République Algérienne Démocratique et Populaire
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'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme Master professionnel
en génie civil
d'option construction civile et industrielle

THEME :

Etude d'une tour (R+10) en béton armé à usage multiple contreventé par voiles

Dirigé par :
Mr KHELIL Nacim

Etudié par :
Melle : CHAOUCHE Saida
Melle : BOUDJEMAA Malika

PROMOTION 2017/2018

Remerciements

- *Tout d'abord nous remercions avant tout DIEU, de nous avoir donné la force et le courage pour mener ce projet à terme.*

- *Nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*

- *Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mer KHELIL de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.*

- *Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

- *Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.*

Dédicace

Dieu merci

Je dédie ce modeste travail

À ma chère Mère, qui par son amour, son affection a toujours été là pour moi et sans qui je ne serai jamais arrivée là, tout simplement la raison de ma réussite. Je t'aime ***Maman***

A mon très cher père qui a toujours été là pour moi, qui a su par tant de sacrifices me soutenir et m'encourager. Merci ***Papa***

A mes très chères sœurs, ***Leila Samia Sabrina*** *leurs* ***maris*** *et* ***Linda***

A mes petits anges ***Rayane Aksel*** *et* ***Farida.***

A toute ***ma famille***

A tous ***mes amis.....***

Saida

Dédicace

Dieu merci

Je dédie ce modeste travail

À ma chère Mère, qui par son amour, son affection a toujours été là pour moi et sans qui je ne serai jamais arrivée là, tout simplement la raison de ma réussite. Je t'aime ***Maman***

A mon très cher père qui a toujours été là pour moi, qui a su par tant de sacrifices me soutenir et m'encourager. Merci ***Papa***

A mes très chères sœurs, ***Razika Celia*** *leurs* ***maris***

et ***Melissa***

A mon cher frère ***Lyes***

A mon cher fiancé ***Arezki et sa famille.***

A toute ***ma famille***

A tous ***mes amis.....***

Malika

SOMMAIRE

- ***Introduction.***

- ***Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux……1-15***

- ***Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....…….17-30***

- ***Chapitre III : Calcul des éléments***
  - *III.1. Les planchers……32-54*
  - *III.2. Les escaliers ……55-69*
  - *III.3. Les balcons……70-76*
  - *III.4.La dalle salle machine……77-85*
  - *III.5. L'acrotère……86-92*

- ***Chapitre IV : Modélisation de la structure (ROBOT)……95-106***

- ***Chapitre V : Vérification des exigences du RPA99……108-117***

- ***Chapitre VI : Ferraillage des éléments :***
  - *VII.1.Ferraillage des poteaux……108-129*
  - *VII.2. Ferraillage des poutres ……130-139*
  - *VII.3.Ferraillage des voiles……140-153*

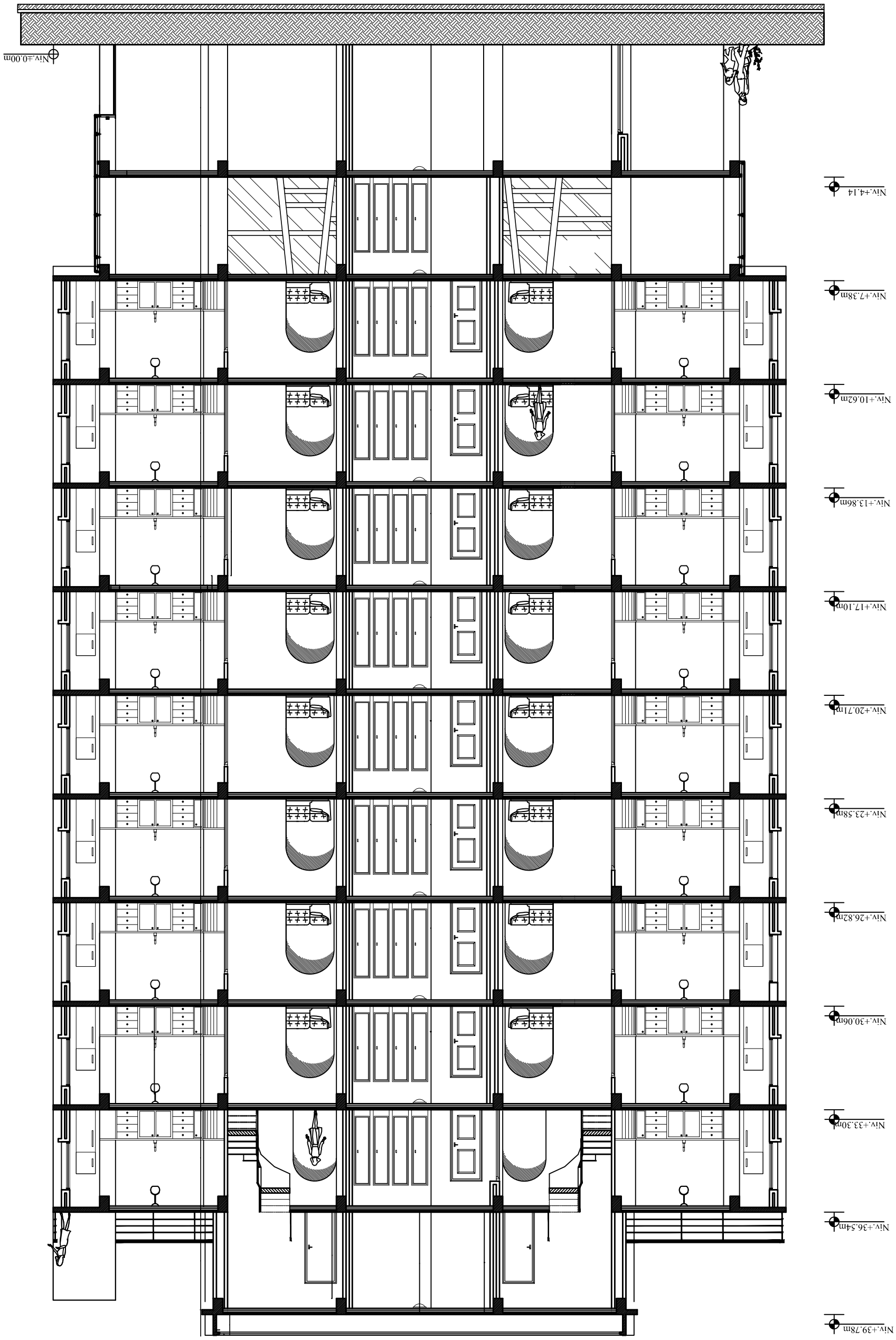
..

- ***Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure……155-184***

- ***Conclusion.***

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

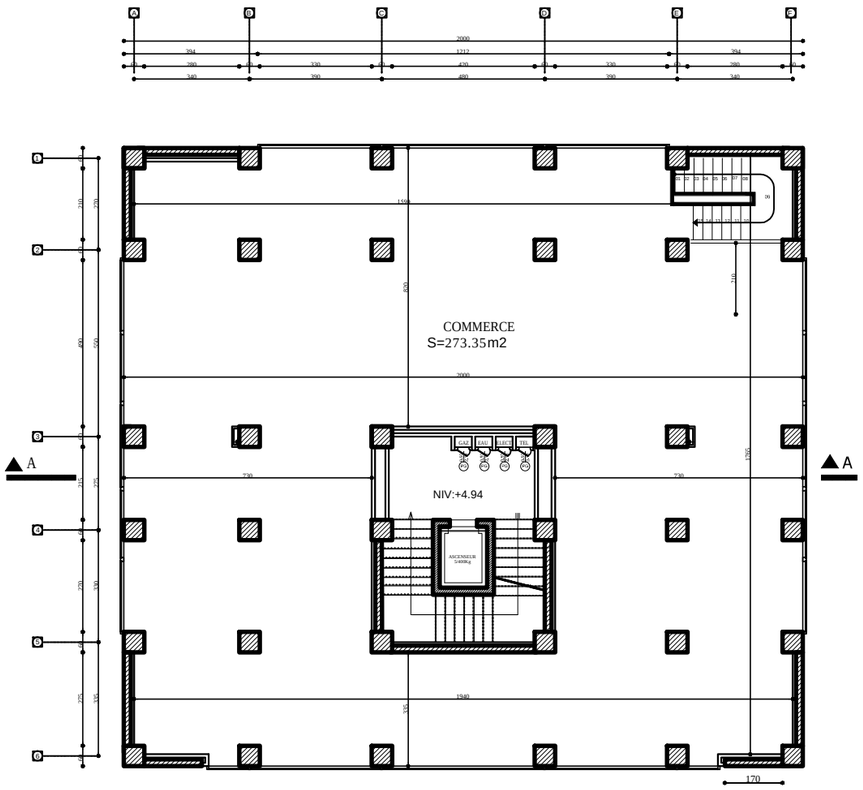
COUPE A-A



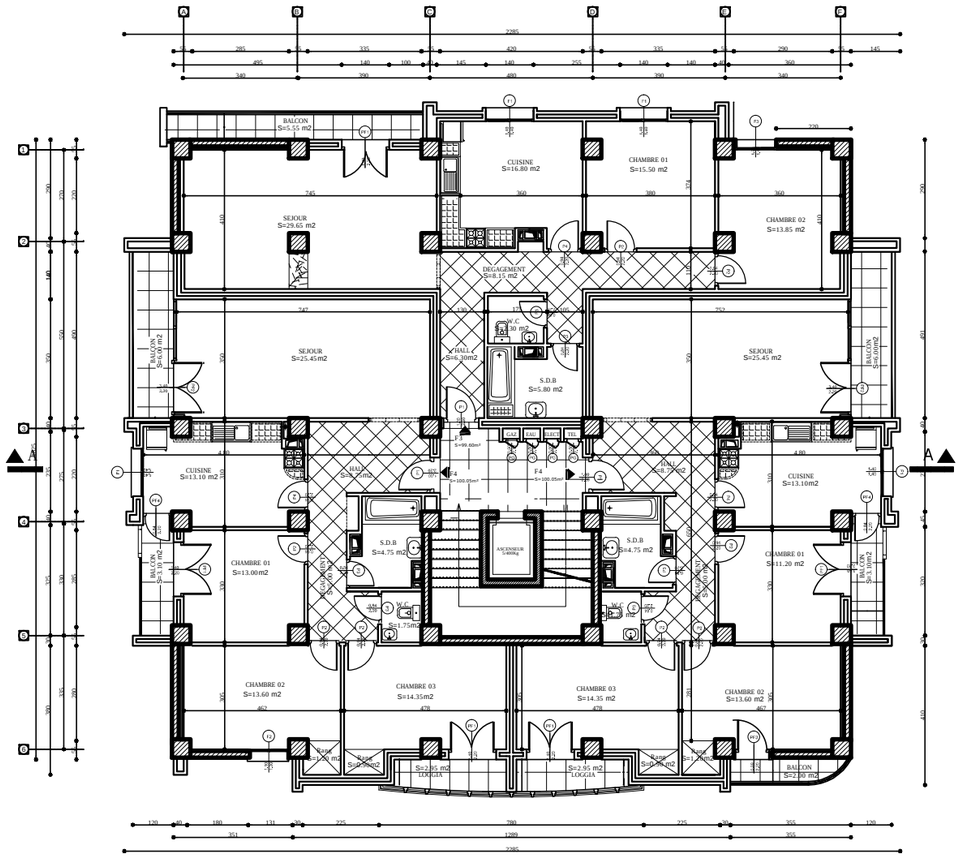
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



RDC

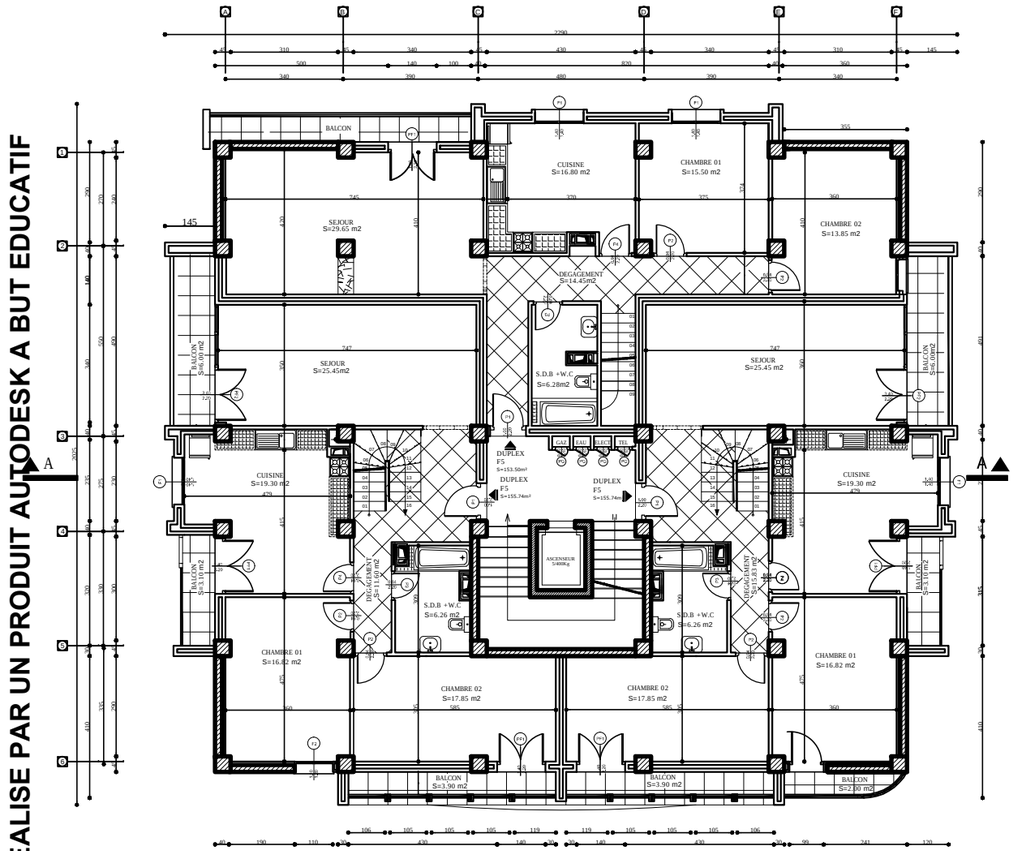


ETAGE
courant

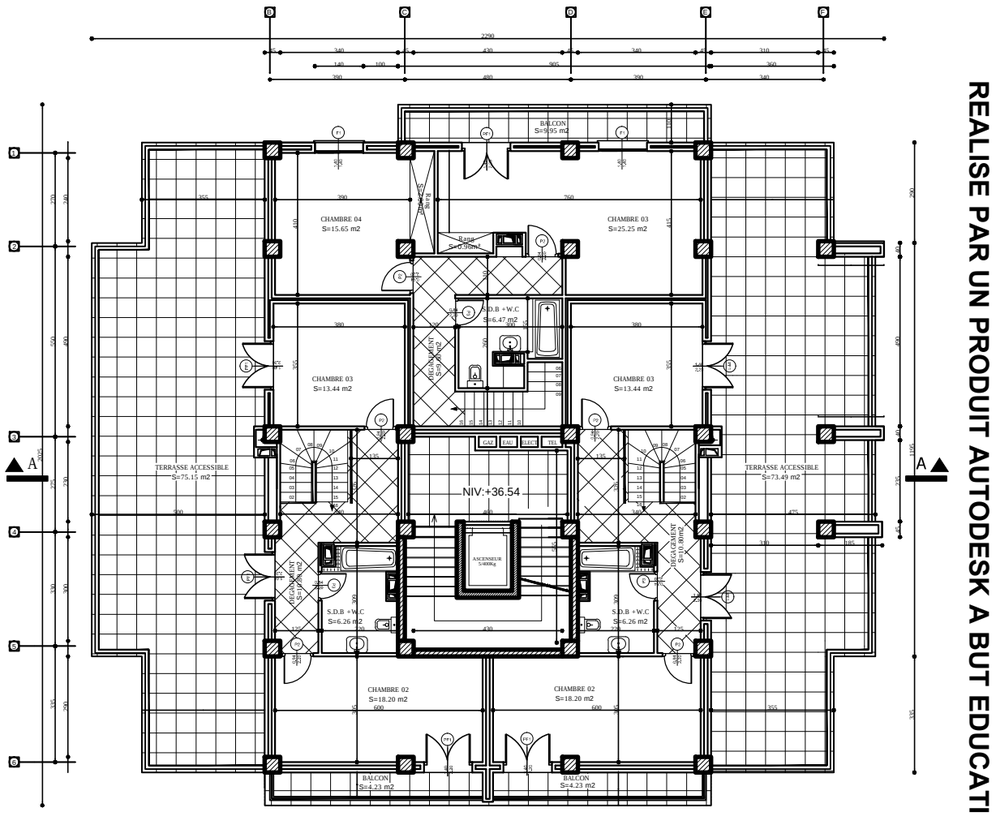
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



