MPa.}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = 77936,64 \cdot \frac{1}{413,79} \cdot \frac{4,2}{2} = 395,53 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{403,47 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,36} = 1,10 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{26,2}{2} = 13,10 \text{ m} ; Y_G = \frac{14,3}{2} = 7,15 \text{ m.}$$

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 21431,80 \text{ m}^4 ; I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 6384,52 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

- Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.
- T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.
- h : Profondeur de l'infrastructure (**dalle + nervure**).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

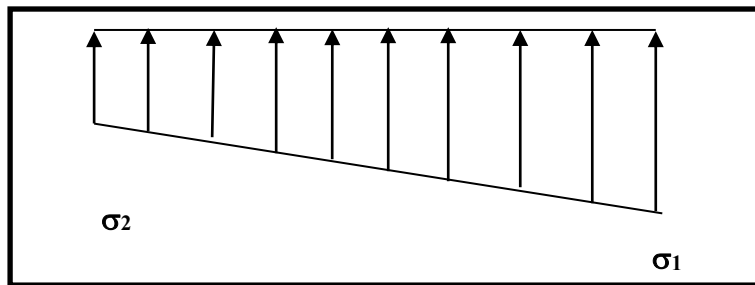


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u = 77936,64 \text{KN}$; $N_s = 57007,87 \text{KN}$

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$$M_x = 2965,75 + (41268,38 \times 1,3) = 40107,29 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 2706,86 + (37430,904 \times 1,3) = 36394,67 \text{ kN.m}$$

➤ Sens longitudinal :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{77936,64}{413,79} + \frac{40107,29}{21431,80} \times 13,1 = 212,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{77936,64}{413,79} - \frac{40107,29}{21431,80} \times 13,1 = \mathbf{163,83 KN/m^2}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 212,86 + 163,83}{4} = \mathbf{200,60 KN/m^2}$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = \mathbf{266 KN/m^2} \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{57007,87}{413,79} + \frac{40107,29}{21431,80} \times 13,1 = \mathbf{162,28 KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{58787,34}{413,79} - \frac{56614,64}{21431,80} \times 13,1 = \mathbf{113,25 KN/m^2}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 162,28 + 113,25}{4} = \mathbf{150,02 KN/m^2}$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = \mathbf{266 KN/m^2} \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ **Sens transversal :**

A P'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{77936,64}{413,79} + \frac{36394,67}{6384,52} \times 7,15 = \mathbf{229,10 KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{77936,64}{413,79} - \frac{36394,67}{6384,52} \times 7,15 = \mathbf{147,59 KN/m^2}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 229,10 + 147,59}{4} = \mathbf{208,72 KN/m^2}$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = \mathbf{266 KN/m^2} \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

A P'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{57007,87}{413,79} + \frac{36394,67}{6384,52} \times 7,15 = \mathbf{178,53 KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{57007,87}{413,79} - \frac{36394,67}{6384,52} \times 7,15 = \mathbf{97,01 KN/m^2}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 178,53 + 97,01}{4} = 158,15 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

3)Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

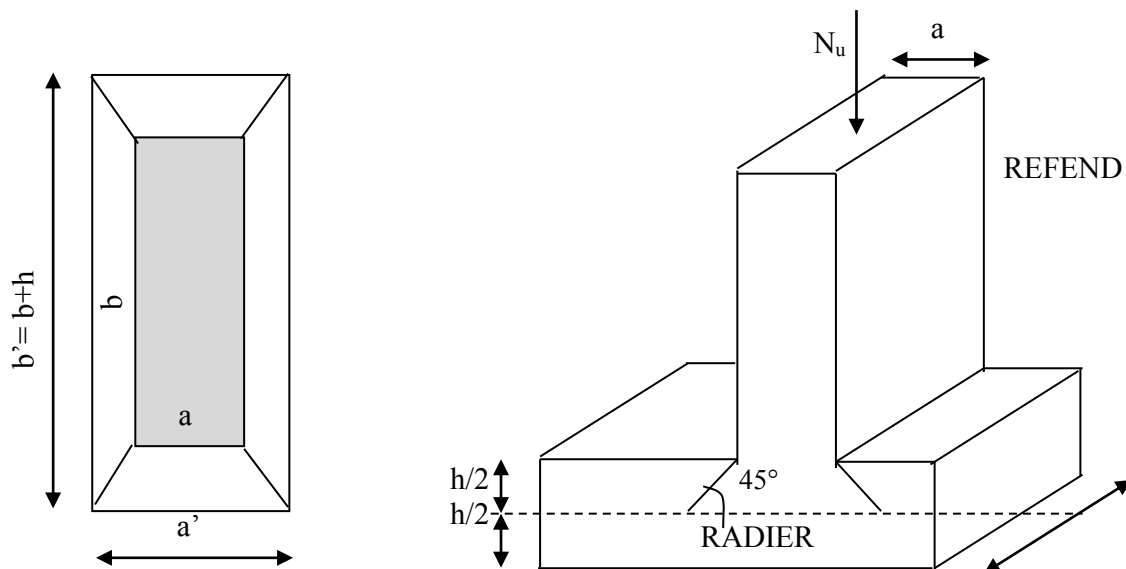


Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

❖ **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,4 + 0,4 + 2 \cdot 0,90) = 5,20 \text{ m.}$$

$$N_u = 1239,15 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 5,20 \times 0,90 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3510 \text{ KN/m}^2$$

❖ Voile (pour une bande de 1m):

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,20 + 1 + 2 \cdot 0,90) = \mathbf{6,00 \text{ m.}}$$

$$N_u = \mathbf{1667,16 \text{ KN.}}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,00 \times 0,90 \times 25 \times 10^3}{1,5} = \mathbf{4050 \text{ KN/m}^2}$$

VIII-4-5 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2.$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}; \quad L_x < L_y$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

❖ 2-Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = \mathbf{3,80 \text{ m}} ; L_y = \mathbf{4,20 \text{ m}}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,80}{4,20} = 0,90$$

$0,4 < \rho \leq 1$ \implies La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\underline{\text{ELU}} : q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (208,72 - \frac{50501,075}{413,79}) \times 1\text{m} = 86,67 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (158,15 - \frac{50501,075}{413,79}) \times 1\text{m} = 36,10 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul à l'ELU :

➤ Evaluation des moments M_x, M_y

$$\rho = 0,9 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0458 \times 86,67 \times 3,8^2 = 57,32 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,778 \times 81,42 = 44,59 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- ❖ Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- ❖ Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- ❖ Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- ❖ Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- ❖ Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

Ferrailage :

sens x-x :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 57,32 \times 0,5 = 28,66 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 57,32 \times 0,75 = 42,99 \text{ kN.m}$

sens y-y :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 57,32 \times 0,5 = 28,66 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 44,59 \times 0,75 = 33,44 \text{ kN.m}$

❖ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} ; \quad A_s = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s}$$

Tableau VII.4. Ferrailage de la dalle

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	espacement
xx	Appuis	28,66	0,0147	0,993	SSA	2,24	5HA12=5,65cm ²	St=20cm
	Travée	42,99	0,022	0,989	SSA	3,37	5HA14=7,69cm ²	St=20cm
yy	Appuis	28,66	0,0147	0,993	SSA	2,24	5HA12=5,65cm ²	St=20cm
	travée	33,44	0,0172	0,992	SSA	2,62	5HA14=7,69cm ²	St=20cm

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

a) Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :
- Dans le sens xx :

Avec : $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{400} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$

Tableau VII.5 : vérification de la section minimale

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	5,65	4,46	Condition Vérifiée
		7,69		Condition Vérifiée
y-y	ELU	5,65	4,46	Condition Vérifiée
		7,69		Condition Vérifiée

❖ Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Dans le sens xx :

$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

➤ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 4; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Calcul et vérification à l'E.L.S :

Evaluation des moments M_x, M_y

$$\rho = 0,90 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0458 \times 71,57 \times 3,80^2 = 47,33 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,778 \times 176,99 = 36,82 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 47,33 \times 0,5 = 23,665 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 47,33 \times 0,75 = 35,497 \text{ kN.m}$.

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 47,33 \times 0,5 = 23,665 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 36,82 \times 0,75 = 27,615 \text{ kN.m}$

c) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Exemple de calcul :

Sens x-x :

• Aux appuis : $A_s = 5,65\text{cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,15 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,9345 \\ K_1 = 61,34 \longrightarrow K = 0,016 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{23,665 \times 10^3}{0,931 \times 37 \times 5,65} = 121,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 1,98 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VII.6 . Vérification des contraintes de béton .

Sens	Zone	A_s	M_s^{ser}	ρ	β	k_1	k	δ_s	δ_s	δ_{bc}	δ_{bc}		
x-x	Appuis	5,65	23,665	0,15	0,934	61,34	0,016	121,59	400	CV	1,98	15	CV
	Travée	7,69	35,497	0,18	0,931	57,46	0,017	134	400	CV	2,28	15	CV
y-y	Appuis	5,65	23,665	0,15	0,934	61,34	0,016	121,59	400	CV	1,98	15	CV
	Travée	7,69	27,61	0,21	0,925	51,67	0,019	104,92	400	CV	2,00	15	CV

Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

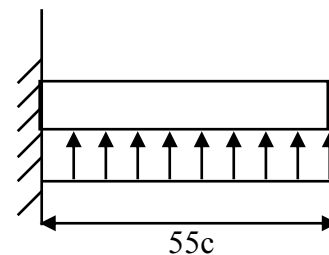


Figure VII.4 : Schéma statique du débord

a) Sollicitations de calcul :

- **A l'ELU :**

$q_u = 86,67 \text{ KN/ml}$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{86,67 \times 0,45^2}{2} = -8,77 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$q_s = 36,10 \text{ KN/ml}$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{36,10 \times 0,45^2}{2} = -3,65 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :

- **Armatures principales :**

$b = 1\text{m} ; d = 37 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bc}} = \frac{8,77 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = \mathbf{0,0045} \leq 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = \mathbf{0,0045} \quad \beta_u = \mathbf{0,998}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{8,77 \times 1000}{0,998 \times 37 \times 348} = \mathbf{0,69 cm^2} \quad A_s = \mathbf{0,69 cm^2/ml}$$

c) Vérification à l'ELU:

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = \mathbf{4,47 cm^2}$$

Soit : $A_s = \mathbf{6HA12} = \mathbf{6,79 cm^2}$ avec un espacement de **17 cm**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = \mathbf{1,69 cm^2}$$

Soit : $A_r = \mathbf{4HA10} = \mathbf{3,14 cm^2}$ avec un espacement de **25 cm**

d) Vérification à l'ELS :

• **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 37} = \mathbf{0,18}$$

$$\rho_1 = \mathbf{0,18} \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = \mathbf{0,935} ; K_1 = \mathbf{61,92}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \mathbf{0,016}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,65 \times 10^6}{0,942 \times 370 \times 6,79 \times 10^2} = \mathbf{15,70 MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = \mathbf{0,49 MPa} < 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \mathbf{15,70 MPa} < \sigma_{st} = \mathbf{348 MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

3.2- Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (l_m) et le même effort tranchant (l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire. Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

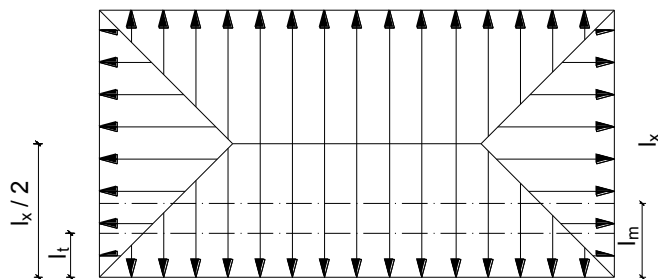
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