10 EME ETAGE

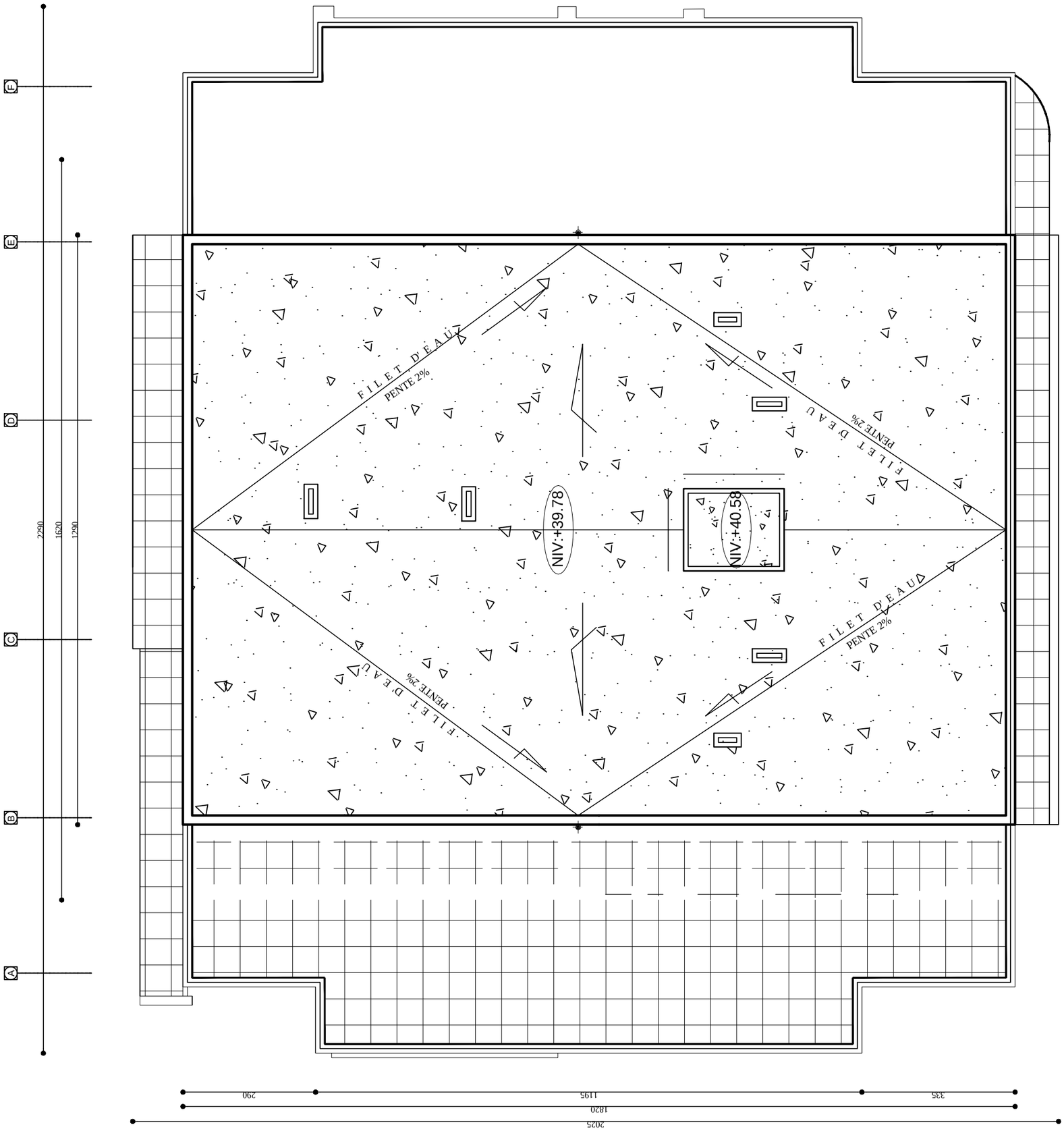


11 EME ETAGE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DE TOITURE



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

INTRODUCTION GENERALE

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

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent à une même cause : de mauvaises dispositions constructives. Donc nous ne devons pas nous contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on se doit de chercher les facteurs déterminant le comportement dynamique des structures afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

A cet effet, les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maitrise des méthodes des éléments finis adoptées dans le génie civil, conformément aux règlements en vigueur.

Dans notre projet, nos calculs seront conformes au règlement parasismique algérien (RPA99, version 2003), les règlements du béton aux états limites (CBA93) et au béton armé aux états limites ultimes (BAEL91, modifié 1999). C'est dans cette voie que nous avons mené notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Un intérêt particulier a été porté pour le logiciel ROBOT BAT pour le dimensionnement, la modélisation et l'analyse de notre structure.

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I-1) Présentation de l'ouvrage:

Le présent projet porte sur l'étude et calcul des éléments résistants d'un ouvrage en béton armé. Il s'agit d'une tour de R+10 composée de :

- 01 RDC : commerce
- 01er étage : commerce
- 09 étages : habitation+ un duplexe
- 02 cages d'escalier
- 01 cage d'ascenseur
- Une dalle inaccessible

Cette dernière est réalisée à la willaya de **BOUMERDES**, région classée selon **RPA version 200**3 comme zone de forte sismicité (zone III).

I-2) Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Longueur totale ……19.40 m
- Largeur totale ……...17.60 m
- Hauteur totale (y compris l'acrotère)……40.35 m
- Hauteur de RDC ……....04.14 m
- Hauteur d'étage courant……....03.24 m
- Hauteur de l'acrotère.……...0.65 cm

I-3) Eléments de l'ouvrage :

I-3-1) Ossature :

En se référant au **RPA version 2003**, qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone IIa., l'ossature sera composée de :

- **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.
- **Voile** : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprend une partie des charges verticales et les transmettre aux fondations.

I-3-2) Planchers :

Sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. Ils sont en corps creux, treillis soudés, dalle de compression et des poutrelles préfabriquées sur chantier. Les planchers assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation :**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Tous les planchers de notre structure seront constitués en corps creux avec une dalle de compression armés d'un treillis soudé et coulée sur place.

Le plancher terrasse est non accessible, avec une forme de pente de 2% pour faciliter l'évacuation des eaux.

I-3-3) Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et les paliers de repos des escaliers.

I-3-4) Escaliers :

Notre bâtiment doté d'un type d'escalier : droit à deux volées séparées par un palier de repos.

I-3-5) Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte aussi une cage d'ascenseur comporte un système de levage.

I-3-6) Maçonnerie:

- **Les murs extérieurs :** Ils seront réalises en doubles cloisons en briques creuses d'épaisseur 10cm séparer d'une lame d'air de 10cm. Sa fonction est l'isolation thermique et acoustique.
- **Les murs intérieurs :** ayant comme principale fonction la séparation des espaces. Ils seront réalisés en doubles cloisons en briques creuses d'épaisseur 10cm séparé d'une lame d'air de 10cm dans le cas de séparation entre les locaux commerciaux et les logements. Le cas de séparation interne des logements, ils seront réalisés en simples cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I-3-7) Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent**.**

I-3-8) Revêtements:

- Plâtre : pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- Mortier : de ciment pour les façades extérieures.
- Carrelage: pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement en céramique : pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

I-3-9) Coffrage :

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

I-3-10) Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère en béton armé de **65cm de hauteur** et de **10 cm d'épaisseur**.

I-3-11) Les fondations :

Par leurs positions et leurs fonctions stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie important de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol. Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol. Leur choix dépend du type du sol d'implantation de l'ouvrage.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, à savoir le béton, l'acier, le mortier, le carrelage, la brique…, qui doivent tous satisfaire aux règles **(BAEL 91)** et aux règles parasismiques algériennes (**RPA 99) modifié en 2003.**

I-4-1) Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants.
Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances à l'aide des abaques de **DREU-GOURISS**.

Composition d' 1 m³ de béton

- Ciment :
  Le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **(CEM I 42.5).**
- **Granulats :**
  Sable propre……380 à 450cm³ ($D_g \leq$ 5mm).
  Gravier ……750 à 850 cm³ ($D_g \leq$ 25mm)
- **Eau de gâchage** :
  L'eau de gâchage doit être propre …….. 150 à 200 l
- **Adjuvants……** … (plastifiant, hydrofuge,…)…

I-4-1-2) Resistance caractéristique du béton

On peut définir deux types de résistances :

I-4-1-2-a) Resistance caractéristique à la compression [BAEL91/A.2.1,11]

Le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté $\mathbf{fc_{28}}$, qu'on détermine après un essaie de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées **(16x32)** et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend $\mathbf{fc_{28} = 25\ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton **d'âge ≤ 28 jours**, sa résistance à la compression est calculée comme suit : $\mathbf{fc_j} = {}_{cj} = 0,685 \log (j + 1)$

Et

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

I-4-1-2-b) Résistance caractéristique à la traction ft_j : [BAEL91/A.2.1,12]

La résistance caractéristique à la traction, notée ft_j, est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$ft_j = 0.6+0.06\, fc_j$$

Dans notre cas : $fc_{j28} = 25$ Mpa ⟶ $ft_{j28} = 2.1$ Mpa.

Cette formule est valable pour les valeurs de **fcj ≤ 60 MPa.**

I-4-1-3) Contraintes limites du béton :

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

I-4-1-3-a) Contrainte de compression :

- **A l'Etat limite ultime(ELU) [BAEL91/A4.3, 41]**

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Celle-ci est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [MPa]$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \textit{situation courante}, \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \textit{situation accidentelle}. \end{cases}$$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{.....} t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0{,}9 \text{.....} 1\text{h} \leq t \leq 24\text{ h} \\ \theta = 0{,}85 \text{.....} t \leq 1\text{h} \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À j=28 jours en situation courante :

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle) comme le montre la figure ci-dessous

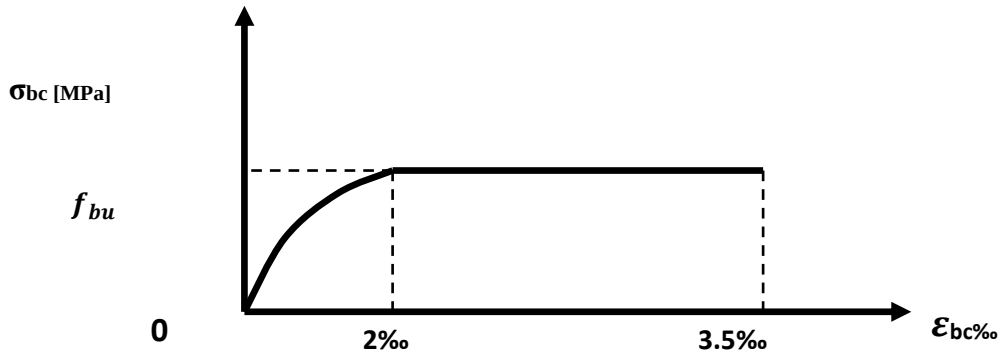


Fig. I -1 : <u>Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)</u>

- **<u>A l'Etat limite de service(ELS)</u>** **[BAEL91/A.4.5,2]**

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

La contrainte de compression du béton est limitée $\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}[Mpa]$ à :

<u>Donc</u> : La contrainte de compression admissible a l'ELS est égale a :

A j=28jours :

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

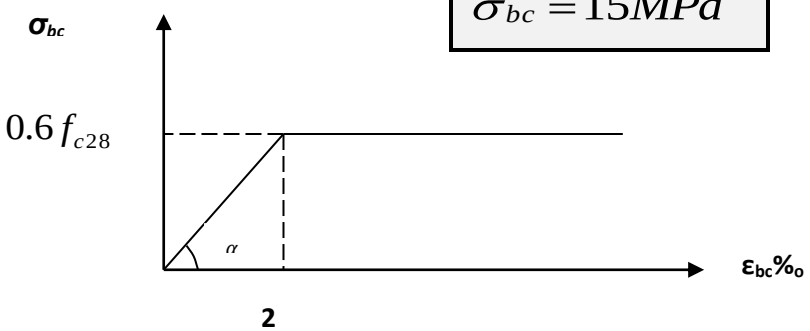


Fig. I -2: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

I-4-1-3-b) Contrainte limite de cisaillement **[BAEL 91/ A.5.1, 21]**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est donnée par la formule :

$$\tau_u = \min\left\{\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\,MPa\right\} \rightarrow F.P.N$$

$$\tau_u = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\,MPa\right\} \rightarrow F.P\ ou\ \ F.T.P$$

I-4-1-4) Module d'élasticité longitudinal :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

I-4-1-4-a) Instantané **[BAEL/ A2.1, 21]**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inferieure à 24h,on admet un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}\,[MPa].$$

Pour fc_{28}=25[MPa] ⟶ E_{i28}=32164.20 [MPa].

I-4-1-4-b) différée **[BAEL/ A2.1, 22]**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton(déformation instantanée augmentée du fluage),

Nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}\,[MPa].$$

Pour fc_{28}=25[MPa] ⟶ E_{v28}=10819 [MPa]

I-4-1-5) Module d'élasticité transversal : **[BAEL91/A.2.1,3]**

Il est noté « **G** », il est donné par la formule suivante :

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

- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \longrightarrow A\ l'ELU, \\ \nu = 0{,}2 \longrightarrow A\ l'ELS. \end{cases}$

I-4-1-6) Coefficient de poisson **[BAEL/A2.1, 3]**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$$\upsilon = \frac{déformation\ \ trasversale}{déformation\ \ longitudinale}$$

- $\upsilon = 0.2$ à l'état limite de service (béton non fissuré).
- $\upsilon = 0$ à l'état limite ultime (béton fissuré).

I-4-2) L'acier :

I-4-2-1) Caractéristiques des aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers illustrés dans le tableau :

Type d'acier.	Nomination.	Symbole.	Limite d'élasticité f_e [Mpa]	Résistance à la rupture [Mpa].	Cœfficient de fissuration.	Cœfficient de scellement.
Aciers en barres	Haute adhérence feE 400.	HA	400	480	1,6	1,5
Aciers en treilles.	Treilles soudé lisses TS 500	TS	500	550	1,3	1

Tableau I-1 : Les caractéristiques des aciers employés.

Remarque : Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression

I-4-2-2) Module de déformation longitudinal :

Es est défini par la pente de la droite passante par l'origine du diagramme (σ,ε) ,il est pris égal à : $E_s = 200000\,MPa$, Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

I-4-2-3) Contraintes limites :

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

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une marge de sécurité.

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

Avec : • γ_s=1,15 situation courante

• γ_s=1,00 situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400\,MPa$	$\overline{\sigma}_{st}$ =348 MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ =400 MPa
$f_e = 500\,MPa$	$\overline{\sigma}_{st}$ = 452 MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ =500 MPa

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

A fin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, le BAEL à limiter les contraintes dans les armatures tendues comme suit :

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

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

Les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; \max(0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

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

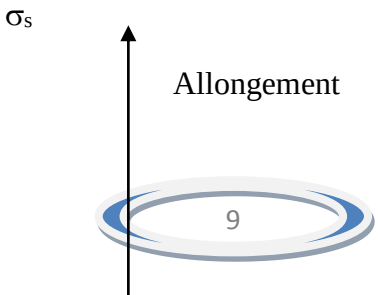
La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

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

η : Est le coefficient de fissuration: On appelle aussi coefficient de sécurité.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les files tréfilés lisse en treillis sou} \\ 1{,}3 & \text{pour les files HA } \phi<6 \\ 1{,}6 & \text{pour les barres HA et les files HA} \phi \geq 6\text{mm} \end{cases}$$

I-4-2-4) Diagramme de contrainte-déformation de l'acier



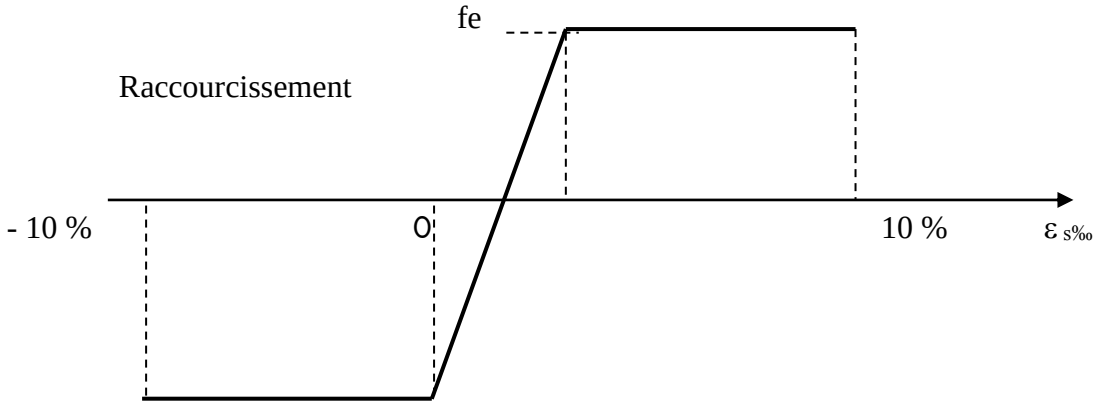


Fig. I -3 : Diagramme de déformation de l'acier(CBA 93 - A.2.2.2).

I-4-2-5) Protection des armatures [BAEL/91 Art 7.24]

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

- $c \geq 5$ cm pour les éléments exposé à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposé aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$ cm pour les éléments situés en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$ cm pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Le prédimentionnement a comme but le pré calcul des différents éléments constituant le batiment en utilisant les (RPA99/C.B.A93)

II-1) Planchers :

A notre cas, deux types de planchers seront utilisés :

a) **Planchers à corps creux** : l'épaisseur d plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec : h_t: hauteur de plancher ;

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

L_{max}= 480-30=450 $\Longrightarrow$ $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{450}{22.5}$= 20 (cm)

On opte pour un plancher de (16+5)= 21 (cm)

16 cm : étant la hauteur du corps creux ;

5 cm : l'épaisseur de la dalle de compression

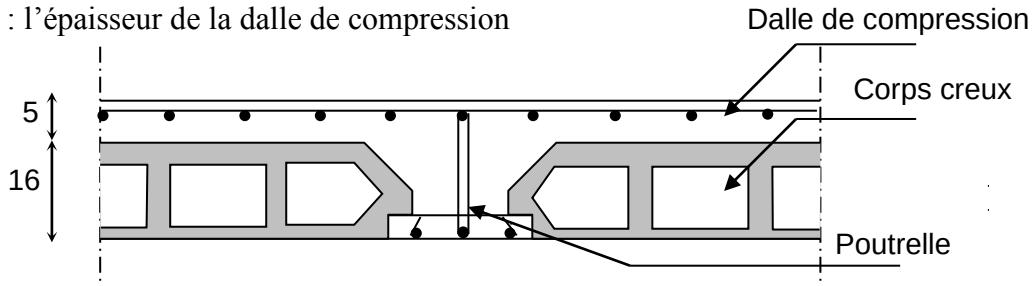


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

b) **Planchers en dalle pleine** :

Leur prédimentionnement se fait en vérifiant les conditions suivantes :

Résistance à la flexion : $e_p \geq \frac{L_0}{10}$

Avec : L_0 : largeur de la console $\longrightarrow$ L_0 =1.45 m

ep : épaisseur de la dalle

$e_p \geq \frac{145}{10}$ $\longrightarrow$ $e_p \geq 14.5$ cm

On opte pour : $e_p = 15\ cm$

II-2) Les portiques [RPA99/VERSION2003(Art.7.5.1)]

II-2-1) Les poutres : sont des éléments porteurs horizontaux qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux et voiles). Leur dimension est définit par les relations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_0}{15} \leq h \leq \frac{L_0}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec : L_0 : portée libre entre nus des appuis.