• **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$



• **Le Chargement simplifié**

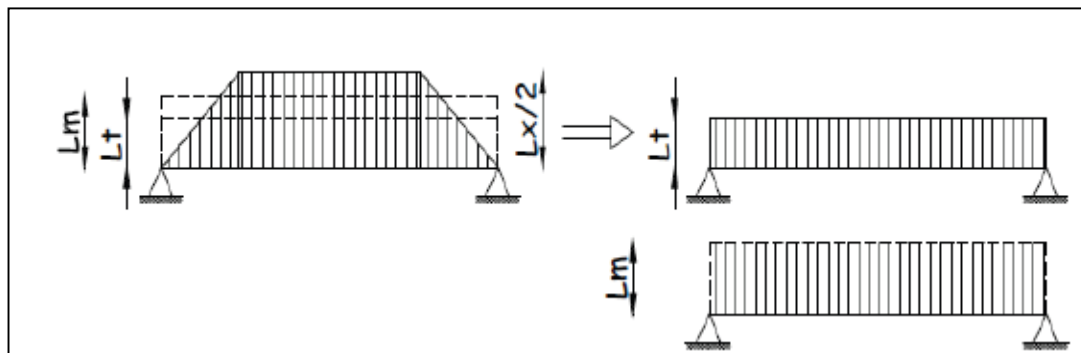


Figure VII.5 : Présentation du chargement simplifié

- **Charge triangulaire :**

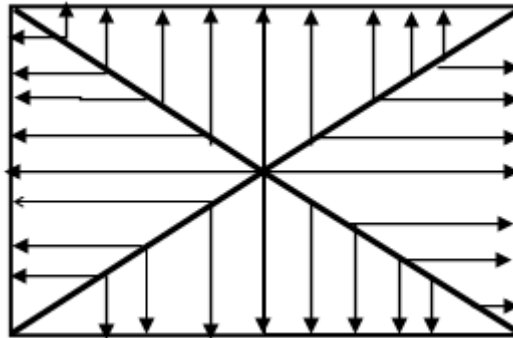


Figure VII.6: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times I_x$

a) Charges à considérer :

$$\begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_m \\ \rightarrow Q_u &= q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned}$$

b) Détermination des charges :

- **ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_{um} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left(202,72 - \frac{10049,80}{413,79} \right) = 178,43 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\Rightarrow q_s = \left(\sigma_{sm} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left(158,15 - \frac{10049,80}{413,79} \right) = 133,86 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale:

Tableau VII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

travée	panneau	Lx	Ly	P	Charge	Lm	lt	qu	qs	Qum	Moment fléchissant		Effort tranchant				
											somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,70	3,80	0,97	trapezoidale	1,27	0,98	178,43	133,87	226,60	446.06	170.01	334.67	174.86	349.72	131.19	262.38
	2	3,50	3,70	0,94	trapezoidale	1,23	0,98	178,44	133,87	219,46		164.66		174.86	131.19		
b-c	1	3,50	3,80	0,92	trapezoidale	1,25	1	178,45	133,88	230,03	438.79	167.33	323.95	178.43	334.98	133.87	251.00
	2	3,50	3,50	1	Triangulaire	1,17	0,875	178,46	133,89	208,76		156.62		156.12		117.13	
C-D	1	3,80	3,80	1	Triangulaire	1,27	0,95	178,47	133,90	226,60	456.63	170.01	337.34	169.50	348.36	127.17	261.04
	2	3,50	3,80	0,92	trapezoidale	1,25	1	178,48	133,91	230,03		167.33		178.86		133.87	
D-E	1	3,80	4,20	0,90	trapezoidale	1,39	1,13	178,49	133,92	248,88	489.76	186.07	367.44	201.62	406.81	151.27	305.22
	2	3,50	4,20	0,83	trapezoidale	1,35	1,15	178,50	133,93	240,88		180.72		205.19		153.95	
E-F	1	3,80	3,80	1	Triangulaire	1,27	0,95	178,51	133,94	226,60	456.63	170.01	337.34	169.50	348.36	127.17	261.04
	2	3,50	3,80	0,92	trapezoidale	1,25	1	178,52	133,95	230,03		167.33		178.43		133.87	
F-G	1	3,50	3,80	0,92	trapezoidale	1,25	1	178,53	133,96	230,03	438.79	167.33	323.95	178.43	334.98	133.87	251.00
	2	3,50	3,50	1	Triangulaire	1,17	0,875	178,54	133,97	208,76		156.62		156.12		117.13	
G-H	1	3,70	3,80	0,97	trapezoidale	1,27	0,98	178,55	133,98	226,60	446.06	170.01		174.86		131.19	
	2	3,50	3,70	0,94	trapezoidale	1,23	0,98	178,56	133,99	219,46			164.66	334.67	174.86	349.72	131.19

Sens transversal :

Tableau VII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Travée	Panneau	lx	Ly	ρ	charge	Im	It	qu	qs	Qum	Moment Fléchissant		Effort Tranchant				
											Somme e Qum	Qsm	Somme e Qut	Qst	Somme e Qst		
a-b	1	3,5 0	3,8 0	0,9 2	Trapézoïdale	1,2 6	1	178.4 3	133.7 8	224.8 2	<u>465.62</u>	168.5 6	<u>349.16</u>	178.4 3	<u>383.62</u>	133.7 8	<u>287.62</u>
	2	3,5 0	4,2 0	0,8 3	Trapézoïdale	1,3 5	1,1 5	178.4 3	133.78	240.8 0		180.6 0		205.1 9		153.8 4	
b-c	1	3,5 0	3,8 0	0,9 2	Trapézoïdale	1,2 6	1	178.4 3	133.78	224.8 2	<u>465.62</u>	168.5 6	<u>349.16</u>	178.4 3	<u>383.62</u>	133.7 8	<u>287.62</u>
	2	3,5 0	4,2 0	0,8 3	Trapézoïdale	1,3 5	1,1 5	178.4 3	133.78	240.8 0		180.6 0		205.1 9		153.8 4	
c-d	1	3,8 0	3,8 0	1	Triangulaire	1,2 7	0,9 5	178.4 3	133.78	226.6 0	<u>474.62</u>	169.9 0	<u>355.85</u>	169.5 0	<u>351.12</u>	127.0 9	<u>278.26</u>
	2	3,8 0	4,2 0	0,9 0	Trapézoïdale	1,3 9	1,1 3	178.4 3	133.78	248.0 1		185.9 5		201.6 2		151.1 7	
d-e	1	3,5 0	3,8 0	0,9 2	Trapézoïdale	1,2 6	1	178.4 3	133.78	224.8 2	<u>465.62</u>	168.5 6	<u>349.16</u>	178.4 3	<u>383.62</u>	133.7 8	<u>287.62</u>
	2	3,5 0	4,2 0	0,8 3	trapézoïdale	1,3 5	1,1 5	178.4 3	133.78	240.8 0		180.6 0		205.1 9		153.8 4	

d) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Sens longitudinale :

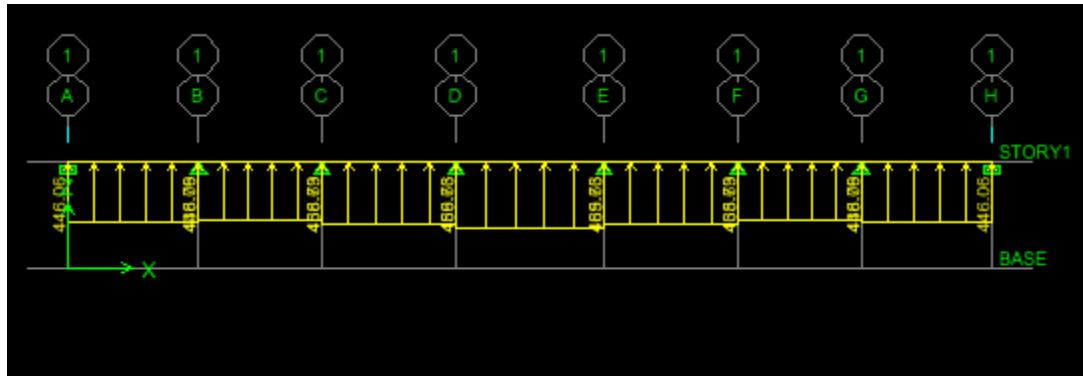


Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul du moment fléchissant)

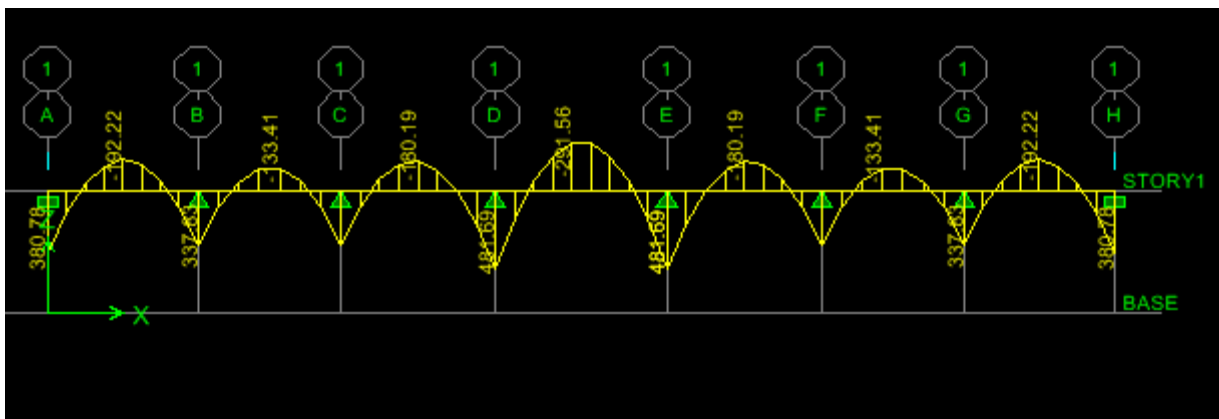


Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

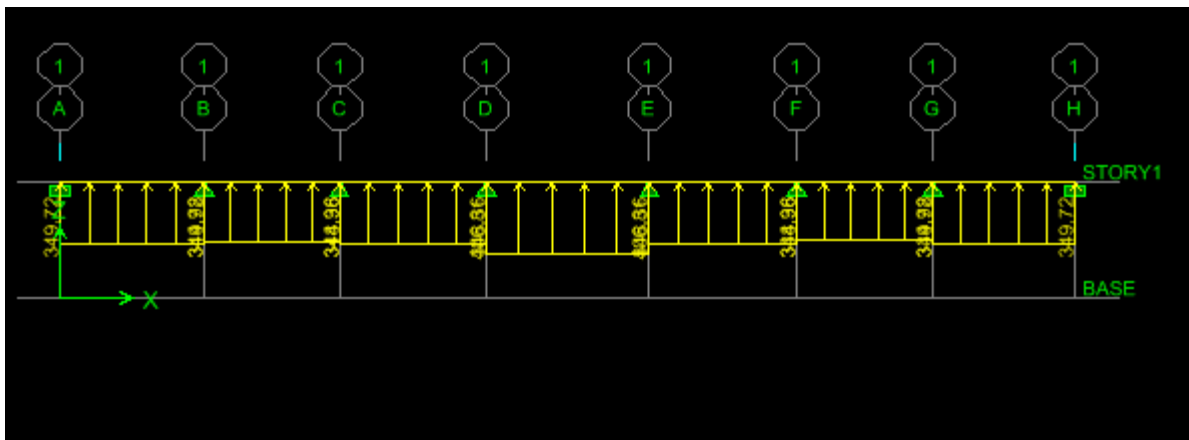


Figure VII.9 : Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul de l'effort tranchants)

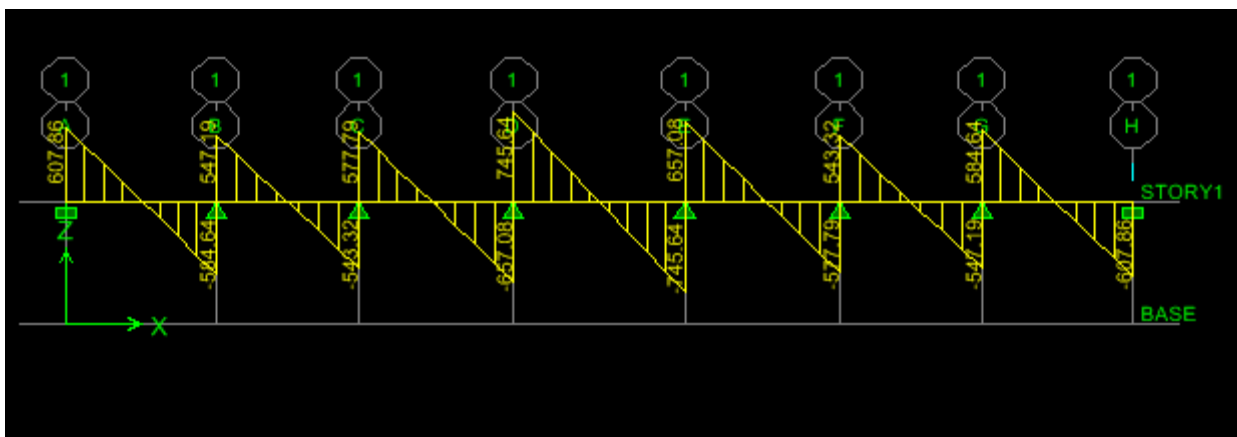


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

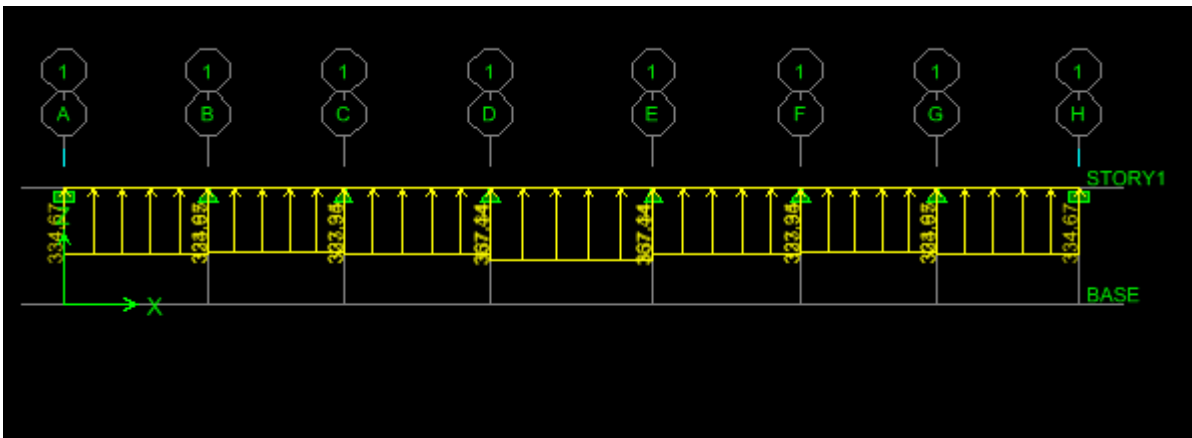


Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul du moment fléchissant)