Et selon **RPA99/VERSION2003(Art.7.5.1),**le dimensionnement des poutres doit respecter la condition suivante :

- La hauteur h≥30 cm
- La largeur b≥20 cm
- Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$

II-2-1-a) Les poutres principales :

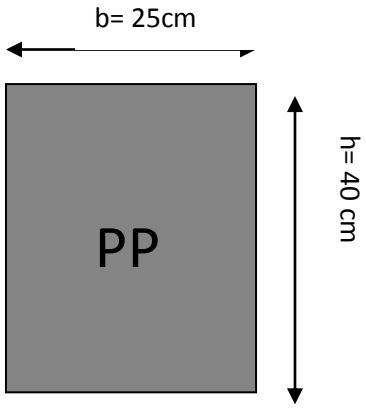
L_0= 550-30=520 $\longrightarrow$ $\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10}$ $\Longrightarrow$ $34.66 \leq h \leq 52.00$

Soit : h=40 cm

Et 0.4x40≤ $b \leq 0.7x40$ $\Longrightarrow$ $16 \leq b \leq 28$

Soit : **b=25 cm**

Alors :



Vérification aux exigences de RPA :

- b ≥20 cm……b= 25 cm (condition vérifiée)
- h≥ 30 cm……..h=40 cm (condition vérifiée)
- $\frac{h}{b} \leq 4$……...$\frac{40}{25}$= 1.6 (condition vérifiée)

On prend : la section des poutres principales, S=25x40 cm².

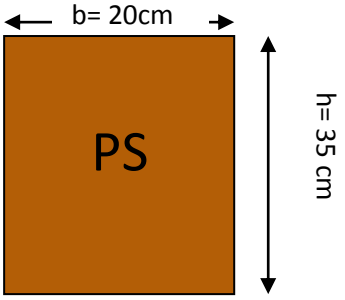
II-2-1-b) Les poutres secondaires :

L_0= 480-30=450 ⟶ $\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$ ⟹ $30 \leq h \leq 45$

Soit : h= 35 cm

Et : 0.4x35≤ $b \leq 0.7x35$ ⟹ 14≤ $b \leq$24.5

Soit : b=20 cm



Vérification aux exigences de RPA :

- b ≥20 cm……b= 20 cm (condition non vérifiée)
- h≥ 30 cm……..h= 35 cm (condition vérifiée)
- $\frac{h}{b} \leq 4$……..$\frac{35}{20}$= 1.75 (condition vérifiée)

On prend : la section des poutres secondaires, S=20x35 cm².

II-2-2) Les poteaux :

Les poteaux seront dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton seul reprendre les charges normales : Ns= G+Q. En tenant compte des limites imposées par **(RPA99 modifié2003).** $\boldsymbol{S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}}$

Avec :

Ns : Effort normal de compression à la base du poteau,

S : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton, donnée par : $\bar{\sigma}_{bc}$ = 0.6 x *fc*28 = 0.6 x 25 = 15 MPa.

Selon le ***(RPA99 rév 2003, A7.4.1)***, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\,cm \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ en zone I et II} \\ \min(b_1, h_1) \geq 30\,cm \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ en zone III} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

b_1 : Le petit coté de la section.

h_1: Le grand coté de la section.

h_e : La hauteur d'étage.

Avec

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

Remarque :
L'effort normal **Ns** sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II-2-2-a) Déterminations des charges et surcharges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

- ✓ **Charges Permanentes (G) Pour :**
- ❖ **plancher terrasse (inaccessible):**

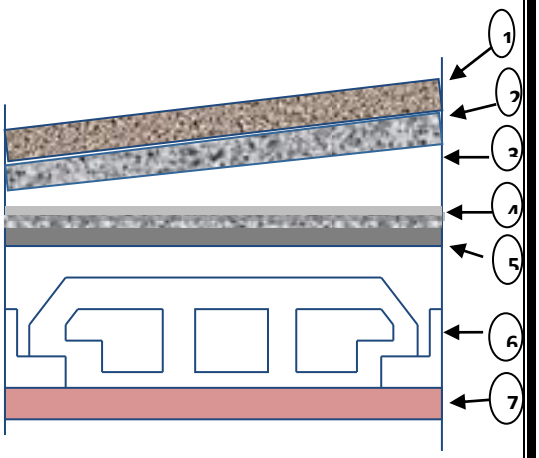
Elément	Epaisseur en(m)	La charge G (KN /m²)	Figure
◆ 1-Couche de gravier roulé	0.05	1.00	
◆ 2-Etanchéité multi couche	0.02	0.12	
◆ 3-Isolation thermique	0.05	0.20	
◆ 4-Pare vapeur	/	0.10	
◆ 5-Béton	0.08	2.00	
◆ 6-Plancher à corps creux	0.21	3.10	
◆ 7-Enduit en plâtre	0.02	0.02	
		G=6.54	

Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse

❖ **Plancher d'étage courant** **[DTR.BC.2-2]**

Elément	Epaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m^3)	La charge G (KN/m^2)	Figure
1-Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	
2-Mortier de pose	0.02	22	0.44	
3-Couche de sable	0.02	18	0.36	
4-Plancher à corps creux	0.21	15	3.10	
5-Enduit en plâtre	0.02	10	0.20	
6-Cloison de séparation interne 8 trous	0.1	10	1.00	
			G=5.54	

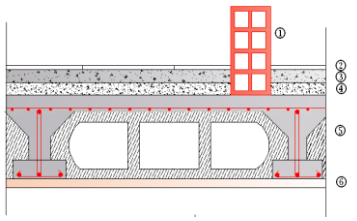


Figure II-3: Coupe verticale du plancher courant

❖ **Balcon en (dalle pleine) :** **[DTR.BC.2-2]**

Elément	Epaisseur en (m)	Poids Volumique(KN/m^3)	La charge G (KN/m^2)	Figure
◆ 1-Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40	
◆ 2-Mortier de pose	0.02	22	0.44	
◆ 3-Couche de sable	0.02	18	0.36	
◆ 4-Dalle pleine	0.15	25	3.75	

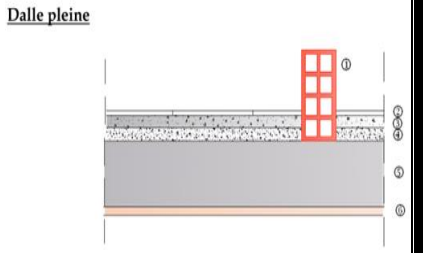


Figure II-4/Coupe verticale

◆ 5-Enduit de ciment	0.02	18	0.36	**de la dalle pleine**

Elément	Epaisseur en (m)	Hauteur (m)	Poids volumique	La charge G (KN /m)	
◆ 1-5-Enduit au mortier de ciment	0.02	2.74	22	1.205	
◆ 2-Brique creuses 12 trous	2x0.1	2.74	9	4.932	
◆ 1-Enduit de plâtre	0.02	2.74	10	0.548	
			G=6.685		

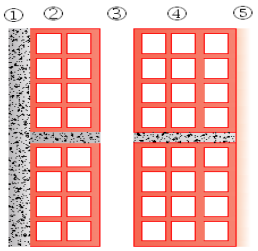


Figure II-5: Coupe vertical du mur

maçonnerie : **[DTR.BC.2-2]**

Murs extérieurs :

Murs intérieur :

Elément	Epaisseur en (m)	Hauteur(m)	Poids volumique	La charge G (KN /m)	Figure
◆ 1-Brique creuses 12 trous	0.10	2.74	9	2.466	
◆ 2-Enduit de plâtre	0.02x2	2.74	10	1.096	
			G=3.562KN/m		

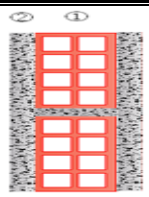


Figure 2.2Coupe vertical du mur interieur

✓ **Surcharges d'exploitation**

Nature des locaux	Valeurs (KN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher courant à usage d'habitation	1.50
Plancher à usage commercial	3.50
Escalier	2.50
Acrotère	1.00
Balcon	3.50

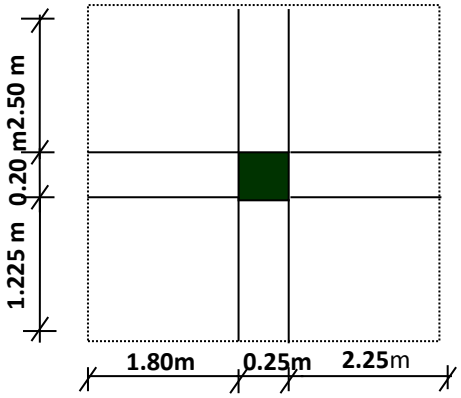
II-2-2-b) Calcul de Charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité (D3)

➢ **Surface d'influence :**

Section nette : $S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

S_n = 1.80x(1.225+2.50)+2.25x (1.225+2.50

$S_n = 15.086\ m^2$



➢ **Poids propre des éléments :**

Poutres principales : $\rho = 25\ \mathrm{Kn/m^3}$.

$$G_{PP} = (0.25 \times 0.40) \times (1.80 + 2.25)X25 = 13.67\mathrm{KN}.$$

Poutres secondaires

$$G_{PS} = (0.20 \times 0.35) \times (1.225 + 2.60) \times 25 = 11.47\ \mathrm{KN}$$

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

$$G_{tot} = 13.67 + 11.47 = \mathbf{25.14\ KN}.$$

Le poids propre des poteaux

$G_{RDC} = 25\times 0.20 \times 0.25 \times 3.64 = 8.18\boldsymbol{KN}$

$G_{etage\ courant}$ =25× 0.20 × 0.25 × 2,74 = **6.165KN**

G_{duplex}=25x0.20x0.25x2.70=**6.075 KN**

➢ **Calcul de poids propre des plancher** **P = G x S_n**

➢ **Plancher terrasse inaccessible** $G_{ter} = 6.54 \times 15.086 = 98.66KN.$

- Plancher d'étage courant $G_{ec} = 5.54 \times 15.086 = 83.58$ **KN.**

Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse ……**Q_0** = 1,00x15.086 = **15.086KN**.
- Plancher courant**…** **Q_1= Q_2= Q_3 = Q_4 =Q_5=Q_6=Q_7=$Q_8 = Q_9 = Q_{10}$** = 1.5x15.086=**22.629KN**.
- Plancher RDC …..**Q_{11}**=3.5x15.086=52.801KN.

➢ **La loi de dégression des charges**

Les règles de **BAEL 91** ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers :**(DTR BC 2-2/6-1)**

Soit : Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, ..., Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux $1, 2, 3, ..., n$ numérotés à partir du sommet du bâtiment :

Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

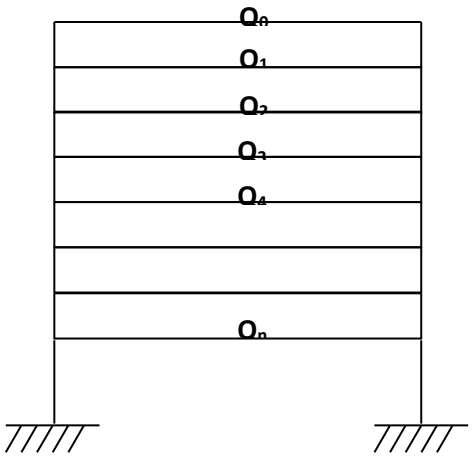
Sous toiture : $\sum_0 = Q_0$

Niveau 01: $\sum_1 = Q_0 + Q_1$

Niveau 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0{,}95.(Q_1 + Q_2)$

Niveau 03 : $\sum_3 = Q_0 + 0{,}90.(Q_1 + Q_2 + Q_3)_2$

Niveau 04 : $\sum_4 = Q_0 + 0{,}85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$



Niveau n : $\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2.n}\right).(Q_1 + Q_2 + Q_3 + ... + Q_n)$

Le coefficient $\left(\frac{3+n}{2.n}\right)$ étant valable pour les niveaux $(n \geq 5)$ Il est donné par le tableau suivant :

Niveau	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65	0.636

Les surcharges cumulées :

NIV11 : $\sum_0 = Q_0 = 15.086KN$

Niv10: $\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 15.086 + 22.629 = 37.715KN$

Niv09 : $\sum_2 = Q_0 + 0{,}95.(Q_1 + Q_2) = 15.086 + 0.95(22.629X\,2) = 58.081KN$

Niv 08 : $\sum_3 = Q_0 + 0{,}90.(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.086 + 0.90(22.629 \times 3) = 76.184KN$

Niv07 : $\sum_4 = Q_0 + 0{,}85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.086 + 0.85(22.629 \times 4) = 92.025KN$

Niv 06 : $\sum_5 = Q_0 + 0{,}80.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.086 + 0.80(22.629 \times 5) = 105.602KN$

Niv 05 : $\sum_6 = Q_0 + 0{,}75.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.086 + 0.75(22.629 \times 6) = 116.92KN$

Niv04 : $\sum_7 = Q_0 + 0{,}714.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.086 + 0.714(22.629 \times 7) = 128.185KN$

Niv03: $\sum_8 = Q_0 + 0{,}687.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.086 + 0.687(22.629 \times 8) = 139.45KN$

Niv02: $\sum_9 = Q_0 + 0{,}667.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 15.086 + 0.667(22.629 \times 9) = 150.93KN$

Niv01:

$\sum 10 = Q_0 + 0{,}667.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q10) = 15.086 + 0.65(22.629 \times 10) = 162.174KN$

NivRDC

$\sum 11 = Q_0 + 0{,}667.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q10 + Q11) = 15.086 + 0.636(22.629 \times 10 + 52)$
$= 192.59KN$

➢ Récapitulation des résultats :

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumlée}$		Section trouvée	Section adoptée
11	98.66	25.14	6.075	129.875	129.875	15.086	15.086	144.961	96.60	**30x30**
10	83.58	25.14	6.075	114.795	244.67	37.715	52.801	297.471	198.3	**30x30**
9	83.58	25.14	6.165	114.795	359.465	37.715	90.516	449.981	230.0	**30x30**
8	83.58	25.14	6.165	114.795	474.26	37.715	128.231	602.491	401.7	**35x35**
7	83.58	25.14	6.165	114.795	589.055	37.715	165.946	755.001	503.3	**35x35**
6	83.58	25.14	6.165	114.795	703.85	37.715	203.661	907.511	605	**35x35**
5	83.58	25.14	6.165	114.795	818.645	37.715	241.376	1060.021	706.7	**40x40**
4	83.58	25.14	6.165	114.795	933.44	37.715	279.091	1212.531	808.3	**40x40**
3	83.58	25.14	6.165	114.795	1048.235	37.715	316.806	1365.041	910	**40x40**
2	83.58	25.14	6.165	114.795	1163.03	37.715	354.521	1517.551	1011.7	**45x45**
1	83.58	25.14	8.18	116.9	1279.93	37.715	392.236	1672.166	1114.7	**45x45**
RDC	83.58	25.14	8.18	116.9	1396.83	37.715	429.951	1826.781	1217.8	**45x45**

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

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ …….. ①

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

$1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} < 4$ …….. ③

➢ ***RDC*, 1er,2eme étages 45x45cm²**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(45\text{cm}, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm} > 30\text{ cm}$ ……√
- $\text{Min}(b1, h1) = 45\text{ cm} \geq h/20 = {}^{414}/_{20} = 20.7\text{cm}$……√
- $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{45}/_{45} = 1 < 4$ ……√

➢ **3eme , 4éme, 5éme étages 40x40cm²**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 40\text{ cm}) = 40\text{ cm} > 30\text{cm}$ ……√
- $\text{Min}(b1, h1) = 40\text{ cm} \geq h/20 = {}^{324}/_{20} = 16.2\text{cm}$ ……√
- $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{40}/_{40} = 1 < 4$ ……√

➢ **6éme 7eme, 8eme : 35x35 cm²**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{cm} > 30\text{ cm}$ ……√
- $\text{Min}(b1, h1) = 35\text{ cm} \geq h/20 = {}^{324}/_{20} = 16.2\text{cm}$ ……√
- $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{35}/_{35} = 1 < 4$ ……

➢ **9eme et duplex : 30x30 cm²**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{cm} = 30\text{ cm}$ ……√
- $\text{Min}(b1, h1) = 30\text{ cm} \geq h/20 = {}^{320}/_{20} = 16\text{ cm}$ ……√
- $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} = {}^{30}/_{30} = 1 < 4$ ……√

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

II-4-5 Vérification des poteaux au flambement

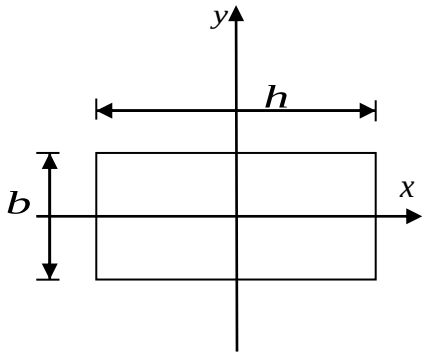
Lorsque une pièce élancée **(poteau)** est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcule des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda \leq 50$$



Avec

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau.

l_f :Longueur de flambement. ($l_f = 0.707\ l_0$)

l_0: Hauteur libre du poteau.

i_{min} : Rayon de giration. $i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

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

S_{pot}: Section du poteau.

Niveau	B	h	I	S	i_{min}	L_0	l_f	λ
11	30	30	67500	900	8.660254038	270	190.89	22.04
10	30	30	67500	900	8.660254038	270	190.89	22.04
09	30	30	67500	900	8.660254038	274	193.72	22.36
08	35	35	125052.08	1225	10.10362971	274	193.72	19.17
07	35	35	125052.08	1225	10.10362971	274	193.72	19.17
06	35	35	125052.08	1225	10.10362971	274	193.72	19.17
05	40	40	213333.33	1600	11.54700529	274	193.72	16.77
04	40	40	213333.33	1600	11.54700529	274	193.72	16.77
03	40	40	213333.33	1600	11.54700529	274	193.72	16.77
02	45	45	341718.75	2025	12.99038106	274	193.72	14.91
01	45	45	341718.75	2025	12.99038106	274	193.72	14.91
RDC	45	45	341718.75	2025	12.99038106	364	257.35	19.81

Conclusion

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les démentions adoptées pour les poteaux sont convenables.

II-3) Les voiles :

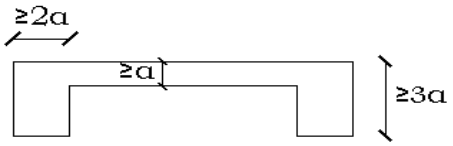
Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, Ils sont destinés d'une part à assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, et d'autre part de reprendre les charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à **l'Article 7.7.1**./RPA99 ver 2003

Les voiles vont satisfaire la condition **l ≥ 4α.**

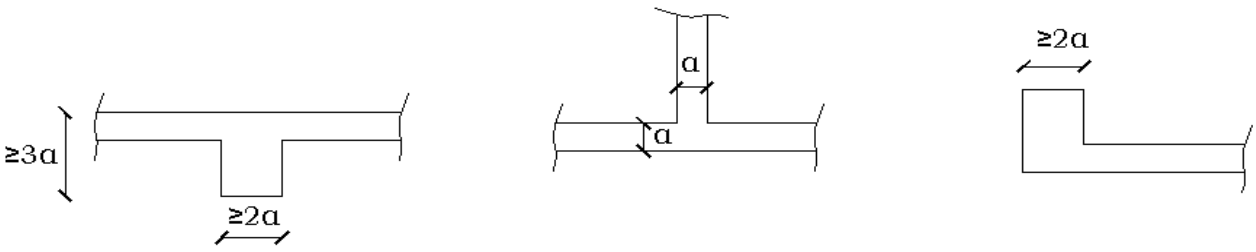
L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

1ér cas



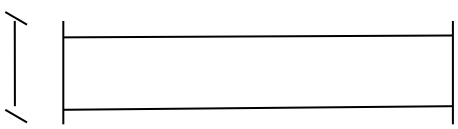
$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

2éme cas



3éme cas

a **a**$\geq \frac{h_e}{20}$



Les différents types de voiles.

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

h : Hauteur d'étage.

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle.

a)<u>RDC</u>

$h_e = 4.14 - 0.21 = 3.93m.$

$a \geq \frac{393}{20} = 19.65cm.$

On adopte alors : **a = 20 cm.**

b) <u>Etages courant</u>

$h_e = 3.24 - 0.21 = 3.43m.$

$a \geq \frac{343}{20} = 17.15cm.$

On adopte alors : **a = 20 cm**

❖ **<u>Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1)</u>:**

Ces voiles sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante : $\mathbf{L_{min} = 4 \times a}$

-**RDC** $\Rightarrow$ $L_{min} = 200 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow$ condition vérifiée.

- **étages courants** $\Rightarrow$ $L_{min} = 190 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow$ condition vérifiée

<u>Avec</u> :

L_{min} : la portée minimale d'un voile.

a : épaisseur du voile.

Remarque :

Le pré dimensionnement des éléments peut être changé lors de l'étude dynamique pour des raisons de rigidité et de sécurité.

III.1) Planchers

III.1.1 *Introduction*

La structure comporte des planchers en corps creux (16+5) dont les poutrelles sont Préfabriquées, disposées suivant le sens(X-X) et sur les quelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en Té, elles assurent une fonction de portance ; la distance entre axe des poutrelles est de 65cm
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une de dalle de compression en béton de 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe500).

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

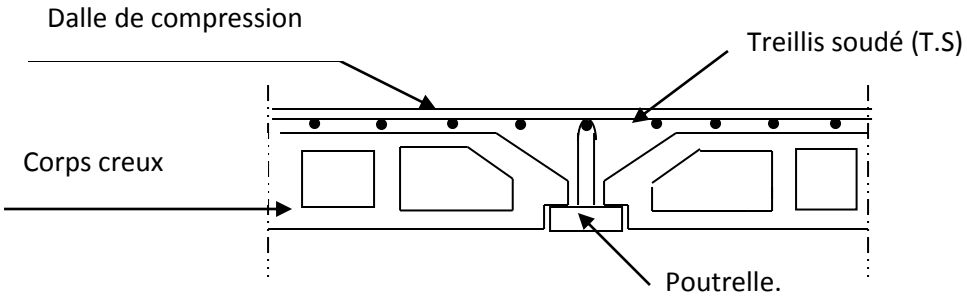


Fig III.1 : Schema d'un plancher en corps creux

III.1.2)Calcul de la dalle de compression [BAEL 91/B.6.8,423]

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 5cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 500)** qui doit satisfaire les conditions suivantes :

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
  - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
  - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

- Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur :

$50 < L_x < 80cm$ **Où** L_x : est l'entre axe des poutrelles égale à 65cm.

a) Armatures ⊥ aux poutrelles

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

Avec:

- $A_{\perp}$: cm^2 par métre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

- **A.N**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5\ cm^2/ML$$

On adoptera **5HA6/ML** = 1.41 cm^2 / ml.

b) Armatures // aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

- **A.N**

$$A_{\parallel} = \frac{1.41}{2} = 0.705$$

On adoptera **5HA6/ML** = 1.41 cm^2/ml.

✓ **Conclusion**

On optera pour un treillis soudé **TLE 500 (6x200x6x200).**

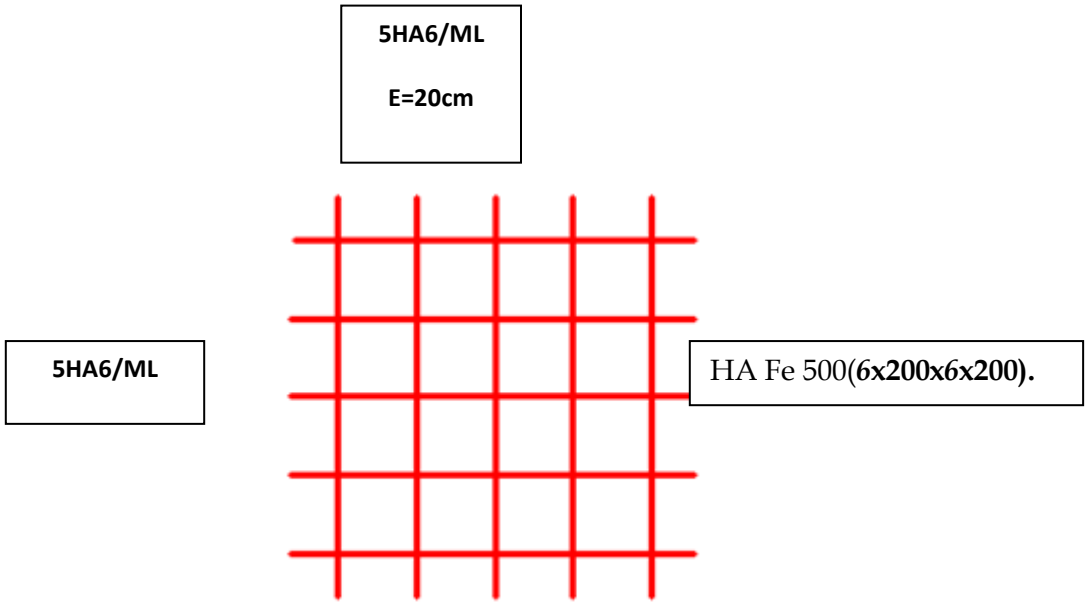


fig III.2 : Trellis soudes

III.1.3)Calcul des poutrelles :

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 5) cm^2 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.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25……0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95……...0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier : **…….**1.00 KN/ml.

Charge permanente : **G =0.74 KN/ML**

Charge d'exploitation : **Q=1KN/ML**

- **Combinaison d'action à l'ELU :**

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1.0) = 2.5 KN/ml$

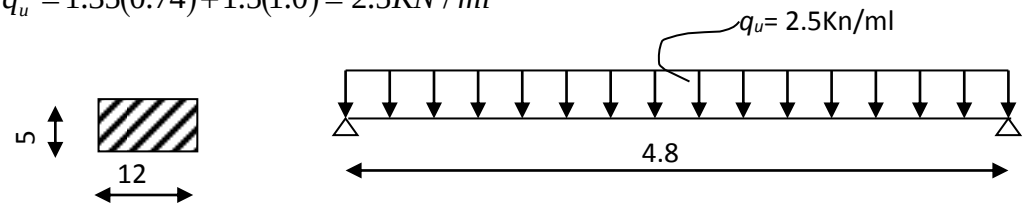


fig III.3 Schéma statique de la poutrelle.

*** Moment en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{2.5(4.8)^2}{8} = 7.2\ KN.m$$

*** Effort tranchant :**

$$T = \frac{ql}{2}$$

$$T = \frac{2.5(4.8)}{2} = 6\ KN$$

- **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage c = 2 cm

Hauteur utile: d = 3 cm.

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

$$\mu_u = \frac{7.2x10^6}{120 \times 30^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 4.69 >>> \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 5. cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

B) Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

1) Dimensions de la poutrelle [B.A.E.L /Art A.4.1, 3]

La largeur de l' hourdis à prendre en compte de chaque côté d´une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min}\left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} ; \frac{2}{3} X \right)$$

A.N : $b_1 = \text{Min}\left(\frac{480}{10} ; \frac{65-12}{2} , \frac{2}{3}\left(\frac{480}{2}\right)\right)$; **Donc** $b_1 = 26.5\text{cm}$

On a : $b = 2b_1 + b_0 = 26{,}5 \times 2 + 12 = 65$ cm; b = 65 cm

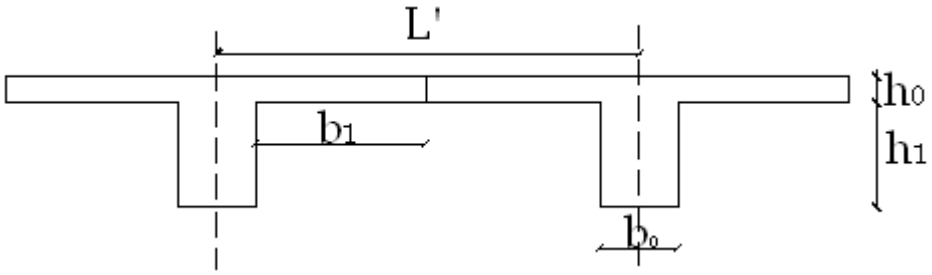


Fig III.4 : Les poutrelles

Avec : L : Longueur libre entre nus d'appuis (480 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression. (5cm).

h_1: Epaisseur du corps creux (16cm).

b_1 : largeur de l'hourdis (26.5cm).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême la plus rapproché.

c)-Poids des planchers :

- **Plancher terrasse :**

Charges permanentes: G =6.54 x 0.65 = 4.251 KN/ml

Charges d'exploitations :Q =1 x 0.65 = 0.65 KN/ml

- **Plancher étage courant à usage d'habitation** :

Charges permanents G =5.54x0.65 = 3.601 KN/ml

Charges d'exploitation Q =1.5x0.65 = 0.975 KN/ml

- **Plancher étage courant à usage comerciale:**

Charges permanentes G= 5.54x0.65 =3.601 KN/ml

Charges d'exploitations Q= 3.5x0.65=2.275 KN/ml

d)-Combinaison de charges :

- **Plancher terrasse :**

ELU : q_u= 1.35G +1.5Q=1.35x4.251+1.5x0.65=6.714 KN/ml

ELS : q_{ser}=G+Q=4.251+0.65= 4.901 KN/ml

- **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

ELU : q_u= 1.35G +1.5Q=1.35x3.601+1.5x0.975=6.324 KN/ml

ELS : q_{ser}=G+Q=3.601+0.975= 4.576 KN/ml

- **Plancher étage courant à usage commerciale :**

ELU : q_u= 1.35G +1.5Q= 1.35x3.601 +1.5x2.275 =8.274 KN/ml

ELS : q_{ser}=G+Q= 3.601+2.275=5.876 KN/ml

III.1.4) Méthode de calcul:

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

❖ **Méthode forfaitaire:**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis a partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

❖ **Conditions d'application:**

La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2.

$$\boldsymbol{Q \leq (2G, 5\,KN/m^2)}$$

2G=(2 x6.54 ;2x5.54) =(13.08 ;11.08, 5)

$Q = (1; 1.5; 2.5) \leq (\ 13.08; 11.08;\ 5\,KN\ )$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2 La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

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

$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.40}{3.90} = 0.87$; $\frac{L_2}{L_3} = \frac{3.90}{4,80} = 0.812$ $\frac{L_3}{L_4} = \frac{4.80}{3.90} = 1.23$ $\frac{L_4}{L_5} = \frac{3.90}{3.40} = 1.15$.

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion : Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

III.1.5) Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison. $M_0 = q\,l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t **:** moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

1) $M_t \geq \max\left[1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0\right] - \frac{M_\omega + M_e}{2}$

2) $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire

$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

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

$0.6\ M_0$ ----► pour une poutre de deux travées.

$0.5\ M_0$ -----► pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4\ \mathbf{M_0}$ -----► pour les autres les appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant

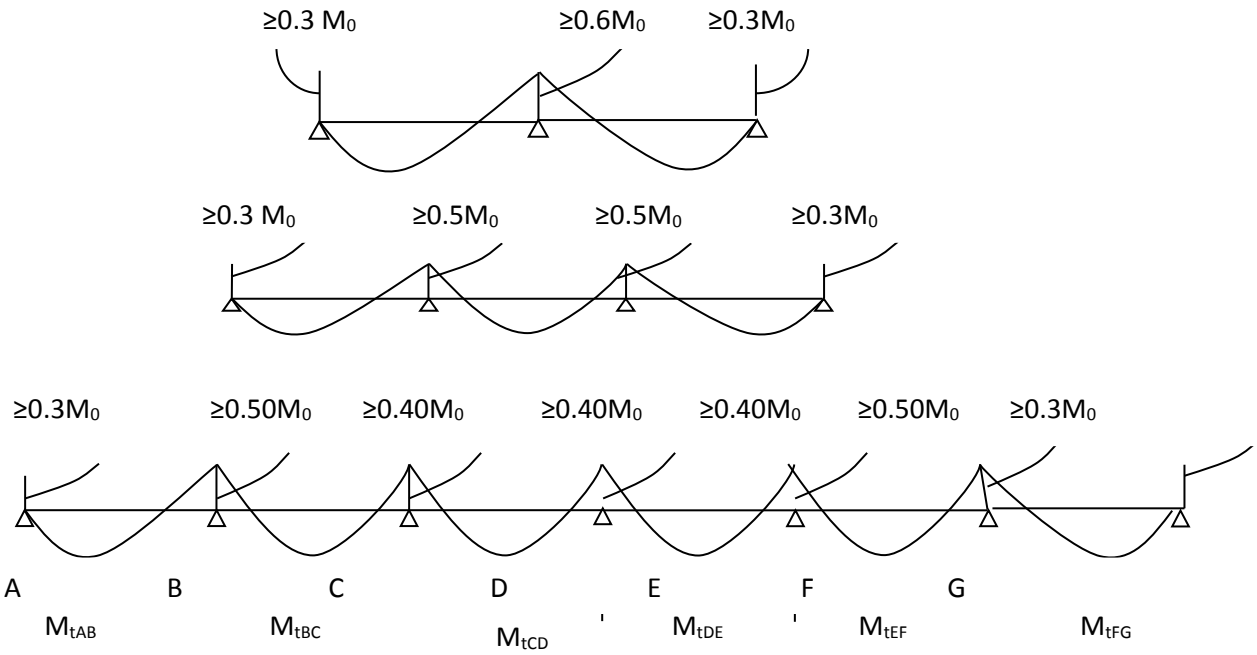


***Fig III. 6* : diagramme des moments**

III.1.6) Calcul des moments :

➢ **Schéma statique de calcul :** $\mathbf{q_u = 8.274}$KN / ml

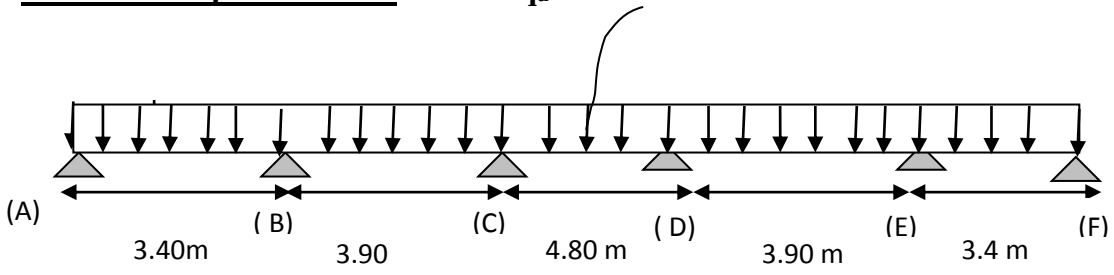


Fig III. 7 Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

➢ **Calcul des rapports des charges :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \qquad avec \qquad 0 \le \alpha \le \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{3.5}{5.54 + 3.5} = 0.387 \prec \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	**(1 + 0.3α)**	**(1 + 0.3α) / 2**	**(1.2 + 0.3α) / 2**
0.387	1.116	0.558	0.658