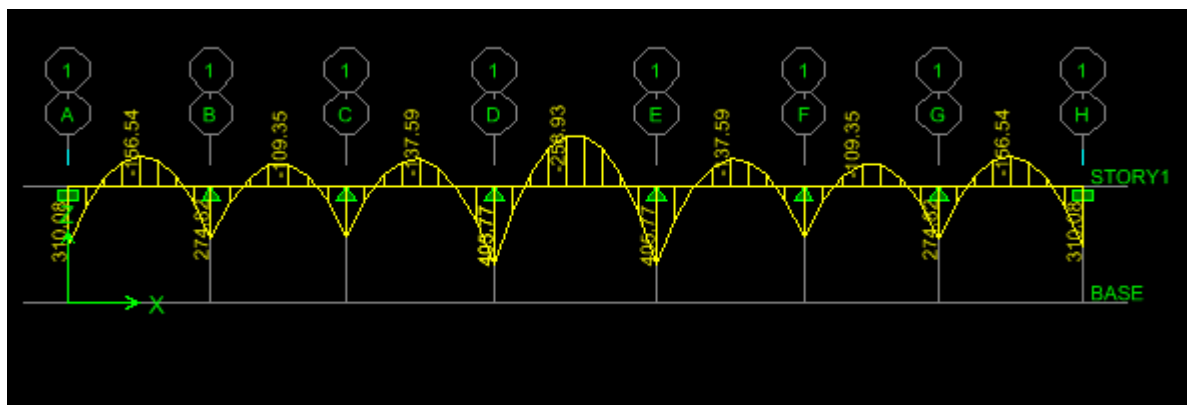


Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

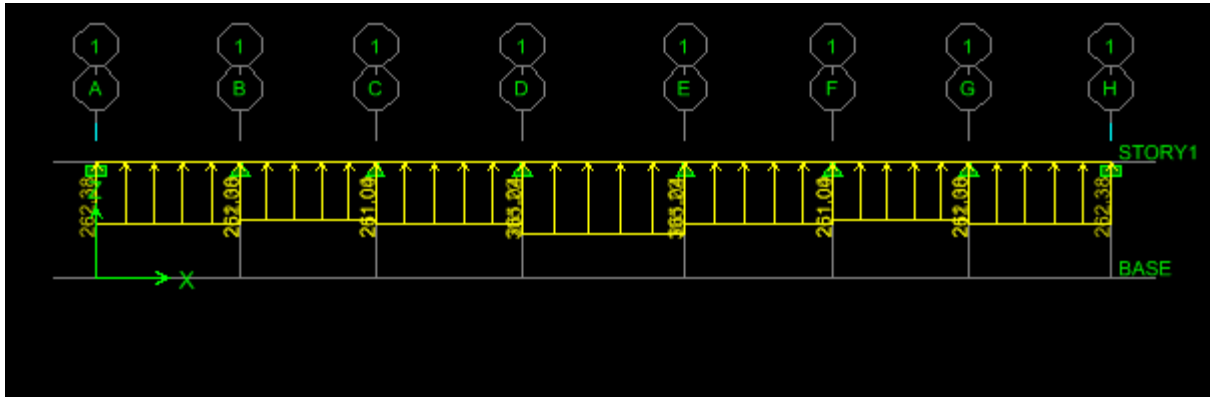


Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul de l'effort tranchants)

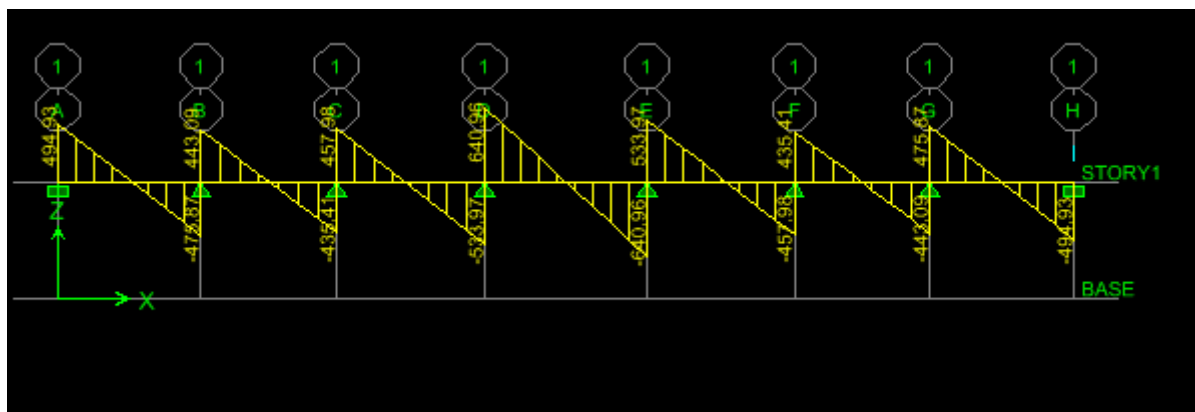


Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Sens transversale :

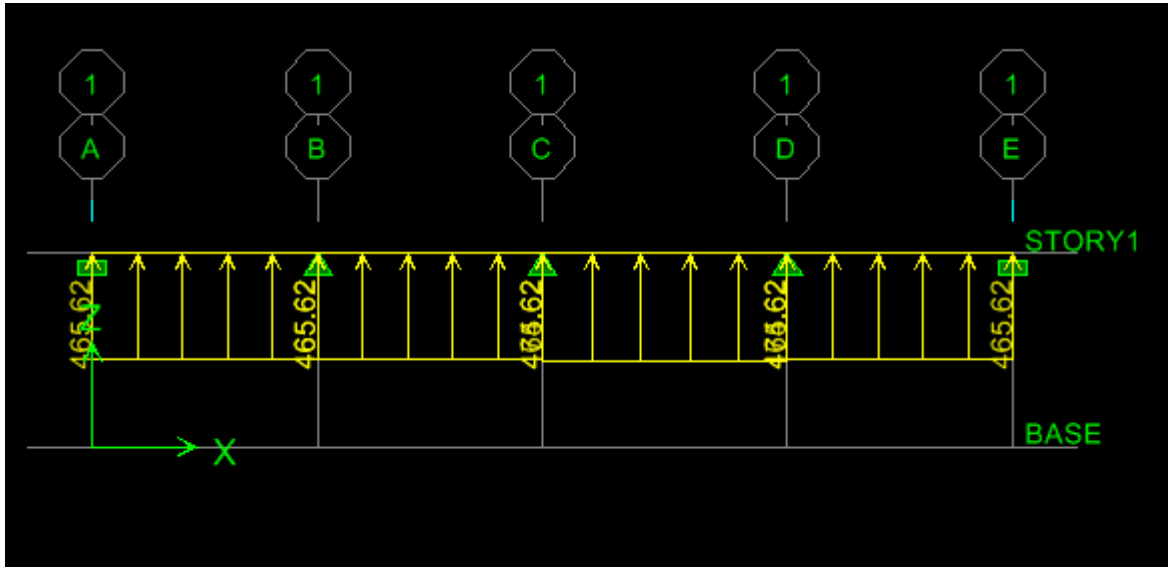


Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul du moment fléchissant)

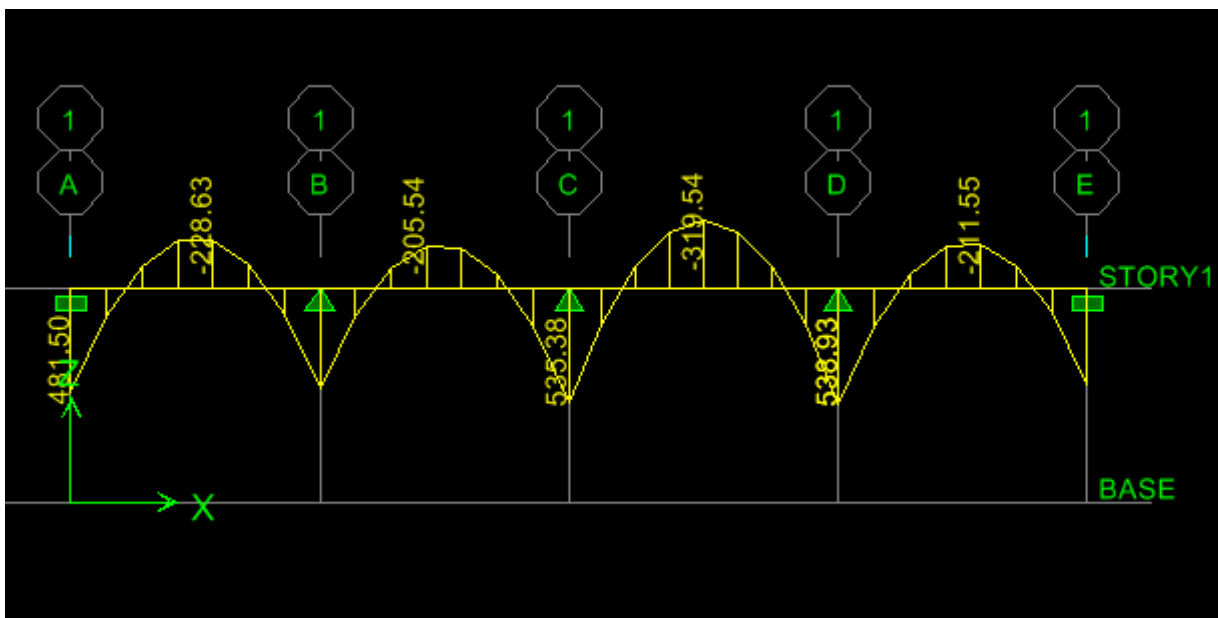


Figure VII.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

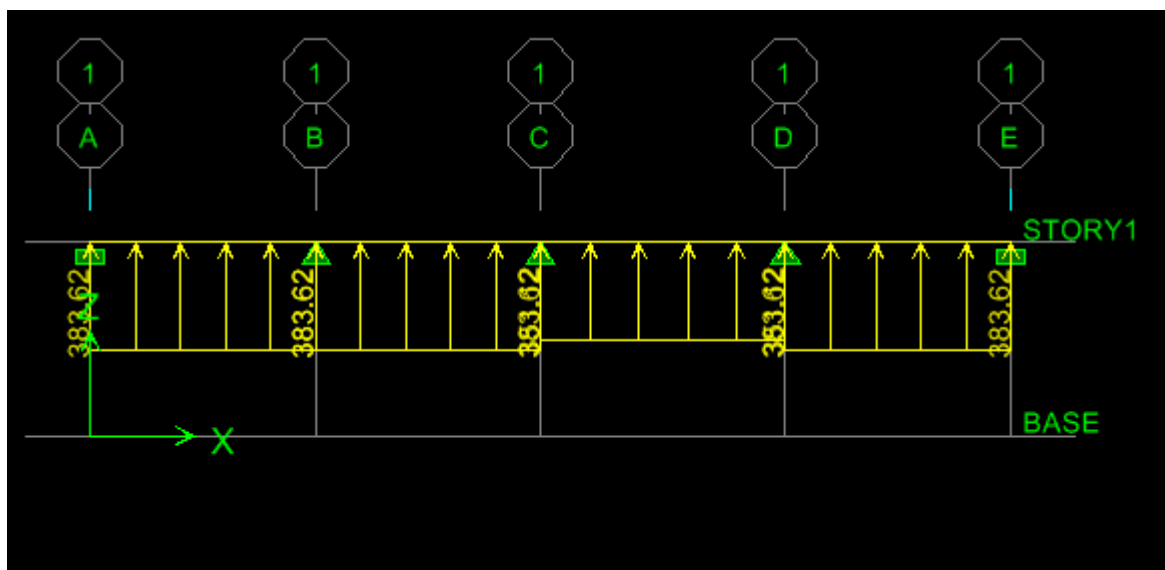


Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul de l'effort tranchants)