➢ **Calcul des moments isostatique :**

✓ **En travée :** $M_0 = \frac{q_u . l_2^2}{8}$

Travée	**A – B**	**B - C**	**C – D**	**D - E**	**E - F**
L(m)	3.4	3.9	4.80	3.90	3.40
M_0	11.95	15.73	23.83	15.73	11.95

✓ **En appuis :** $M_{appui} = \beta\ M_0^{max}$

Appuis	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**	**F**
Coefficient forfaitaire *β*	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M_{appui}	7.149	11.915	9.532	9.532	11.915	7.149

➢ **Calcul des moments en travées :**

Travée de rive A – B

♦ $M_{tAB} \ge (1+0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$ et $(1 + 0.3\ \alpha) \ge 1.05$

$$M_{tAB} \ge 1.116 \times 11.95 - \frac{7.149 + 11.915}{2}$$

$M_{tAB} \ge 3.804$ KNm

♦ $M_{tAB} \ge \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{01} = 0.658 \text{ x}11.95 = 7.863$KN.m

On prend : $M_{tAB} = 7.863$ KN.m

Travée intermédiaire B - C

- $M_{tBC} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{02} - \frac{M_B + M_c}{2}$ et $(1 + 0.3\ \alpha) \geq 1.05$ $M_{tBC} \geq 1.116 \times 15.73 - \frac{11.915 + 9.532}{2}$

$M_{tBC} \geq 6.831$ KN.m

- $M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{02} = 0.558 \text{x} 15.73 = 8.77$ KN. m

On prend : $M_{tBC} = 8.77$KN. m

Travée intermédiaire C- D

- $M_{tCD} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2}$ et $(1 + 0.3\ \alpha) \geq 1.05$

$M_{tCD} \geq 1.116 \times 23.83 - \frac{9.532 + 9.532}{2}$

$M_{tCD} \geq 17.06$ KN.m

- $M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{03} = 0.558 \text{ x } 23.83 = 13.29$ KN. m

On prend : $M_{tCD} = 17.06$KN. m

Travée intermédiaire D - E :

- $M_{tDE} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2}$ et $(1 + 0.3\ \alpha) \geq 1.05$

$M_{tDE} \geq 1.116 \times 15.73 - \frac{9.532 + 11.915}{2}$

$M_{tDE} \geq 6.831$ KN.m

- $M_{tDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{04} = 0.558 \text{ x } 15.73 = 8.77$ KN. m

On prend : $M_{tDE} = 8.77$KN. m

Travée de rive E – F

- $M_{tEF} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2}$ et $(1 + 0.3\ \alpha) \geq 1.05$

$M_{tEF} \geq 1.116 \times 11.95 - \frac{11.915 + 7.149}{2}$

$M_{tEF} \geq 3.80$ KN . m

- $M_{tEF} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{05} = 0.658 \text{x } 11.95 = 7.863$KN. M

On prend : $M_{tEF} = 7.863$KN. M

III.1.7) Calcul de l'effort tranchants :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

La travée A – B :

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \quad V_A = \frac{8.274 \times 3.4}{2} + \frac{(-11.915) - (-7.149)}{3.4} = 12.66KN$$

.

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -15.46KN$$

La travée B– C :

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} \quad V_B = 16.75KN$$

$$V_C = -15.51KN$$

La travée C – D :

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = 19.85KN$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -19.85KN$$

La travée D – E:

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = 16.75$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -15.51KN$$

La travée E– F

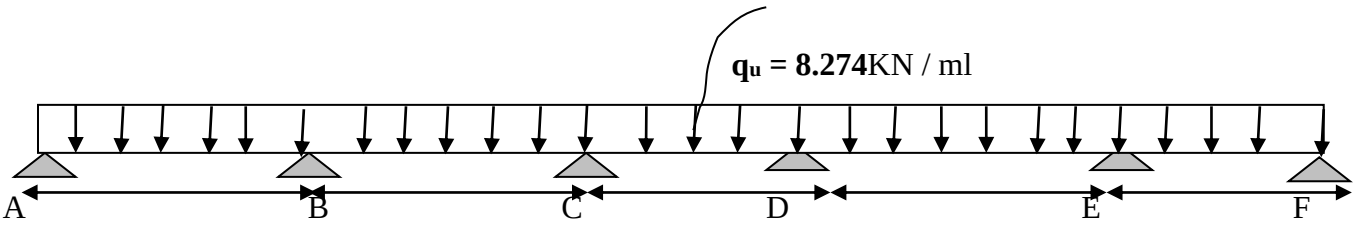
$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

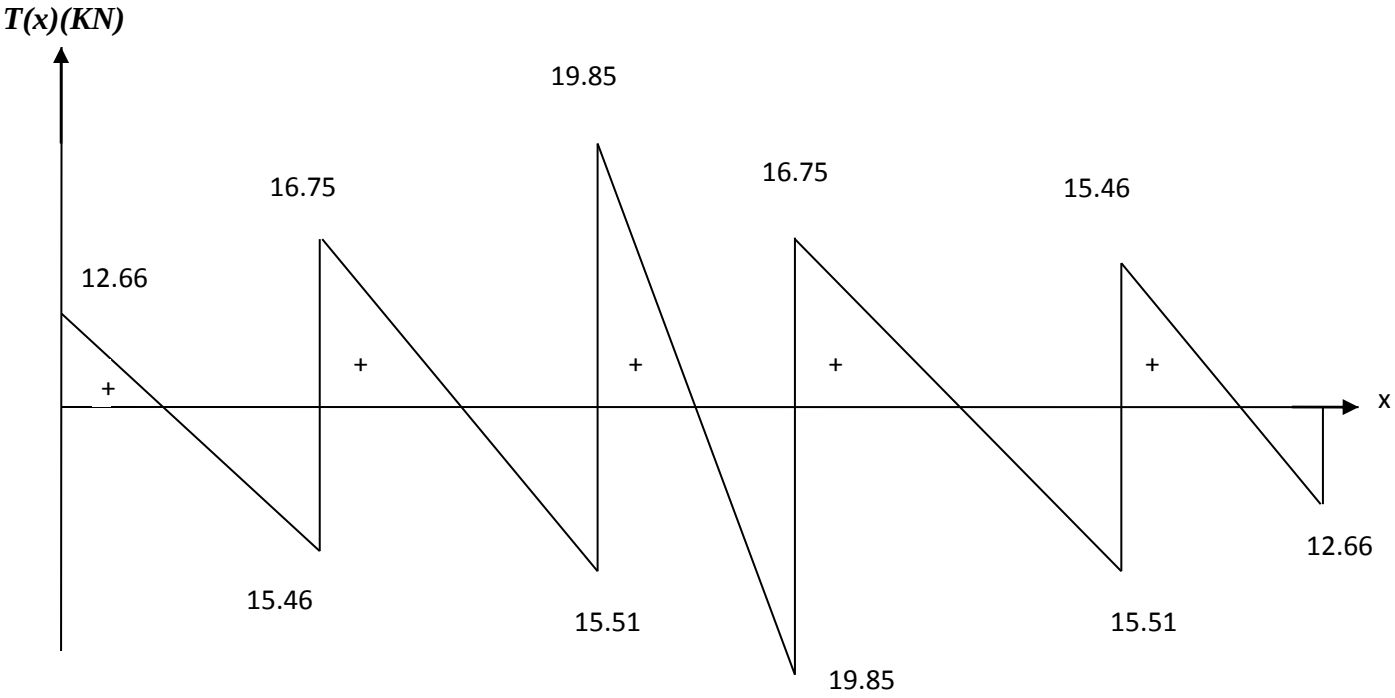
$$V_E = 15.46KN$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

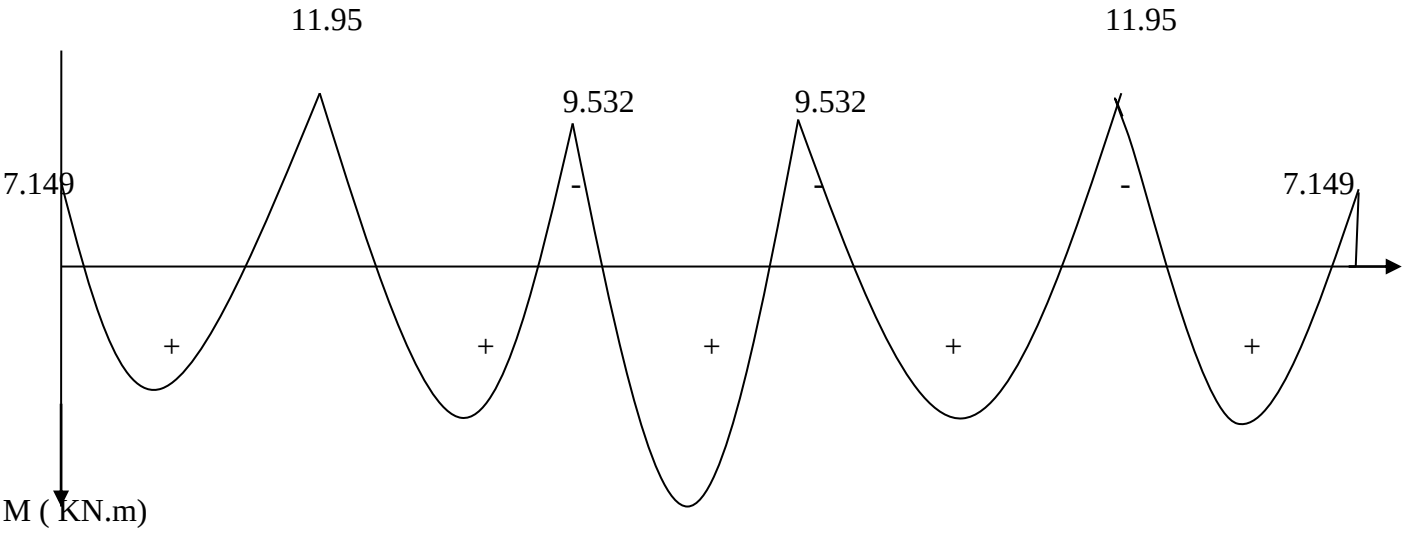
$$V_F = -12.66KN$$

- **Diagramme des efforts internes :**





FigIII.8 : diagramme des efforts tranchants



FigIII.9 : diagramme des moments fléchissants

III.1.8 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferraillage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- **Mt $_{max}$ = 17.06KN.m**
- **Ma $_{max}$ = 11.95 KN.m**

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

b = 65cm; b_0=12cm; h = 20cm; h_0=5cm: d = 19cm

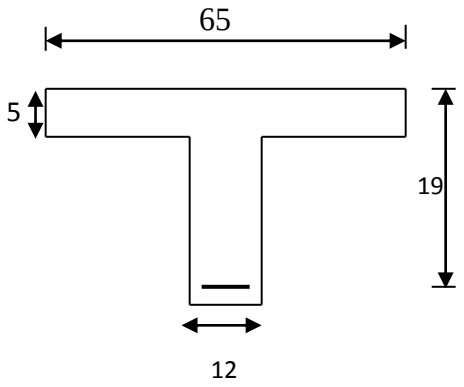


Fig. III.10 **Position de l'axe neutre** :

❖ **En travée**

Le moment max en travée est : **Mt $_{max}$ =17.06KN.m**

Si : $M_t^{max} > M_{tab} \Rightarrow$ l'A. N est dans la nervure.

Si : $M_t^{max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'A.N est dans la table de compression.

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \qquad Avec : f_{bu} = 14{,}2\,MPa$$

$$M_t = 0{,}65 \times 0{,}05 \times 14{,}2 \times 10^3 \left(0{,}19 - \frac{0{,}05}{2} \right)$$

$$M_0 = 62.76\,KN.m$$

$$M^{max}{}_t = 17.06\,KN.m \langle M_t \Rightarrow L'axe\ neutre\ est\ dans\ la\ table\ de\ compression \quad ;$$

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire** de **(65x21).**

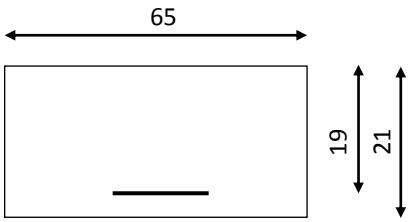
$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.06 \times 10^6}{65 \times \overline{190}^2 \times 14{,}2}$$

$$\mu = 0{,}051 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0{,}051 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0{,}974$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.06 \times 10^6}{0{,}974 \times 190 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2.65\ cm^2$$

Soit : **2HA14 = 3.08cm^2.**



FigIII.11: Disposition des armatures

❖ **Aux appuis :**

M_a^{max} = 11.95 KN.m

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b_0=12cm** et de hauteur **h =21cm**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{11.95 \times 10}{0{,}12 \times (0{,}19)^2 \times 14{,}2} = 0.194.$$

μ =0,194< μ_0=0,392 $\Rightarrow$ SSA.

$\mu = 0.194 \Rightarrow \beta = 0.891$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma s} = \frac{11.95 \times 10^3}{0{,}891 \times 0{,}190 \times 348} = 2.02\ cm^2.$$

A_a = 2.02cm ^{2}. On adopte **2HA12 =2.26** cm ^{2}.

III.1.9) Vérification à l'ELU :

A) Condition de non fragilité **[Art A.4.2 /BAEL91]**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

- **En travée**

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23x65x19\,x2{,}1}{400} = 1{,}49cm^2$$

A_{ad} = 3.08cm^2 > 1,49 cm^2 …… … … … . . √

- **Aux appuis**

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b_0.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23x12x19\,x2{,}1}{400} = 0{,}27cm^2$$

A_{ad} = 2.26cm^2 > 0,27 cm^2 …… … … … . . √

B) Contrainte tangentielle **[Art.A.5.1,1/ BAEL91]**

On doit vérifier que :

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables

$\bar{\tau}_u = \min\left\{(0{,}2\frac{fc_{28}}{\gamma_B}\ ;5MPa)\right\}$; Donc : $\bar{\tau}_u$ = **3.33MPa.**

❖ **Calcul de τ_u :**

V_{max} =19.85 KN.

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{19.85\times10^3}{120\times190}$; Donc : τ_u = **0,87 MPa.**

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ ……..……..... ... ...√

C) Entrainement des barres **[Art.A.6.1,3 / BAEL91]**

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

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

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$; **Avec** : Ψ_s =1,5 (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se}$ = **3.15 MPa**

❖ **Calcul de τ_{se} :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = 3{,}14x12\times3 = 113{,}04\,mm$

$\tau_{se} = \frac{19.85\times10^3}{0{,}9\times190\times113{,}04}$ Donc : τ_{se} **=1.02 MPa**

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **.....** ... ...√

D) Longueur du scellement droit **[Art A.6.1, 22 / BAEL91]**

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

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

❖ **Calcul de τ_{su} :**

$\tau_{su} = 0,6\ \psi^2\ f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$ Mpa.

$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38$cm ; On prend **$L_s$ =50 cm.** Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A **; Donc** : **Lc = 20cm**

E) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

❖ **Appuis de rive** **[Art 5.1.1,312 / BAEL91]**

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

$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{19.85 \times 10^3}{348.100} = 0,57 cm^2$; $A_{st\ adopté} = 2.35\ cm^2$

$A_{st\ adopt} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$ ⟶ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes**…….√

❖ **Appuis intermédiaire:** **[Art A.5.1,321 / BAEL91]**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l´état ultime Mu est inférieure à $0,9\ V_u.d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d´armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9d}$$

$M_{max} = 11.95 \times 10^6$ N.mm

$0,9d.\ V_u^{max} = 0,9 \times 190 \times 19.8510^3 = 3.39 \times 10^6$ N.mm.

$M_{max} > 0,9d.\ V_u^{max}$ ⟶ **Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires**

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton **[Art A.5.1, 313 / BAEL91]**

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0{,}9.d} = \frac{2 \times 19.85 \times 10^3}{120 \times 0{,}9 \times 190} = \mathbf{1{,}93\ MPa.}$$

$$\frac{0{,}8\, fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8x25}{1{,}5} = \mathbf{13.33\ MPa.}$$

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

I) Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales **[A.7.2 / BAEL91]**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left\{\left(\frac{210}{35}, 10, \frac{120}{10}\right)\right\} \Rightarrow \varphi_t = 6\ \text{mm}.$$

On opte pour 1 étriers en **ϕ8** ; Donc : $\mathbf{A_t = 1\ cm^2}$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales** **[Art 5.1,22/BAEL91]**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_{adopté} > \frac{0.4 b\ st}{f_e}}$$

$$A_{min} = \frac{0{,}4 \times 12 \times 15}{235} = 0{,}31\text{cm}^2$$

$\mathbf{A_{t\ adopté} = 1\ cm^2 > A_{min}}$ ……..…..√

J) Espacement max des armatures transversales **[Art A.5.1,22 / BAEL91]**

$$\mathbf{S_t \leq \min(0,9\ x\ d\ ; 40cm)}$$

$St \leq \min(17.1; 40\text{cm}) =$ **17.1cm**

- Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante [**Art.A.5.1,232 / BAEL91]**

$$S_t = \frac{0{,}56 \times 0{,}9 \times 2\ 35}{(0{,}87 - 0{,}3 \times 2{,}1)12 \times 1.15} = 37.76\ \text{cm}\ .$$

Soit $S_t \leq \min\{St_1; St_2\}$=min (17,1cm ; 37.76)=17.1cm.