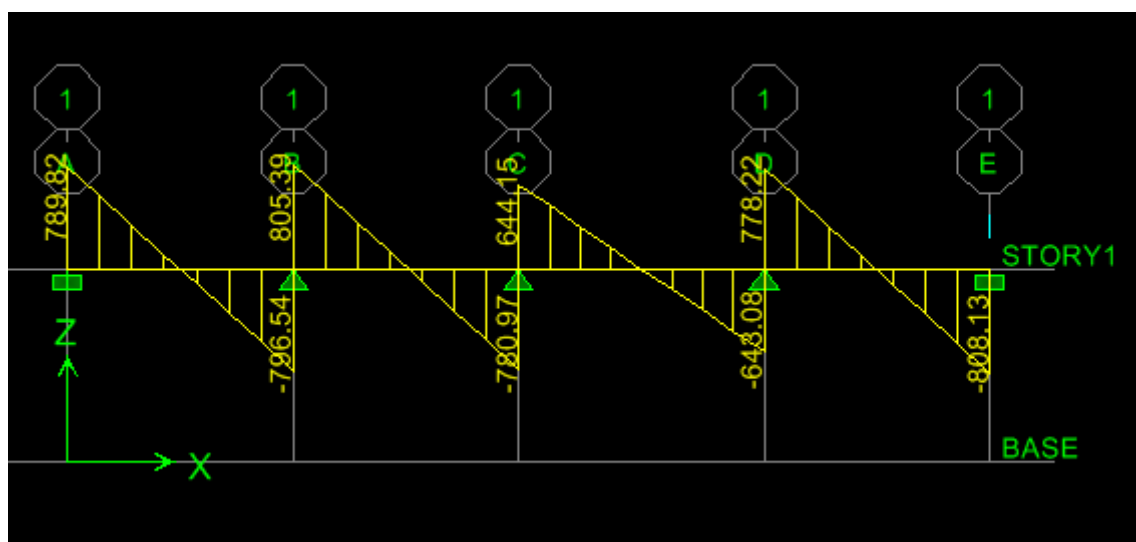


Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

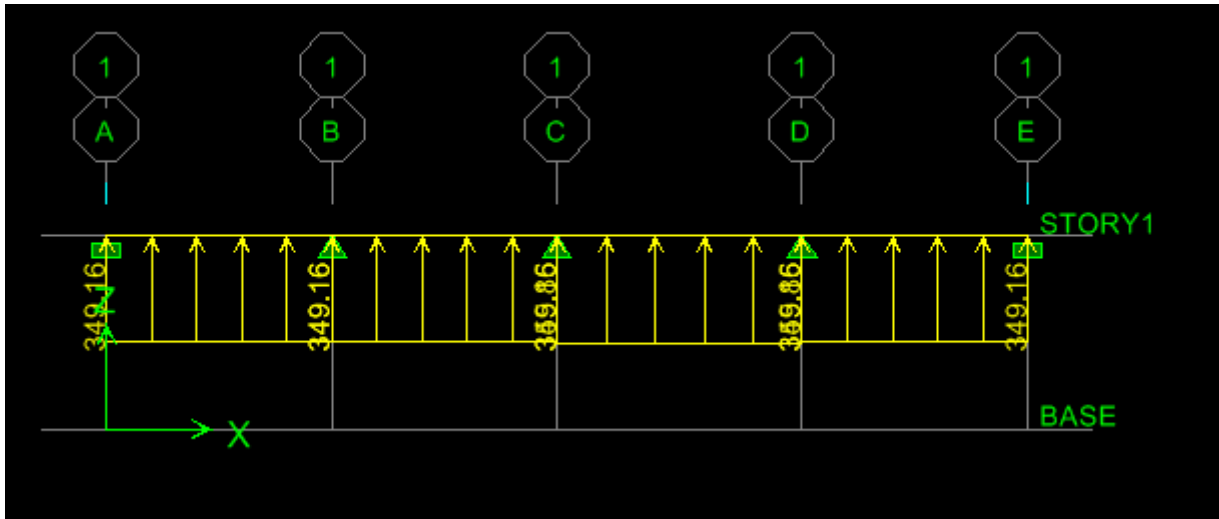


Figure VII.18: Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul du moment fléchissant)

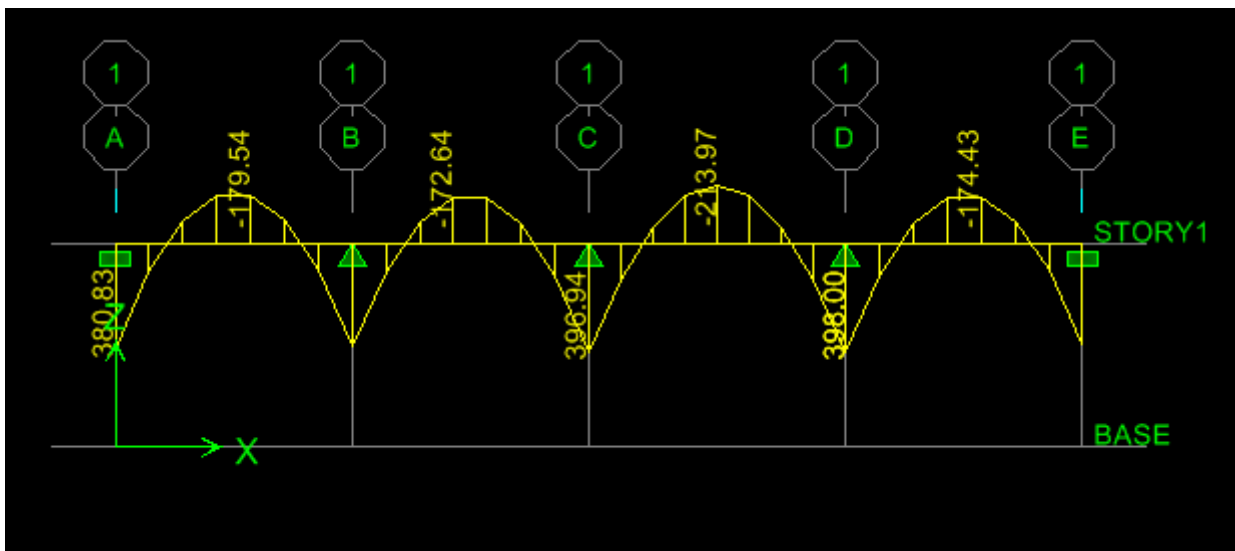


Figure VII.19 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

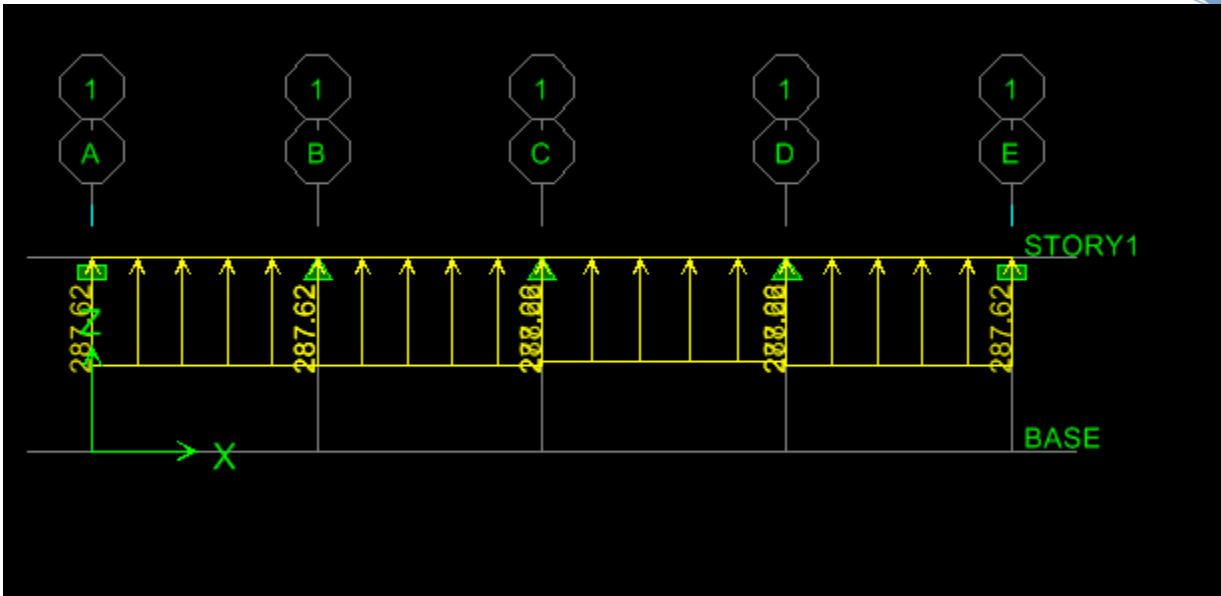


Figure VII.20: Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul de l'effort tranchants)

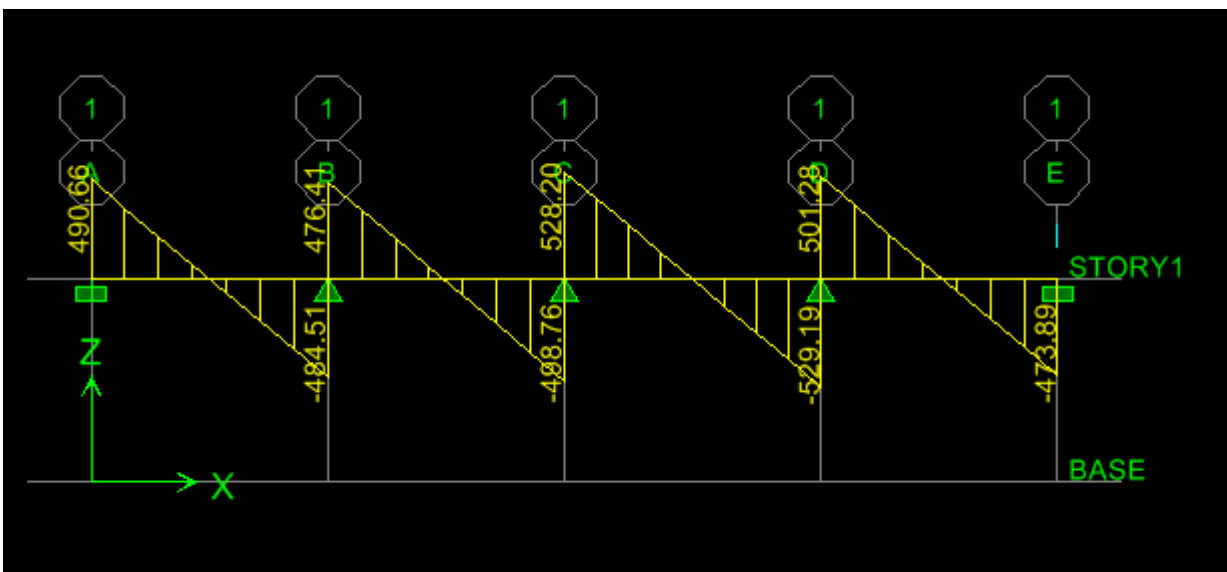


Figure VII.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Ferraillage :

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	481.69	405.77	538.93	398.00
M_{tmax} (KN.m)	291.56	258.93	319.54	213.97
T_{max} (KN)	745.64	640.98	780.97	529.19

-Calcul des armatures :

✓ **Armatures longitudinales : b=55 cm d= 87 cm**

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.10. Tableau de ferraillage de la nervure .