On opte pour $\mathbf{St_{max}}$ **= 15cm**

- **Conclusion:**

- Nous adopterons 1 étrier en ***ϕ*8 tous le 15 cm.**

III.3.10) Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

➢ **Schéma statique de calcul :** **q_S 5.876**/ ml

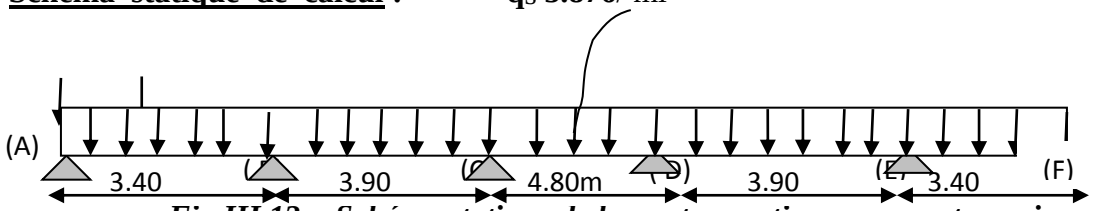


Fig III.12 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

1 **Calcul des rapports des charges :**

2 Moment de flexion à l'E.L.S [*BAEL 91 ; modifié 99]*

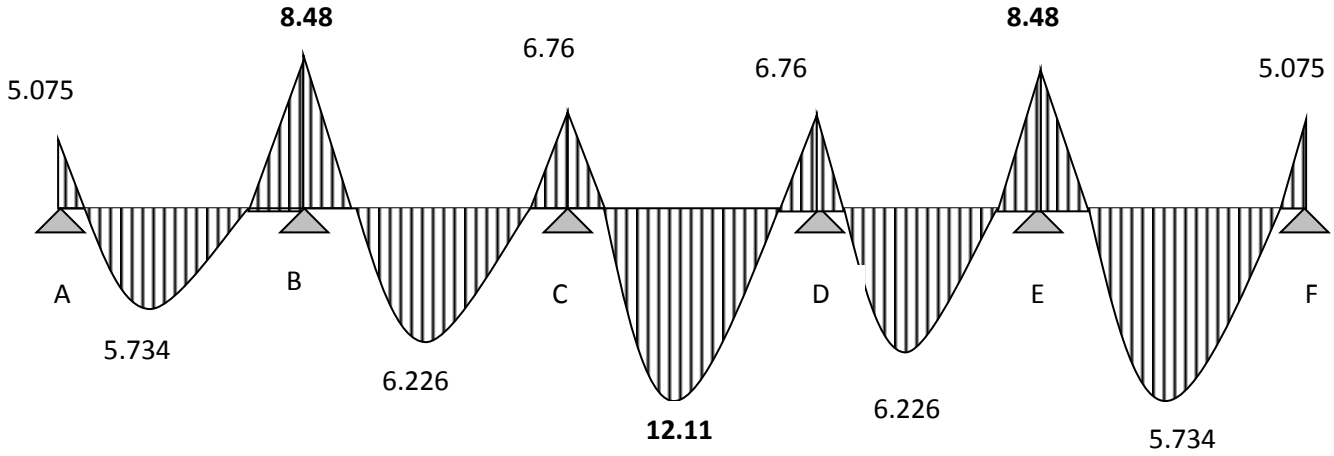
Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les resultats de calcule à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.710$

$q_u = 1.35\ G + 1.5\ Q = 8.274$N / ml

$q_s = G + Q = 5.876$ KN / ml

$q_s / q_u = 0.710$

➢ **Diagramme des moments à l'ELS**



FigIII.13 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS

A) Etat limite d'ouverture des fissures **[Art. A.5.3,2 /BAEL91]**

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

B)Etat limite de compression de béton **[Art. A.4.5,2 /BAEL91]**

❖ **En travée**

- **Contrainte dans l'acier** :

On doit donc vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{12 \times 19} \times 100 = 1.35$$

$$\rho_1 = 1.35 \Rightarrow k_1 = 16.19 \text{ et } \beta_1 = 0{,}839$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.11 \times 10^6}{0{,}839 \times 190 \times 339} \quad \underline{\text{Donc}} : \sigma_{st} = \mathbf{224.1\ MPa}$$

$\sigma_s = 224.1 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ …….. ….. √

- **Contrainte dans le béton** :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times fc_{28} = 0{,}6 \times 25 = 15MPa$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{224.1}{16.19}$ Donc ; $\sigma_{bc} = \mathbf{13.93\ MPa}$

$\sigma_{bc} = 13.93 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ …….. *Condition vérifiée*

❖ **Aux appuis**

- **Contrainte dans l'acier** :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.08}{12 \times 19} \times 100 = 1.351$$

$$\rho_1 = 1.351 \Rightarrow k_1 = 17.23 \text{ et } \beta_1 = 0.845$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.11 \times 10^6}{0{,}845 \times 190 \times 308} \quad ; \quad \underline{\text{Donc}} : \sigma_{st} = \mathbf{245\ MPa}$$

$\sigma_s = 245 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ …….. ….. √

- **Contrainte dans le béton** :

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{245}{17.23}$; Donc : $\sigma_{bc} = \mathbf{14.22\ MPa}$

$\sigma_{bc} = 14.22 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ …….. ….. √

C)Etat limite de déformation **[Art B.6.8,424 /BAEL 91]**

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.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{21}{480} = 0.044$cm
- $\frac{1}{22.5} = 0{,}044.$

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$ …….. **Condition 1 vérifiée.**

- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3.39}{12 \times 19} = 0.015$cm
- $\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009.$

$\frac{A_s}{b_0.d} > \frac{3.6}{f_e}$ …….. **Condition 2 non verifiée.**

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047$cm
- $\frac{M_t}{15.M_0} = \frac{8.076}{15 \times 11.69} = 0.046$

$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15.M_0}$ …… **Condition 3 vérifiée**

❖ **Conclusion**

La condition 2 n'est pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4800}{500} = 9.6\ mm$$

Avec :

$\bar{f}$ **:** La flèche admissible

E_V **:** Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819\ MPa$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$$

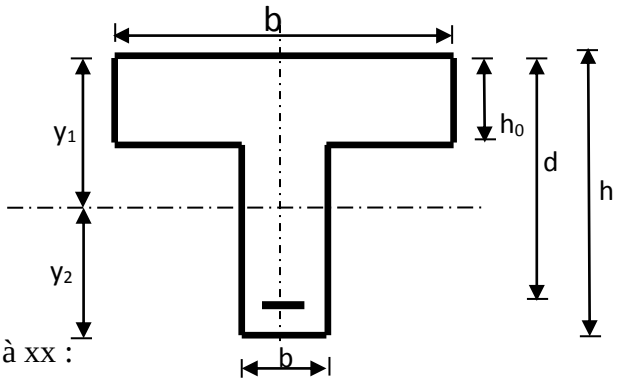
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravitée de la section.

Aire de la section homogénéisée :

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

$B_0 = 12 \times 21 + (65 - 12).\,5 + 15 \times 3.39$

$B_0 = 567.85\ cm^2$



FigIII.14 : ferraillage de la section en T

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 21^2}{2} + (65 - 12)\frac{5^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 19 = 4274.65 cm^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{4274.65}{567.85} = 7.52cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 7.52 = 13.48cm$$

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

I_0 =64678.24 cm^2

Calcul des cœfficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 19} = 0.015$$

$$\lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.015 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.09 \quad I_{fV} = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1{,}1 \times 64678.24}{1 + 1.09 \times 0{,}23} = 56885 Cm^4$$

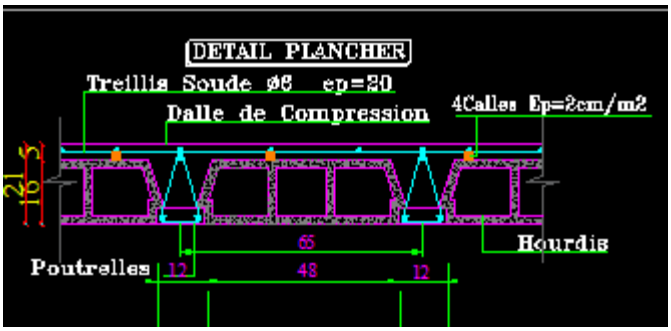
D'ou la flèche

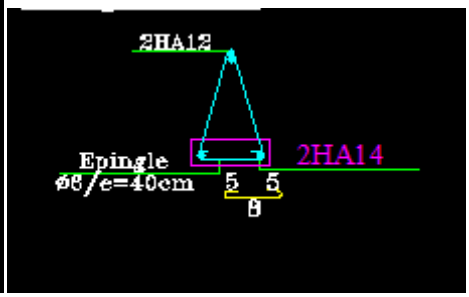
$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{12.11 \times 4.80^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 566885 \times 10^{-8}} = 0.00045m = 0.45mm < \overline{f} = 8.4mm \Rightarrow \textbf{\textit{Condition vérifiée}}$$

- **Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du plancher seront ferraillées comme suit :





III-2)Escaliers:

III-3-1) Définition:

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

III-2-2)Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la **figIII.15** :

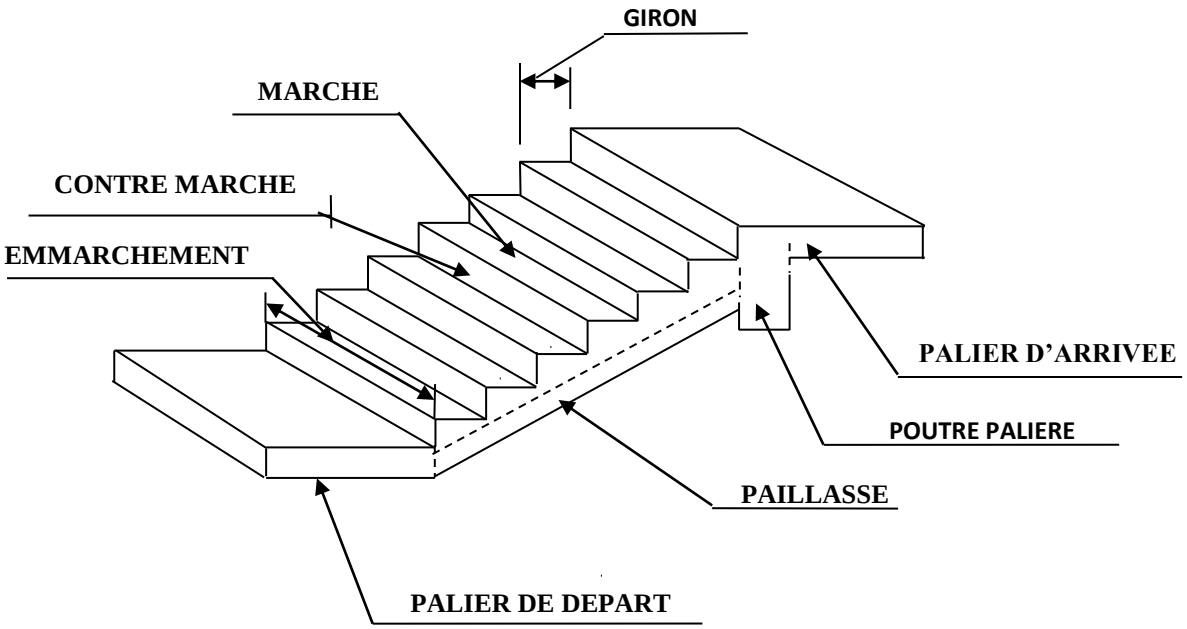


Fig.III-15: Schéma statique de l'escalier

- **La marche :** est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche :**est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 20 cm.
- **Le giron g :** est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée :** est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m.
- **La paillasse d'épaisseur e_p :** est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

Toutes nos cages d'escalier sont constitués d'une seul volée, telle quelle est montrée dans le schéma statique ci-après

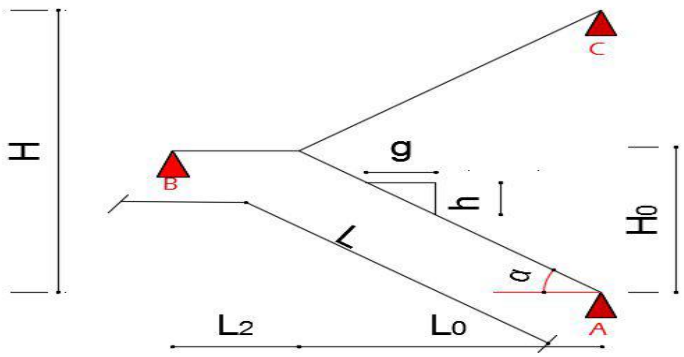


Figure III.16 :Représentation du type d'escalier de la structure

III-2-3) Dimensions des escaliers:

a) Paillasse :

e : épaisseur de la paillasse, qui doit vérifier : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

L_0 : longueur totale d'escalier,
L_2 : longueur du palier de repos,

L : portée de la paillasse : $L = \frac{L_0}{cos\alpha} + L_2$

g : giron,
h : hauteur de la contre marche,
H_0 : hauteur de la volée,

α : inclinaison de la paillasse, avec : $tg\alpha = \frac{H_0}{L_0}$

H : hauteur d'étage.
Nous prenons en compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, nous vérifions la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier. Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$14cm \leq h \leq 20cm$
$22m \leq g \leq 33cm$
$59cm \leq g+2h \leq 66cm$

Le nombre de contre marches « n » : $n = \frac{H}{h}$

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

b) Palier : $e_p \geq \frac{L_2}{10}$

C) Récapitulation des résultats :

	H_0 (cm)	L_0 (cm)	α	L (cm)	L_2 (cm)	épaisseur de paillasse retenue (cm)	Nombre de marche (cm)	Hauteur de la marche (cm)	Longueur du giron (cm)	Relation de blondel 59cm ≤ g+2h ≤66cm	Vérification
RDC	144	190	37.16	378.40	140	15	8	18	28	59cm ≤ 64≥66cm	C.V
	126	190	33.55	367.98	140	15	7	18	28	59cm ≤ 64≥66cm	C.V
E-courant	162	190	40.45	389.68	140	15	9	18	28	59cm ≤ 64 ≤ 66cm	C.V
Duplex	160	190	40.10	388.39	140	15	8	18	28	59cm ≤ 64 ≤ 66cm	C.V

III-2-4) Détermination des charges de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur, considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale **L = 1.90+ 1.40 = 3.30 m**.
On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

III-2-4-a) charges permanentes :

-Paillasse :

Etages	α °	Carrelage (kN/m²)	Mortier de pose (kN/m²)	Enduit de ciment (kN/m²)	Paillasse (kN/m²)	Marche (kN/m²)	Totale (G) (kN/m²)
	Cos (α)	20×0.02	22×0.02	$\frac{(18 \times 0.02)}{\cos(\alpha)}$	$\frac{(25 \times e)}{\cos(\alpha)}$	$\frac{(25 \times h)}{2}$	
RDC	0.797	0.40	0.44	0.457	4.705	2.5	8.502
	0.833	0.40	0.44	0.432	4.502	2.5	8.274
E-courant	0.761	0.40	0.44	0.475	4.928	2.25	8.493
Duplex	0.765	0.40	0.44	0.470	4.902	2.25	8.462

Gp^{max}= 8.575 KN/m²x1 m=8.575 KN/ml

-Palier:

Désignation des éléments	(kN/m3)	e (m)	Poids(kN/m2)
Revêtement de sol en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Total			**5.31**

G_{palier}= 5.31 KN/m²x1 m=5.31 KN/ml

III-2-4-b) Charge d'exploitation:

Q= 2.5 KN/m²x1 m=2.5 KN/ml

Le calcul de la section d'armature se ferra pour la paillasse la plus sollicité et nous adopterons le même ferraillage pour toutes les autres paillasses.

III-2-4-c) Combinaisons des charges et surcharges

ELU

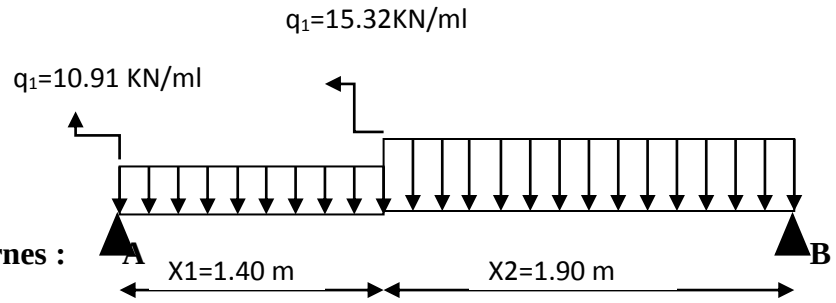
$q_{upaillasse}$ = 1.35G + 1.5Q = 1.35×8.575 + 1.5×2.5 =15.32KN/ml
$q_{upalier}$ = 1.35G + 1.5Q = 1.35×5.31 + 1.5×2.5 = 10.91kN/ml

ELS

$q_{spaillasse}$= G + Q = 8.575+2.5= 11.07kN/ml
$q_{spalier}$ = G + Q = 5.31+2.5 =7.81 kN/m

III-2-5) Ferraillage à l'ELU :

- **Schéma statique**



FigIII.17 : schéma statique d'une poutre isostatique

III-2-5-a) Détermination des efforts internes :

➢ Réaction d'appuis

$\sum Fx = 0 \longrightarrow Fx = 0$

$\sum Fy = 0 \longrightarrow R_{Ay}+R_{By} = q_1.X_1+q_2.X2 = 44.38$ KN/ml

$\sum M/B = 0 \longrightarrow$ $R_Ay = 20.41$ KN ; $R_By = 23.97$ KN

➢ **Efforts tranchants et des moments fléchissant**

-Effort tranchant **-Moment fléchissant**

Tronçon(m)	Expression	X (m)	T (KN)
$0 \le x \le 1.40$	R_{Ay}- $q_1 x$	0	20.41
		1.40	5.136
$0 \le x \le 1.90$	$q_2 x$- R_{By}	0	-23.97
		1.90	5.136
$0 \le x \le 1.90$	$q_2 x$- R_{By}	1.56	0

Tronçon(m)	Expression	X (m)	M(KN.m)
$0 < x \le 1.40$	$R_A x$- $q_1 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.40	17.88
$0 < x \le 1.90$	$R_B x - q_2 \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.90	17.88
$0 \le x \le 1.90$	$R_B x - q_2 \frac{x^2}{2}$	1.56	**18.75**

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : Ma =-0.3 M_z^{max}

= 0.3x18.75

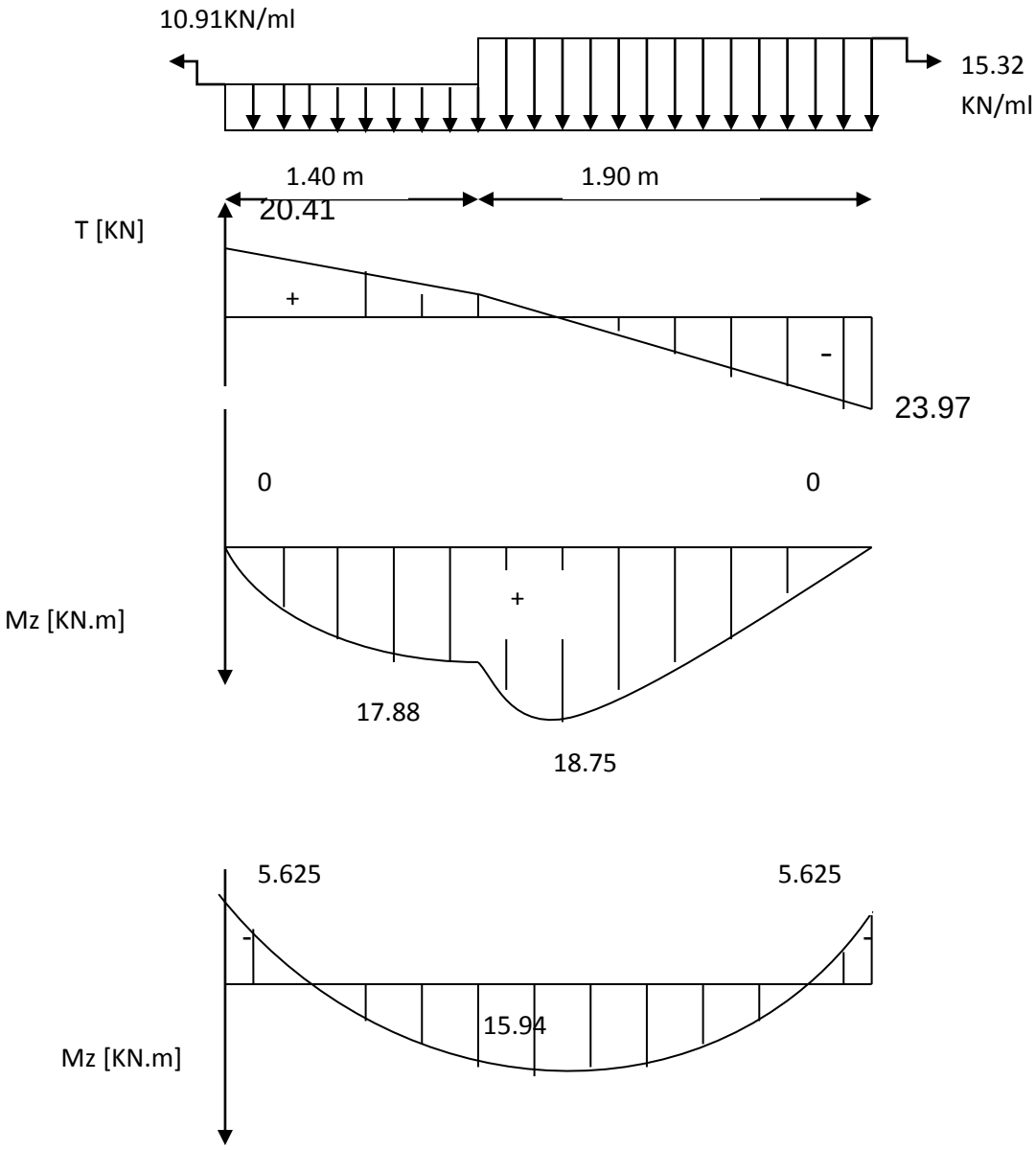
Ma=5.625 KN.m

- en travées : Mt= 0.85 M_z

=0.85x18.75

Mt = 15.94 *KN.m*

➢ Diagrammes des efforts internes :

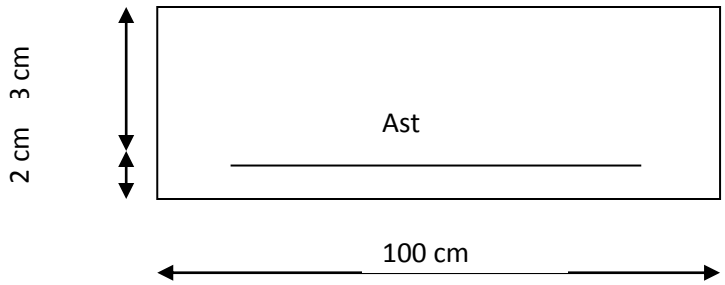


FigIII.17 : diagramme des efforts internes à l' ELU

III-2-5-b) Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

- Schéma de ferraillage :



- Aux appuis : Ma = -5.625 kN.m

- Armatures principales $\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 fbu}$

$\mu_a = \frac{5.625x10^6}{1000x130^2 14.2} = 0.023$ ⟶ $0.023 < \mu_u = 0.392$ ⟶ S.S.A ⟶ $\beta = 0.990$

$$As_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma st}$$

$As_a = \frac{5.625x10^6}{0.990x130x348} = 125.59\ mm^2 = 1.256\ cm^2$

On prend : **As_a= 5HA8= 2.51 cm²** avec un espacement **St= 20 cm**.

- Armatures de répartition $Ar = \frac{Asa}{4}$

$Ar = \frac{2.51}{4} = 0.63\ cm^2$

On opte pour **4HA8 = 2.01** cm², avec **S_t = 25cm**.

-En travée : Mt= 15.94 KN.m

- Armatures principales $\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 fbu}$

$\mu_a = \frac{15.94x10^6}{1000x130^2 14.2} = 0.066$ ⟶ $0.066 < \mu_u = 0.392$ ⟶ S.S.A ⟶ $\beta = 0.966$

$$As_t = \frac{Mt}{\beta d \sigma st}$$

$As_a = \frac{15.94x10^6}{0.966x130x348} = 364.74\ mm^2 = 3.650\ cm^2$

On prend : **As_a= 5HA10= 3.92 cm²** avec un espacement **St= 20 cm**.

- Armatures de répartition $Ar = \frac{Ast}{4}$

$Ar = \frac{3.92}{4} = 0.98\ cm^2$. On opte pour **4HA8 = 2.01** cm², avec **S_t = 25cm**.

III-2-5-b) Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité** [A.4.2.1 du BAEL91, modifié 99]

$$As \geq A_{min} = 0.23\ bd\frac{ft_{28}}{fe}$$

$$A_{min} = 0.23\ 1000x130x\frac{2.1}{400} = 156.97\ mm^2 = 1.57\ cm^2$$

- Aux appuis

$A_{ua} = 2.51\ cm^2 > A_{min} = 1.57\ cm^2$ **…….....Condition vérifiée**

- En travées

$A_{ut} = 3.92\ cm^2 > A_{min} = 1.57 cm^2$ **…… Condition vérifiée**

✓ **Vérification au cisaillement** **[BAEL 91 modifié 99/ Art A 5.1, 211]**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5MPa\right) = \min\left\{3{,}33\ MPa\ ;\ 5\ MPa\right\}$$ **fissuration peu nuisible**

$$\Rightarrow \bar{\tau} = 3{,}33\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b\,d} = \frac{23.97\cdot 10^3}{130\cdot 1000} = 0{,}.184\ MPa \quad \Rightarrow \quad \tau_u < \overline{\tau_u}$$ **……..Condition vérifiée**

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

***a) Dans le béton** : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)*

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0{,}4\,b\,a\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $(a = 0{,}9\,d)$

$$0.4ba\frac{f_{c28}}{1.5} \equiv 0{,}4\cdot 1000\cdot 0{,}9\cdot 130\cdot\frac{25}{1{,}5} = 780\ kN$$

$T_u = 23.97\ kN < 780\ kN$ **…….Condition vérifiée**

b) Les aciers ***[BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321]***

$$A \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_a}{0{,}9d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(23.97x10^3 + \frac{-5.625\times 10^6}{0{,}9\times 13}\right)$$

$A = 2.51 cm^2 > -0.69 cm^2$ **……Condition vérifiée**

✓ **Vérification d'adhérence aux appuis** ***[BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3]***

$$\tau_{se} \le \bar{\tau}_{se} = \psi_s \ f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (FeE400 → ψ_s = 1,5)

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{se} = 1{,}5 \cdot 2{,}1 = 3{,}15 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = \dfrac{V_{max}}{0{,}9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} \end{cases}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n \pi \phi$: somme des périmètre utiles des barres

n : nombre des barres

ϕ : Diamètre d'une barre

$$\sum \mu_i = 5 \cdot 3{,}14 \cdot .8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.97 \cdot 10^3}{0{,}9 \cdot 130 \cdot 125.6} = 1{,}63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$ **……..Condition vérifiée**

✓ **Vérification de l'ancrage des barres aux appuis : (*BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)***

$\tau_{su} = 0{,}6 \psi_s^2 \ f_{t28} = 0.6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835 \text{ MPa}$

Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}}$$

- appui (HA8)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{0.8. 400}{4. 2{,}835} = 28.21 \text{cm}$$

$$L_s = 40 \cdot \phi = 40x0.8 = 32 \text{ cm}$$

- palier intermédiaire (HA10)

$$L_s = \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2{,}835} = 35.27 \text{cm}$$

$L_s = 40 \cdot \phi = 40 \cdot 1 = 40 \text{ cm}$ on prend L_s = 40cm

Dans les deux cas L_s dépasse l'épaisseur du voile, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets :

appui : $L_s = 0{,}4 \cdot 40 = 16 \text{ cm}$

Palier intermédiaire : $L_s = 0{,}4 \cdot 40 = 16 \text{ cm}$

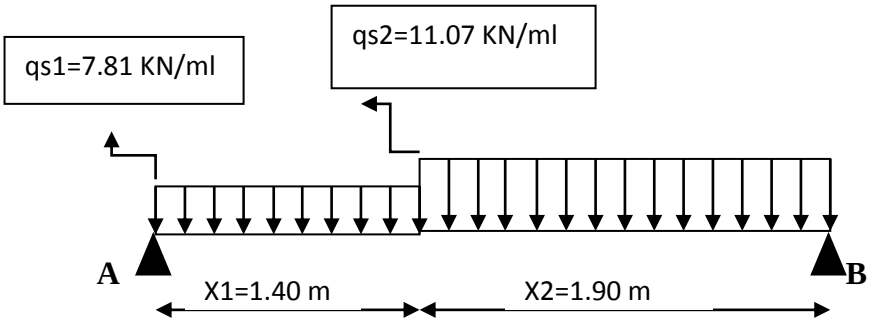
III-2-6) Calcul à l'E.L.S :

III-6-a) Combinaison de charge à l'ELS :

$q_{spaillasse}$= **G + Q** = 8.575+2.5= **11.07kN/ml**

$q_{spalier}$ = **G + Q** = 5.31+2.5 =**7.81 kN/m**

- **Schéma statique**



III-2-6-b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➢ Réaction d'appuis

$\sum Fx = 0 \longrightarrow Fx = 0$

$\sum Fy = 0 \longrightarrow R_{Asy}+R_{Bsy} = qs_1.X_1+qs_2.X2 = 31.96$ KN/ml

$\sum M/B = 0 \longrightarrow \begin{cases} R_{Asy} = 14.67\text{KN} \\ R_{Bsy} = 17.29\text{ KN} \end{cases}$

➢ **Efforts tranchants et des moments fléchissant**

-Efforts tranchants

Tronçon(m)	Expression	X (m)	T (KN)
$0 \le x \le 1.40$	R_{As}- $q_{s1}\,x$	0	14.67
		1.40	**3.74**
$0 \le x \le 1.90$	$q_{s2}x$- R_{sB}	0	**-17.29**
		1.90	3.74
$0 \le x \le 1.90$	$q_{s2}x$- R_{sB}	1.56	0

-Moment fléchissant

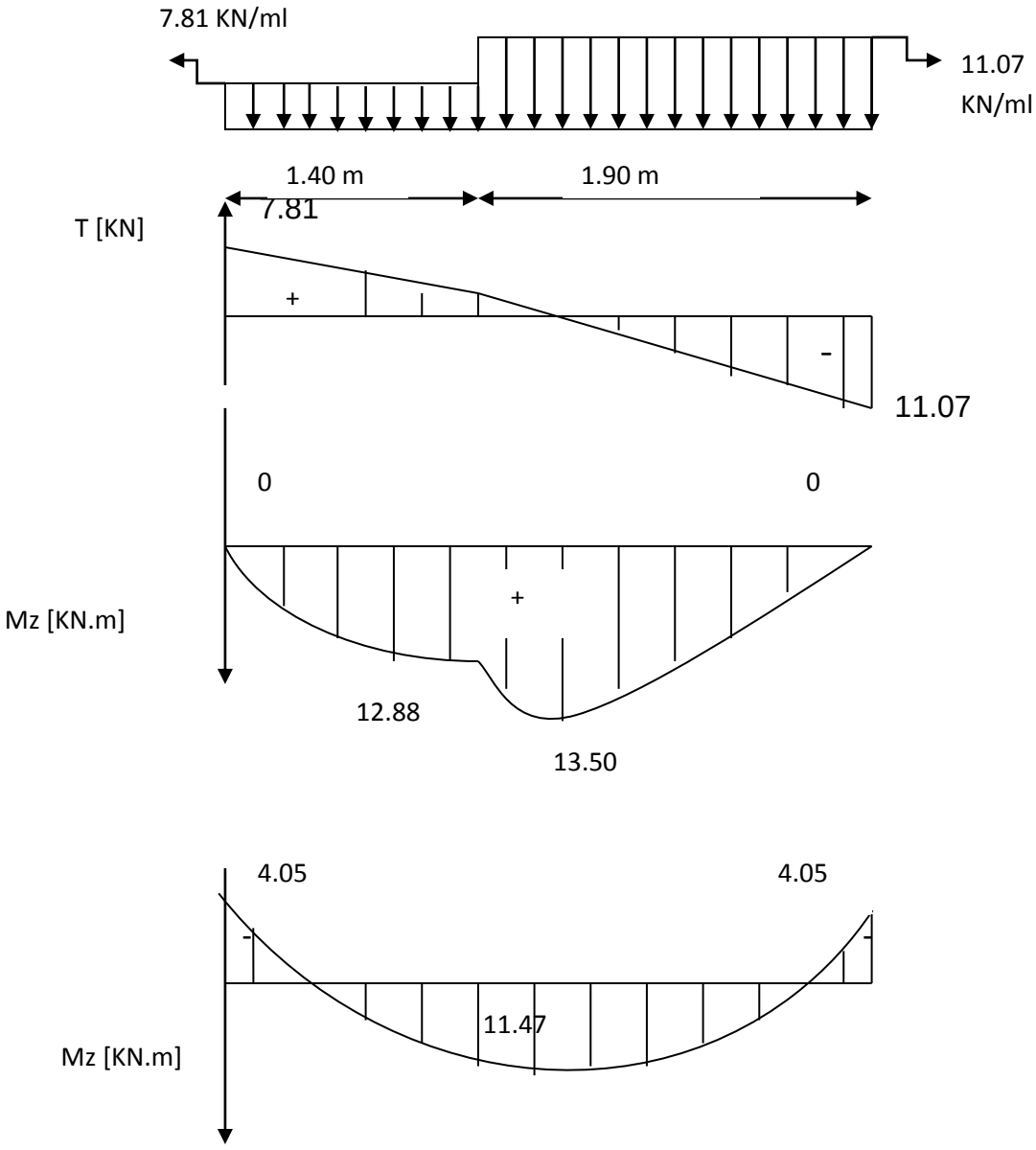
Tronçon(m)	Expression	X (m)	M (KN.m)
$0 \le x \le 1.40$	$R_{As}x$- $q_{s1}\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.40	12.88
$0 \le x \le 1.90$	$R_{Bs}x - q_{s2}\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.90	12.88
$0 \le x \le 1.90$	$R_{Bs}x - q_{s2}\frac{x^2}{2}$	1.56	**13.50**

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de x = 1.56 m, où M_z^{max} = 13.50KN.m.

Aux appuis : M_a= -0.3M_z^{max} = **- 4.05** KN.m.

En travée : M_t = 0.85 M_z^{max} = **11.47** KN.m.

➢ Diagrammes des efforts internes :



FigIII.19 : diagramme des efforts internes à l' ELS

III-2-6-c) Etat limite d'ouverture des fissures [Art. A.5.3, 2 /BAEL91]

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

III-2-6-d) Etat limite de compression de béton [Art. A.4.5, 2 /BAEL91]

- **Contrainte dans l'acier**

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.92}{100 \times 13} \times 100 = 0.301$$

$\rho_1 = 0.301 \Rightarrow k_1 = 43.41$ et $\beta_1 = 0.915$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.47 \times 10^6}{0.915 \times 130 \times 392} \quad ; \underline{\text{Donc}} : \sigma_{st} = \mathbf{246\ MPa}$$

$\sigma_s = 246 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ **.....Condition vérifiée**

- **Contrainte dans le béton** :

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

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

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{246}{43.41}$ Donc ; $\sigma_{bc} = \underline{\mathbf{5.66\ MPa}}$

$\sigma_{bc} = 5.66 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ **.....Condition vérifiée**

III-2-6-e) Etat limite de déformation [Art B.6.8, 424 /BAEL 91]

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

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

Avec h : hauteur totale (15 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3.30 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 11.47KN.m,) ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{15}{330} = 0.04 \\ \frac{1}{16} = 0.06 \end{cases} \Rightarrow$$ **……Condition non vérifiée**

On doit calculer la flèche

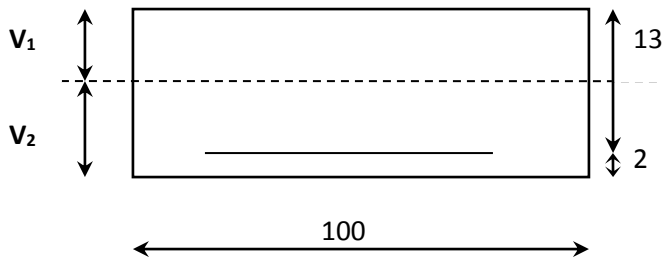
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_\upsilon \times I} \; ; \; \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : q_s= 11.07*KN/ml*.