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Sectio n	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	481.69	0,081	0,958	SSA	16.15	4HA20 filante+2HA16chap = 16.69 cm²
	Travée	291.56	0,049	0,975	SSA	9.87	
Yy	Appuis	538.93	0,091	0,952	SSA	18.69	4HA20 filante+2HA20chap=18.85cm²
	Travée	319.54	0,054	0,972	SSA	10.85	

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{1\max} \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{ 22,5 ; 24 \} = 22,5 \text{ cm}$$

Soit : **S_t = 10cm**

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45\text{cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (RPA 99/Art 7.5.2.2) :

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t=4HA8=2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓ Armatures de peau (BAEL 91 modifiée 99 Art 4.5.34) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$

❖ Vérification à l'ELU:

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 87 \times \frac{2,1}{400} = 5,77 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :

$$A_a = 16,69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 11,12 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{max} = 1057,56 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{745,64 \cdot 10^3}{500 \times 870} = 1,71 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal: $T_u^{max} = 873,60 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{780,97 \cdot 10^3}{500 \times 870} = 1,79 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

1. $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}.$

2. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

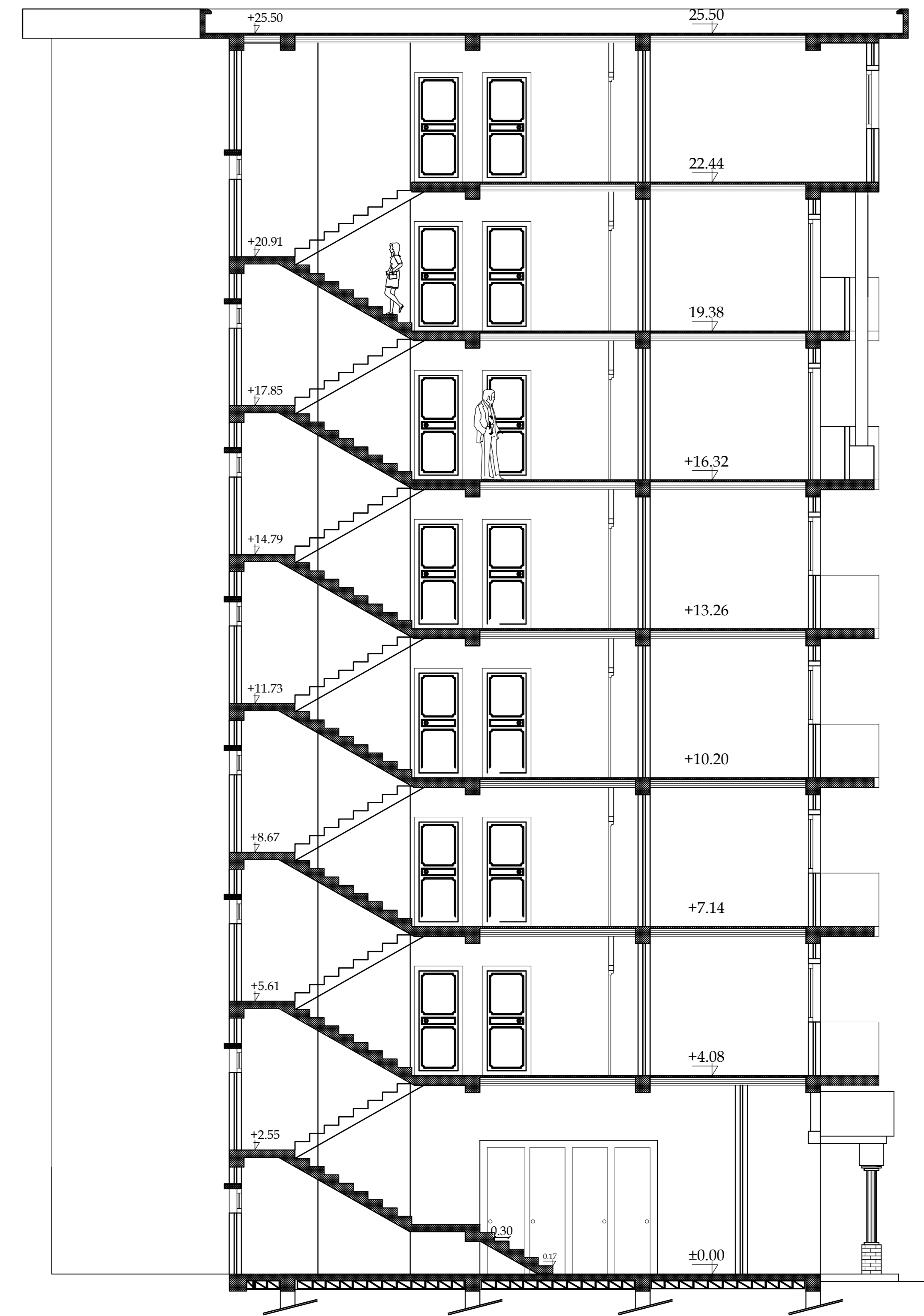
$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$; $\rho_l = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Sens	Zone	M _s	A _(ELU)	ρ	K ₁	β ₁	σ _s	σ̄ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
x-x	Appuis	405,77	16,15	0,337	40,56	0,910	216,24	220	9,74	15	vérifié
	Travée	258,93	11,12	0,232	49,93	0,923	217,13	220	6,77	15	vérifié
y-y	Appuis	398,00	18,69	0,390	37,08	0,904	201,31	220	8,15	15	vérifié
	Travée	213 ;97	11,12	0,232	49,93	0,923	200,60	220	6,17	15	vérifié

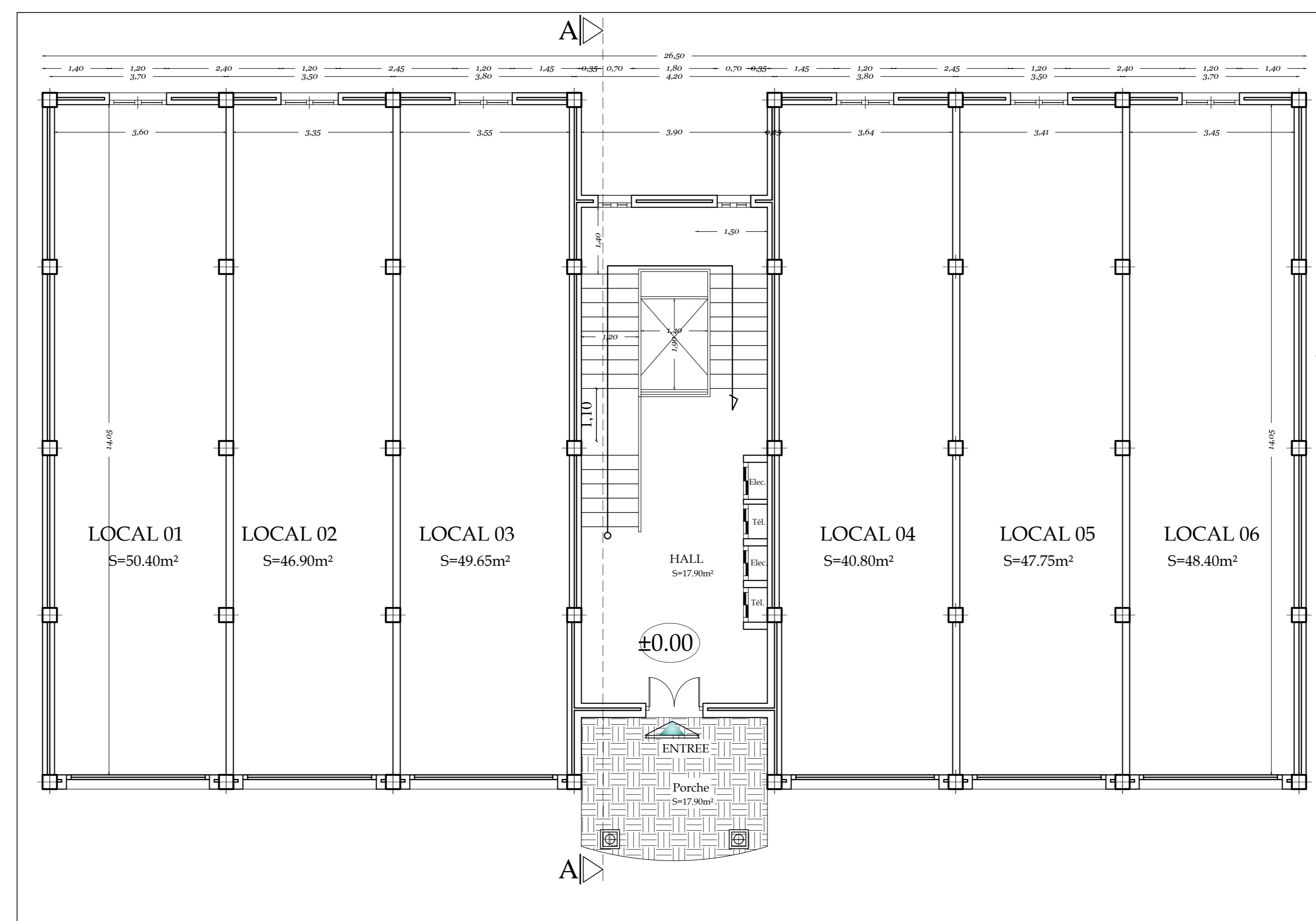
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS



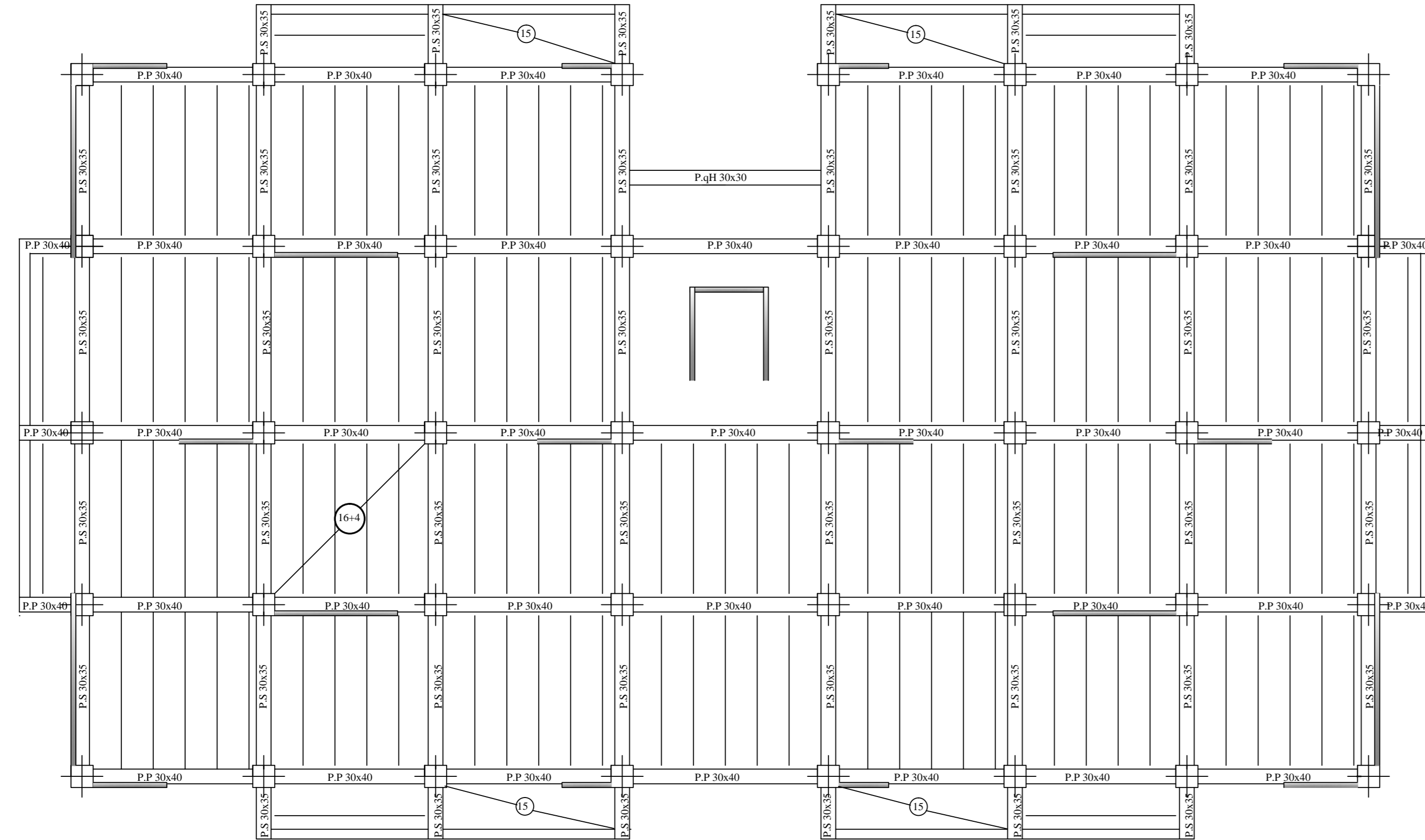
FAÇADE PRINCIPALE



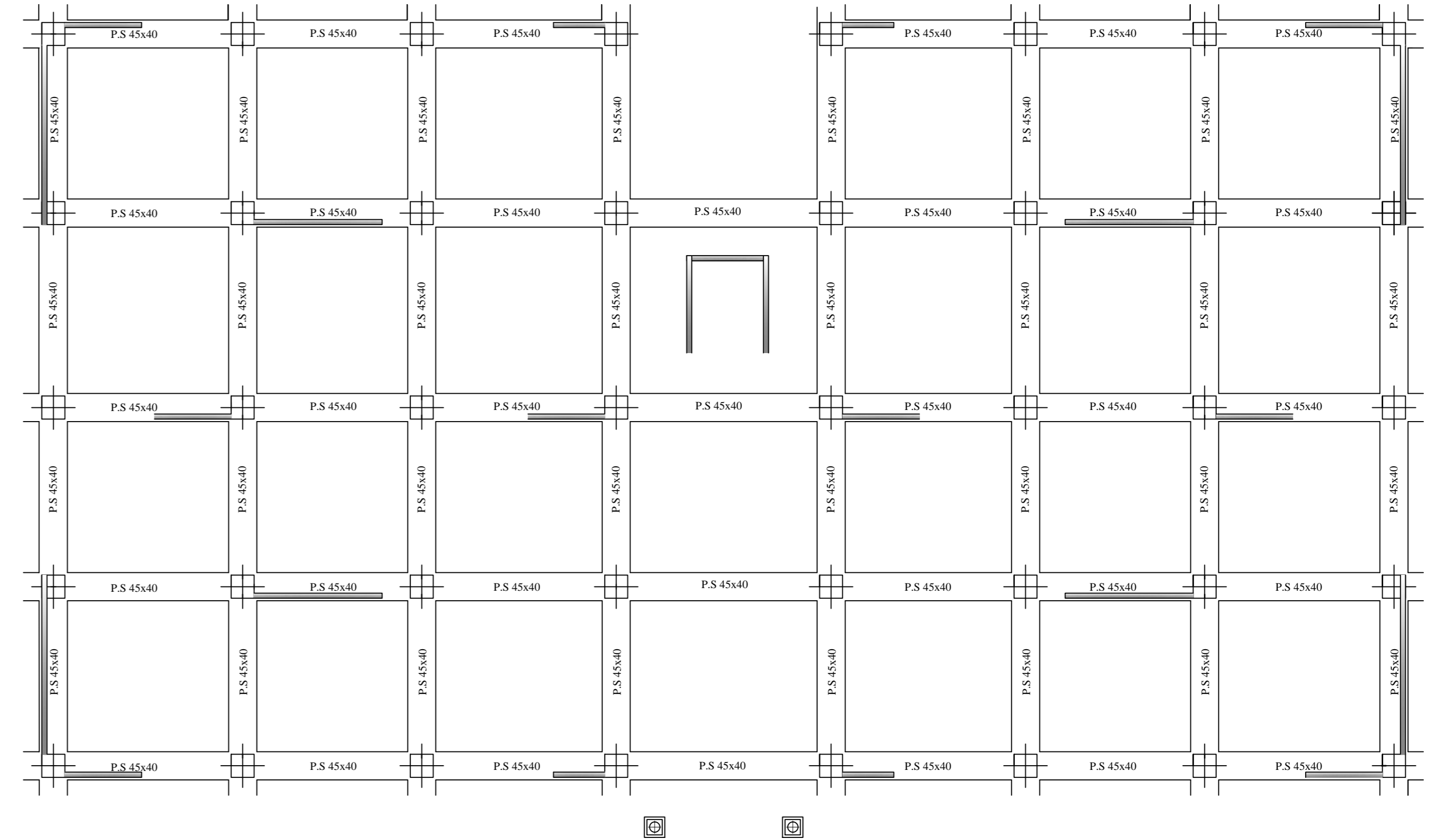
COUPE A_BLOC A



PLAN DE RDC

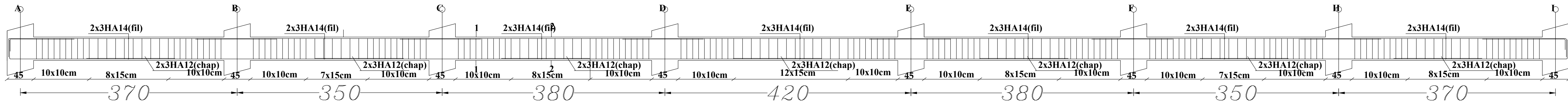


PLAN D'ETAGE 1.2.3.4.5.6.7

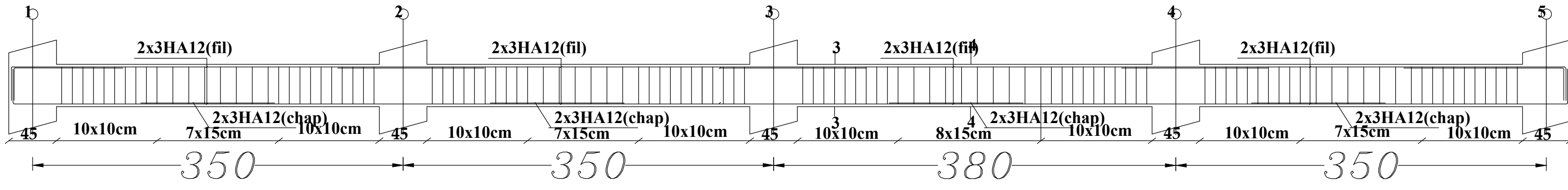


PLAN DE FONDATION

Poutres principales

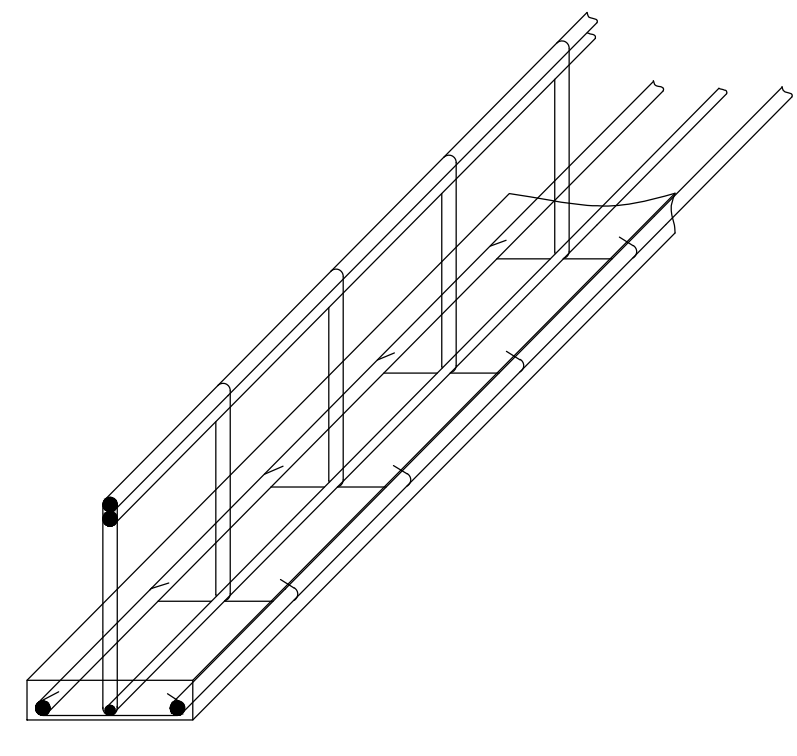
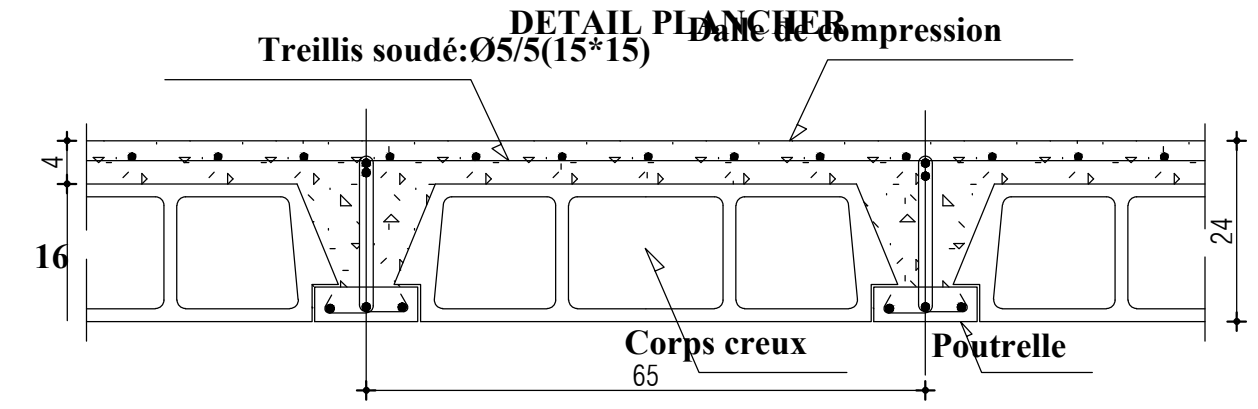
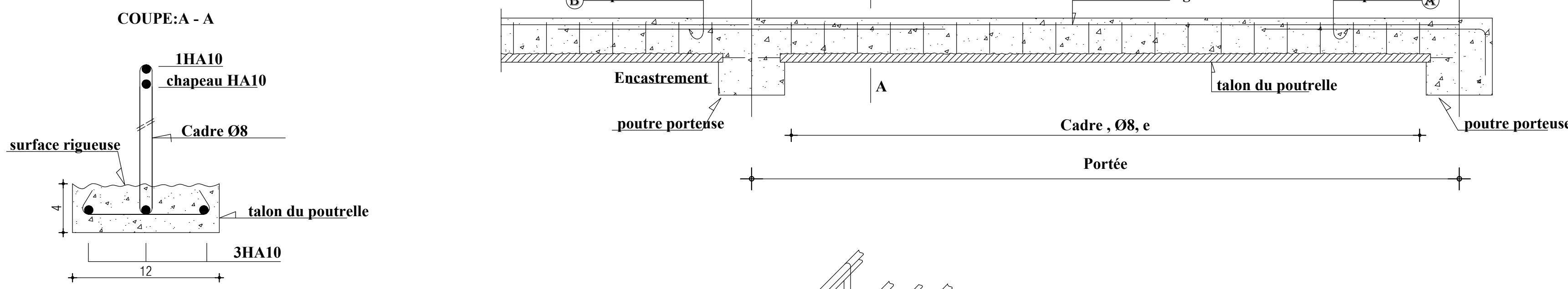


Poutres secondaires

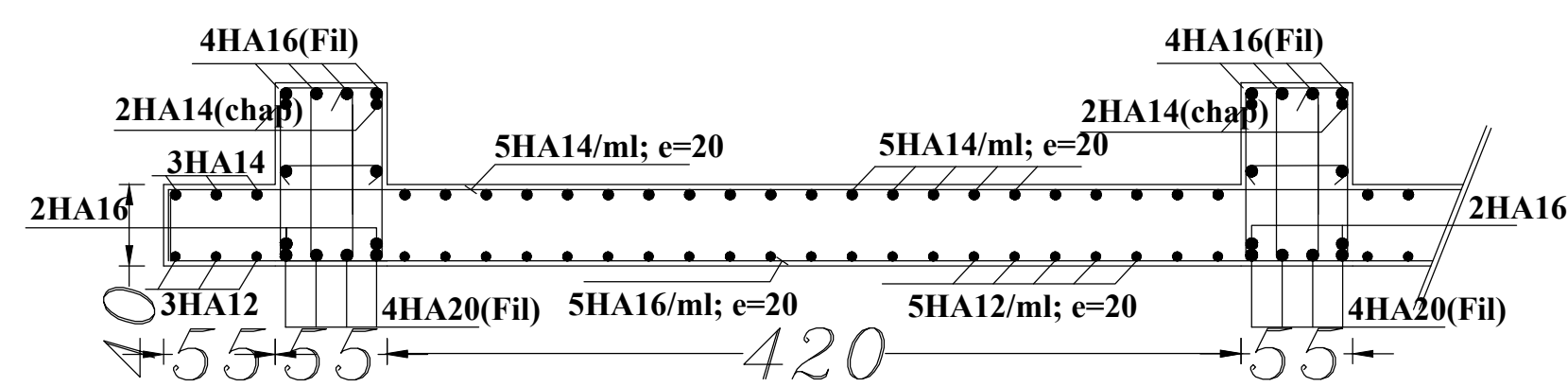


Coupe 1-1: 3HA14 fil, 3HA12 chap, Cadre Ø8, 3HA14 fil
 Coupe 2-2: 3HA14 fil, 3HA12 chap, Cadre Ø8, 3HA14 fil
 Coupe 3-3: 3HA12 fil, 3HA12 chap, Cadre Ø8, 3HA12 fil
 Coupe 4-4: 3HA12 fil, 3HA12 chap, Cadre Ø8, 3HA12 fil

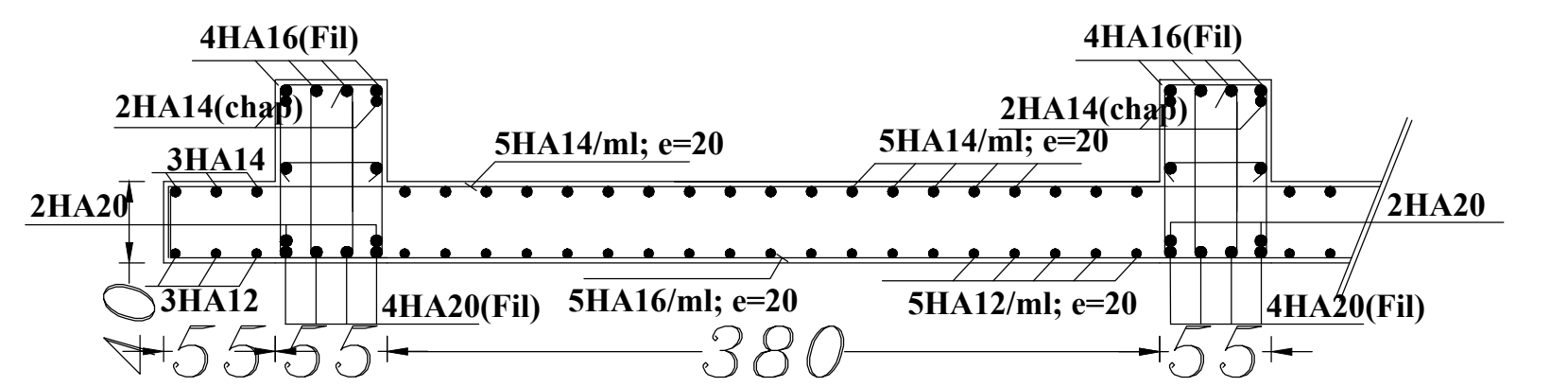
Detail poutrelle-semi-prefabrique



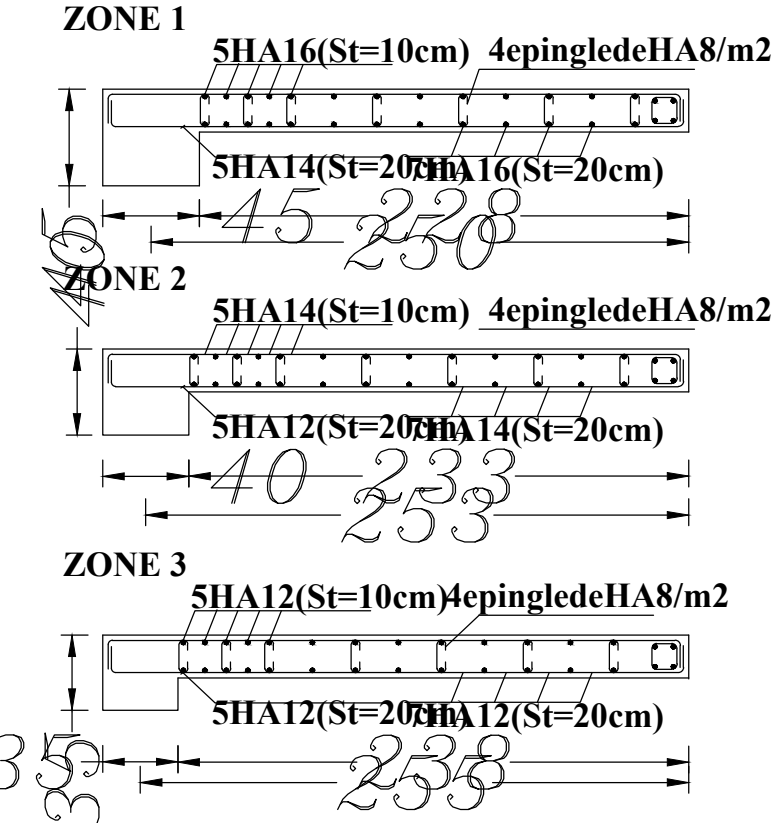
Ferraillage du radier général dans sens x-x



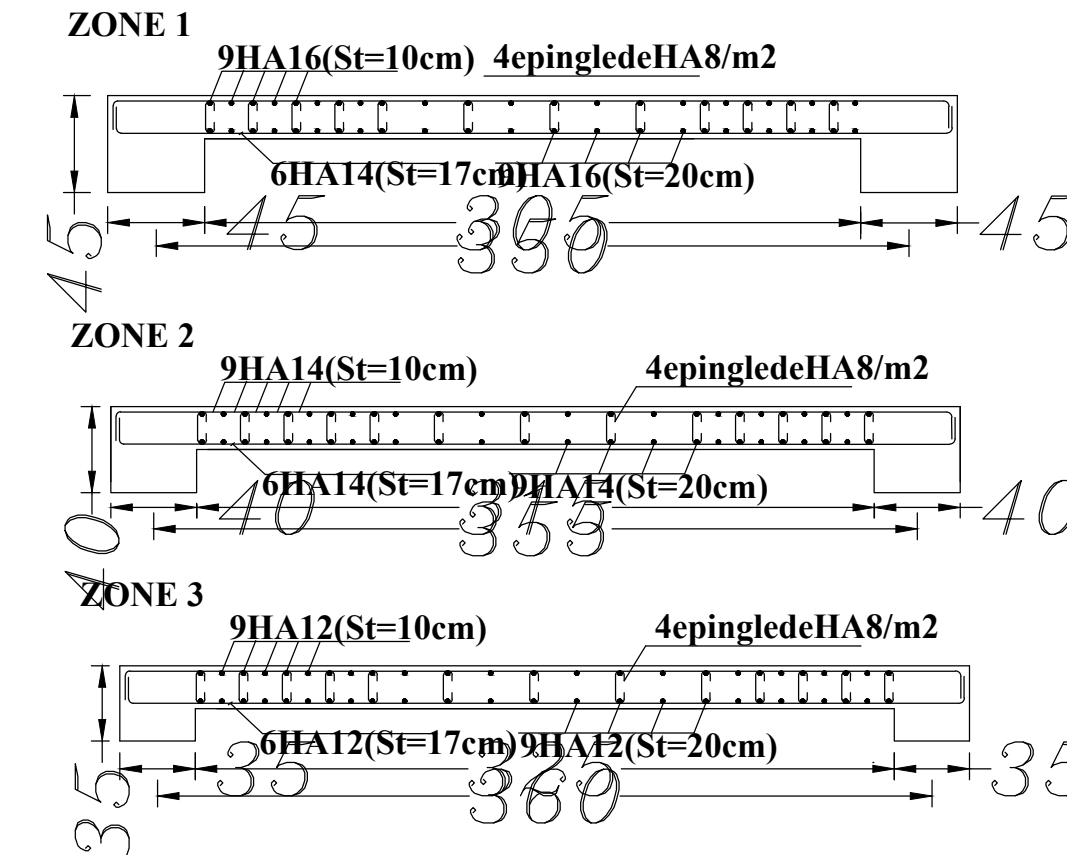
Ferraillage du radier général dans sens Y-Y



VOILE TRANSVERSAL (VT1)



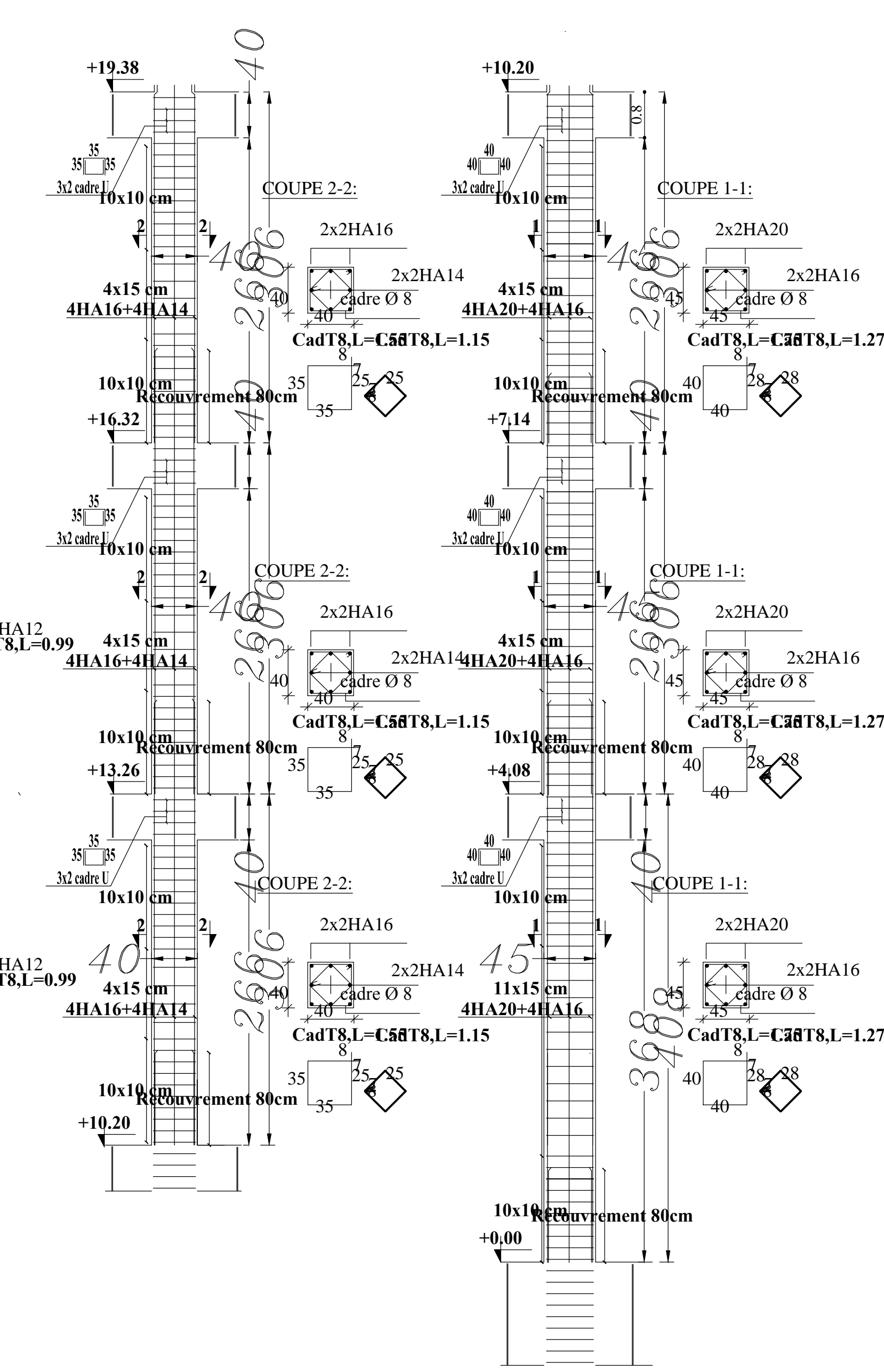
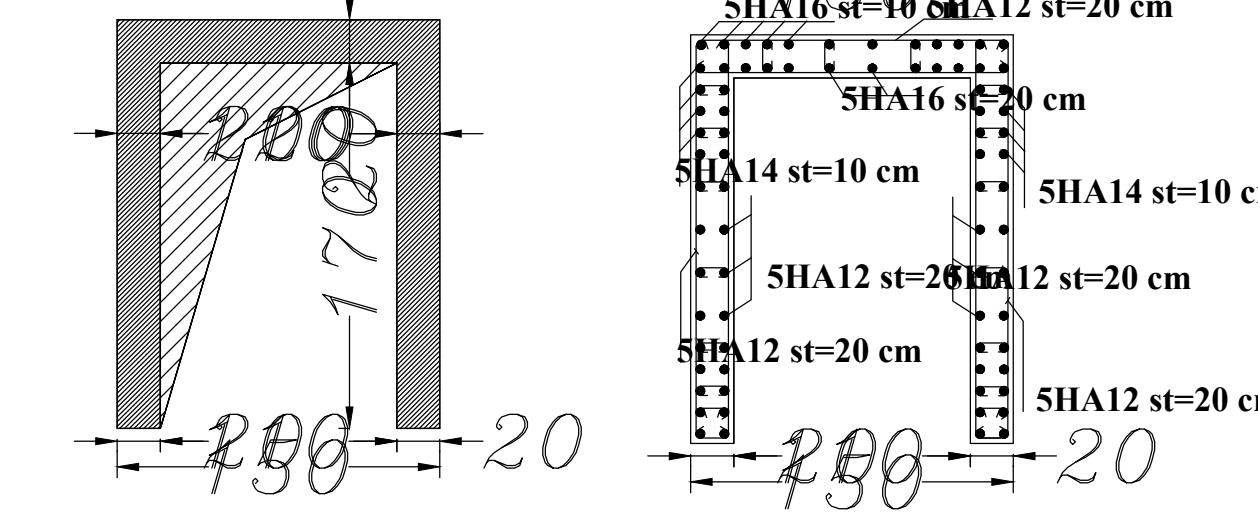
VOILE TRANSVERSAL (VT2)



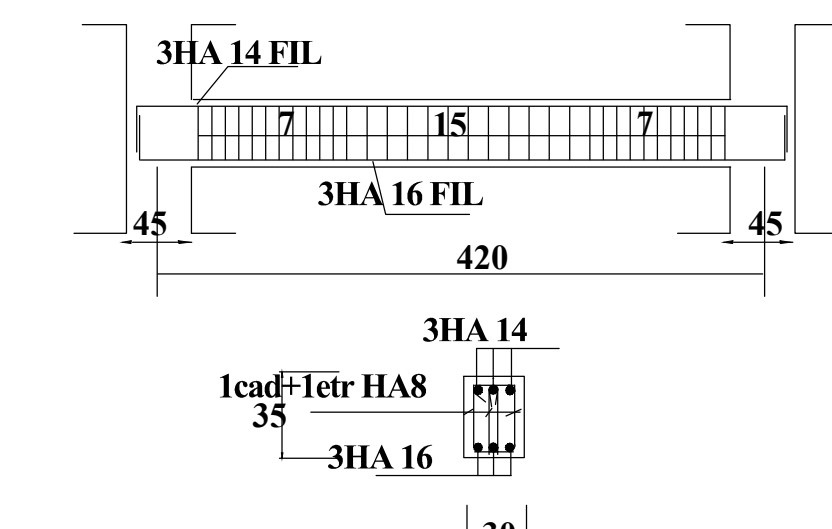
VOILE TRANSVERSAL (VT4)



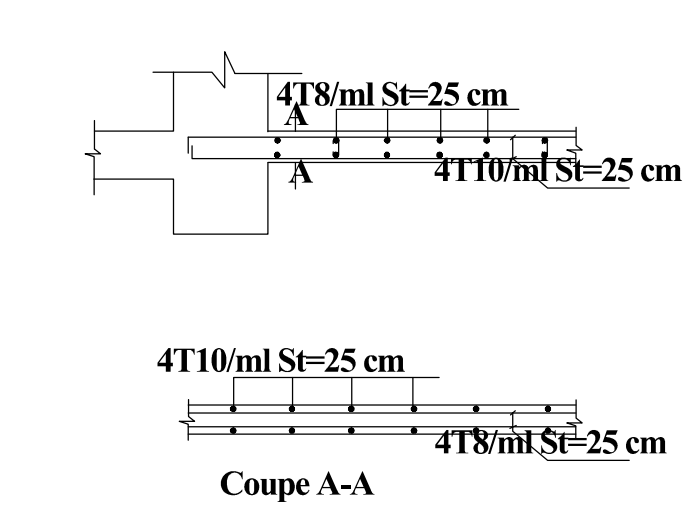
VUE EN PLAN



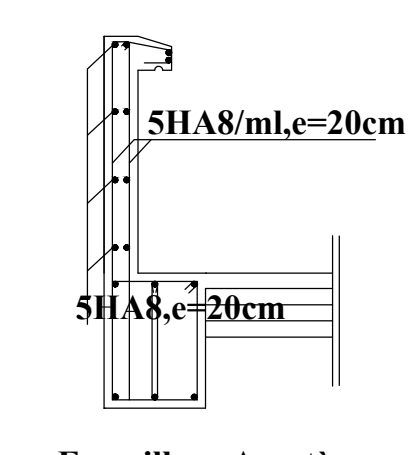
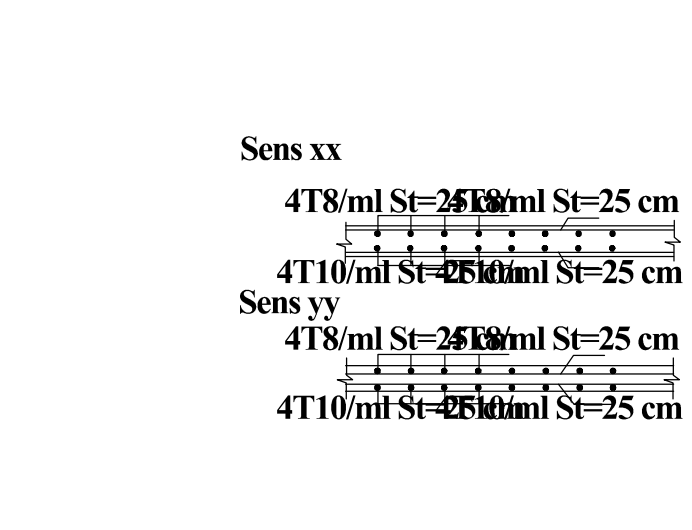
POUTRE PALIERE



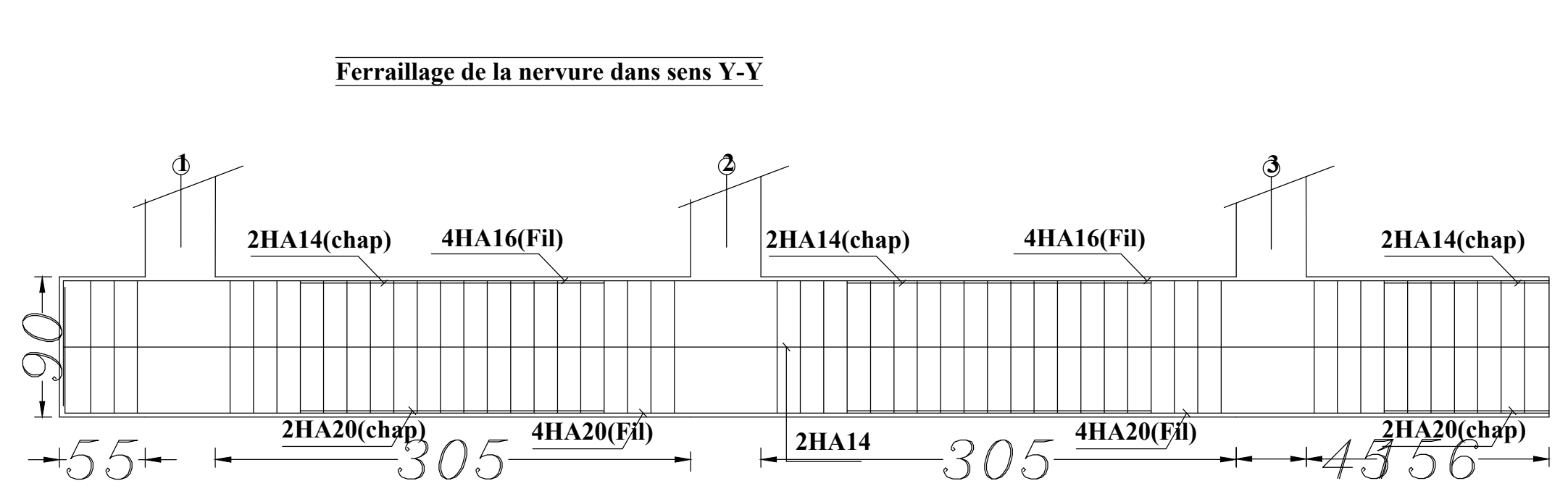
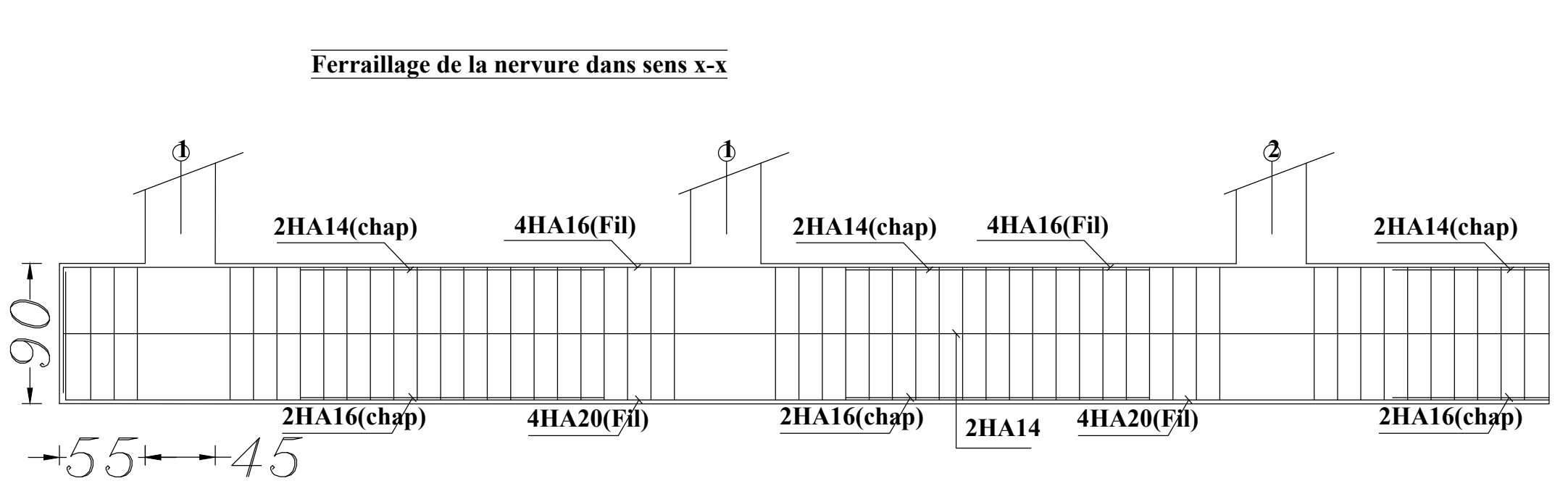
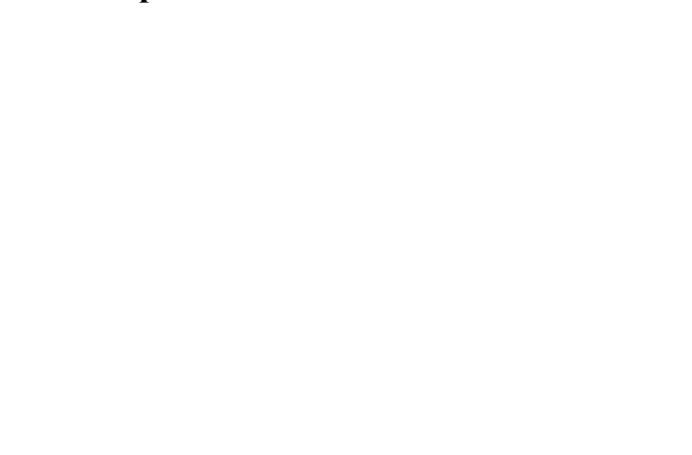
BALCON



SALLE MACHINE



Coupe A-A



Conclusion

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.

On dirait que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir :

La résistance.

La durabilité.

L'économie dans la mesure du possible.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et du calcul des structures

Le choix de la disposition des voiles est une étape très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion car les bâtiments résiste mal à la torsion.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte, premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.