E_υ **:** Module de déformation différé.

$$E_\upsilon = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86MPa \; ; \; f_{c28} = 25MPa$$

I : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.



FigIII.20 :position de l'axe neutre d'une section rectangulaire

$$I = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15A_t\left(V_2 - C\right)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 3.92 \times 13) = 12014.4cm^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 3.92) = 1558.8cm^2$$

$$\Longrightarrow V_1 = \frac{12014.4}{1558.8} = 7.707cm$$

$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.24 = 8.76$ *cm.*

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} \times \left((7.707)^3 + (7.293)^3\right) + 15 \times 3.92 \times (7.293 - 2)^2$$

$I = 29836.6$ *cm*^{4}.

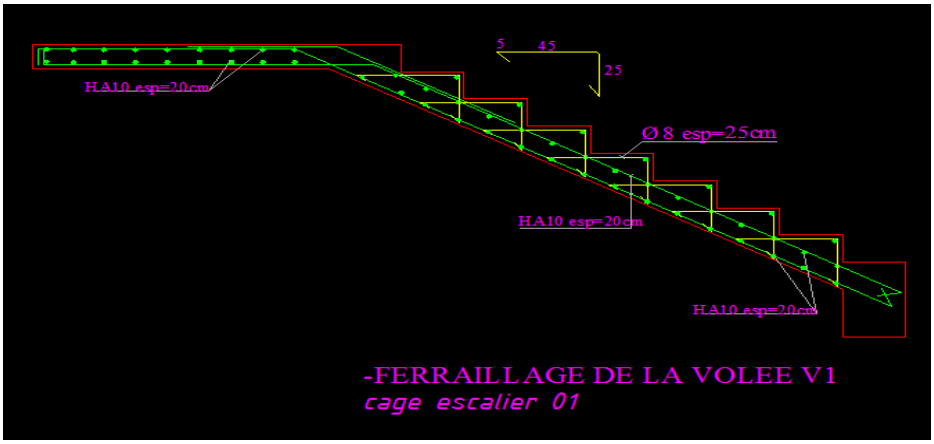
D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.07 \times (330)^4}{108188.6 \times 29836.6} = 0.53cm$$

$$\bar{f} = \frac{330}{500} = 0.66cm$$

$f = 0.53cm < \bar{f} = 0.66cm$ **.....Condition vérifiée.**

Schéma de ferraillage :



III-3) Dalle pleine :(balcon)

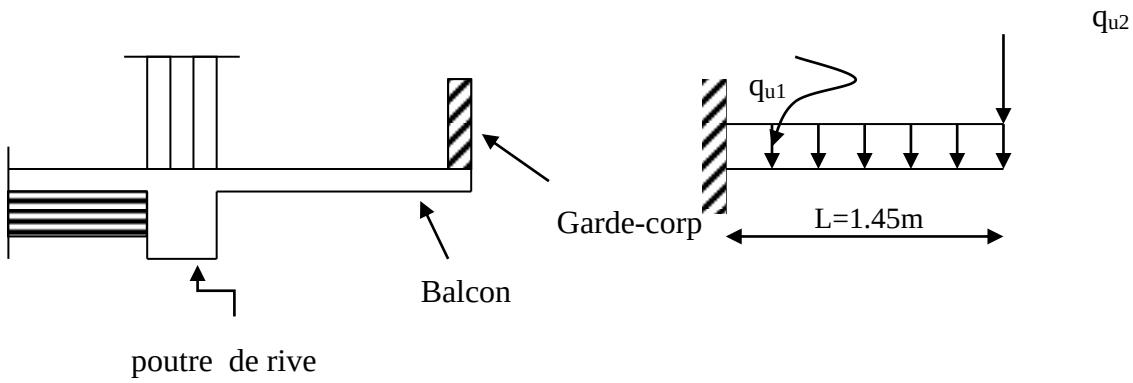
Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde de corps de hauteur h=1.10 m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, dont l'épaisseur est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10}$$

L : La largeur du balcon (L max = 145cm).

$$ep \geq \frac{145}{10} \longrightarrow ep \geq 14.5$$

On prend : $\mathbf{e_p = 15\ cm.}$



FigIII.20 : **Schéma statique du balcon.**

III-3-1) Détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

On estime le poids propre du balcon comme suit :

- Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à son poids propre et le poids propre du garde-corps. Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la **flexion simple.**

-le poids propre de la dalle pleine est estimé dans l**e chapitre II** par :

G= 5.31 KN/m^2

b) Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

p_{mur} = poids de brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment,(e_p= 2cm).

Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Hauteur (m)	Charges permanentes (*KN/ml*)
Brique (e_p=0.1m)	0.10	09	1.10	0.99
Enduit de ciment (e_p=2cm)	0.02×2	18	1.10	0.792
Somme (*g*)		**1.78**		

Tableau 2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

c)Surcharge d'exploitation :

Q = 3.5 KN/m^2.

d) Charge due à la main courante :

q=1KN/m^2.

III-3-2) Combinaisons de charges :

III-3-2-A) Combinaisons de charges à l'ELU :

- **La dalle :**

q_{u1}= (1.35*G* +1.5 *Q)* ×1*m* = (1.35 × 5.31) + (1.5 × 3.5) = 12,42KN/ml.

- **Le garde-corps :**

q_{u2} = (1.35 × g) × 1 m = 1.35×1.78 = 2.4 KN /ml.

- **La main courante:**

q_{u3}=1.5x1=1.5 KN/ml.

III-3-2-B) Combinaisons de charges à l'ELS :

- **La dalle :**

q_{s1} = (G +Q) × 1 *m* = (5.31+ 3.5) x1 = 8.81 KN/ml.

- **Le garde-corps :**

q_{s2} = g x1m= 1.78 KN/ml.

- **La main courante :**

q_{s3}=qx1m=1 KN/ml.

III-3-3) Calcul des moments fléchissant :

III-3-3-1) Calcul des moments fléchissant à l'ELU:

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

$$Mu = 12{,}42 \times \frac{1{,}45^2}{2} + 2{,}4 \times 1{,}45 + 1{,}5 \times 1.$$

Mu=18.03 KN.m.

III-3-3-2) Calcul des moments fléchissant àl'ELS :

$$Ms = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times 1$$

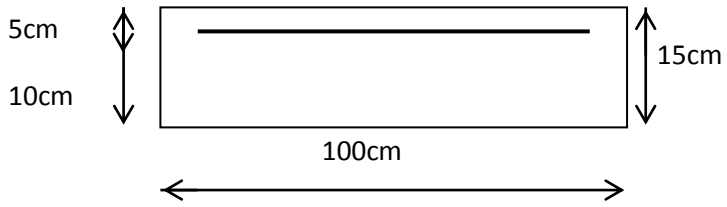
$$Ms = 8.81 \times \frac{1{,}45^2}{2} + 1{,}78 \times 1{,}45 + 1 \times 1.$$ **Ms= 12.84KN.m.**

III-3-4) Ferraillage :

Il consiste à l'étude une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- **Armatures principales :**

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



FigIII.21 : ferraillage de la dalle peine

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 fbu} = \frac{18.03x10^6}{1000x100^2 x14{,}2} = 0{,}126 < 0{,}392$$

Section simplement armée.

$\mu_u = 0.126 \longrightarrow \beta = 0{,}932$

Avec : $\sigma_{st} = 348MPa$.

Donc :

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.03x10^6}{0{,}932x100x348} = 5.56cm^2$$

On adopte : **5HA14 = 7.69*cm*²** avec **S_t = 20 cm.**

➢ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 cm^2$$

Soit une section de **5HA8= 2.51*cm²*** avec ***S_t*= 20 *cm*.**

III-3-5) Vérifications à l'ELU:

1) Conditions de non fragilité [A.4.2,1/BAEL91]

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

$$A\min = 0.23 \text{ x } bxd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$f_{t28} = 0.6x0.06f_{c28} = 2,1MPa$

$A_{min} = 0.23 \text{ x } 100x\ 10x \frac{2.1}{400} = 1.21cm^2$

A_s =7.69cm² > A_{min} =1,21cm²……..Condition vérifiée.

2) Vérification de l'entrainement des barres [A.6.1,3/BAEL91modifié 99]

Il faut vérifier :

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

Avec :

V_u=q_{u1} x l + q_{u2} =12,42 x 1,45+ 2,4= 20.41 KN.

$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28}$ = 3.15MPa.

Avec :

ψ =1.5 (acier en HA).

$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8mm$

D'où :

$$\tau_{Se} = \frac{20.41 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 219.8} = 1.032MPa < \overline{\tau_{se}} = 3.15\ MPa$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$……Condition vérifiée.

(Pas de risque d'entrainement des barres)

3) Vérification au cisaillement [A.5.1,2/BAEL91modifié 99]

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{\vee_u}{b.d} = \frac{20.41 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0.204 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4\text{MPa}\right) = \min\left(2.5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.151\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$……..Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

4) Longueur du scellement droit [Art A.6.1, 22 / BAEL91]

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

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

Calcul de τ_{su} :

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84$ MPA.

$$L_s = \frac{1{,}4 \text{ x } 400}{4 \text{ x } 2{,}84} = 49.29 \text{ cm}$$

On prend : L_s **=50 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_r » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers en H.A **(A.6.1, 253/BAEL91modifié 99)** ;

Donc : L_r = 0,4.Ls$=0.4 \times 50 =$ **20 cm.**

5) Vérification de l'espacement des barres [Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99]

- **Armatures principales :**

S_{t1}= 20 *cm*< min {3h ; 33} = 33 *cm*……**Condition vérifiée.**

➢ **Armatures de répartition :**

S_{t2}= 20*cm*< min {4h ; 45cm} = 45*cm*……**Condition vérifiée.**

III-3-6) Vérification à l'ELS :

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

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} < \overline{\overline{\sigma}}_{st}$.
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\overline{\sigma}}_{bc}$.

a) Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec :

η = 1,6 : coefficient de fissuration.

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

$\overline{\overline{\sigma}}_{st}$ = **201,63Mpa.**

$$\rho = \frac{100xA_{st}}{bxd} = \frac{100x7.69}{100\times 10} = 0,769.$$

$$\rho_1 = 0,769 \xrightarrow{tableau} \begin{cases} \beta = 0,874 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{12.84\times 10^{-3}}{0,874\times 0,10\times 7.69\times 10^{-4}} = 191.MPa.$$

➢ **Conclusion :**

$\sigma_{st} \prec \overline{\overline{\sigma}}_{st}$ …… **condition vérifiée.**

b) Dans le béton :

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

Avec : $k_1 = 24.43$

On a : $k_1 = \dfrac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$.

Donc : $\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{k_1} = \dfrac{191}{24.43} = 7.82Mpa.$

$\sigma_{bc} = 7.82\,Mpa < \overline{\sigma}_{bc} = 15\,Mpa.$

La condition est vérifiée alors, il n y'a pas de fissuration dans le béton Comprimée.

c) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche:

1/ $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5}$ $\Rightarrow \frac{15}{145} = 0,1 > \frac{1}{22,5} = 0,044$……..Condition vérifiée.

2/ $\frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0}$ $\Rightarrow \frac{15}{145} = 0,1 = \frac{12.84}{10X12.84} = 0,10$……..Condition vérifiée.

3/ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{fe}$ $\Rightarrow \frac{7.69}{100X10} = 0,0076 < \frac{3,6}{400} = 0,009$…..Condition vérifiée.

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

Conclusion : Les balcons seront ferraillés comme suit

- **Armature principales : 5HA14 avec e= 20cm.**
- **Armatures secondaire : 5HA8 avec e=20 cm.**

III-4) Salle machine :

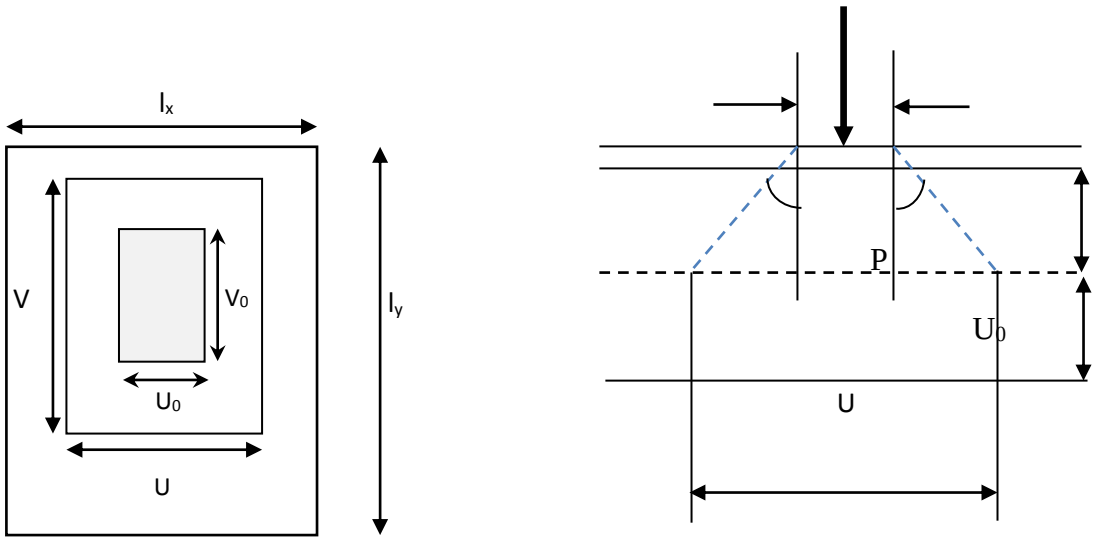
III-4-1) Introduction :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions (1.40× 1.80) m² appuyée sur ses 4 cotés, avec une vitesse d'entraînement (V=1m/s).

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 8 tonnes, repartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.



FigIII.23 : schéma statique de la salle machine

III-4-2) Calcul à l'ELU :

a) Dimensionnement de la dalle :

$$h_t = \frac{Lx}{30}$$

$\Longrightarrow$ $h_t = \frac{140}{30} = 4.66$

L'épaisseur $h_t \geq 12$ cm $\Longrightarrow$ $h_t = 15$ cm

b) Mode de fonctionnement :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{1.8} = 0.8$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

c) Combinaison de charge :

Poids propre de la dalle **:** **g= (25x0.15+22x0.05)x1= 4.85 KN/ml**

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

qu = 1.35g+ 1.5Q ⟶ **qu = 8.047 KN/ml**

c) Moments dus au poids propre (charge uniformément répartie) :

$M_x = \mu_x . q . l_x^2 \rightarrow$ *Moment suivant la petite portée.*

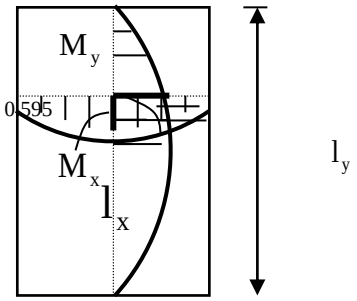
$M_y = \mu_y . M_x \rightarrow$ *Moment suivant la grande portée.*

Les coefficients μ_x *et* μ_y *sont donnés en fonction du rapport* ρ_x *et du coefficient de Poisson* υ.

q : Charge uniformément repartie sur toute la dalle.

- ***Etat limite ultime (ELU) :*** $\upsilon = 0$

ρ= 0.8 $\begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = \end{cases}$



M_{ux1}= 0.891 KN.m

M_{uy1} = 0.53 KN.m

d) Moments dus aux charges localisées :

$M_{ux2} = P_u . (M_1 + \upsilon . M_2)$

$M_{uy2} = P_u . (M_2 + \upsilon . M_1)$

M_1 **,** M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et **V** côtés du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2.\left(\xi . e + \frac{h_0}{2}\right) = V_0 + 2.\xi . e + h_0 \qquad U = U_0 + 2.\left(\xi . e + \frac{h_0}{2}\right) = U_0 + 2.\xi . \xi + h_0$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : → **ξ= 1.0**

h_0 = 15cm e = 5 cm épaisseur de revêtement

A.N : $U_0 = V_0 = 80$cm

$U = U_0 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 =$ **1.05m** = V

$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1.40} = 0.75$ **Et** $\frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{1.8} = 0.58$

Après interpolation on aura :

$M_1 = 0.076$ et $M_2 = 0.056$

- ***Etat limite ultime (ELU) :*** $\upsilon = 0$

$P_u = 1.35 \times P$

$P_u = 1.35 \times 80 = 108$ KN

$M_{ux2} = P_u.M_1 = 108 \times 0{,}076 = 8.208 KN.m$

$M_{uy2} = P_u.M_2 = 108 \times 0{,}056 = 6.048 KN.m$

e) <u>Superposition des moments</u> :

$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0.891 + 8.208 = 9.099 KN.m$

$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.53 + 6.048 = 6.578 KN.m$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

- **En travée :**

$M_x^t = 0{,}85 \times M_x = 0{,}85 \times 9.099 = 7.734$ KN.m

$M_y^t = 0{,}85 \times M_y = 0{,}85 \times 6.578 = 5.591 KN.m$

- ***En appuis :***

$M_x^a = 0{,}3 \times M_x = 0{,}3 \times 9.099 = 2.730$ KN.m

$M_y^a = 0{,}3 \times M_y = 0{,}3 \times 6.578 = 1.973 KN.m$

III-4-3) Ferraillage du panneau :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inferieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme entravée (dx= 13cm et dy =13cm).

- **Sens X-X :**

- **Aux appuis**

M_a = 2.730 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} = \frac{2.730 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14{,}2} = 0.011 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\frac{fe}{\gamma_S}} = \frac{2.730 \times 10^6}{0{,}994 \times 130 \times 348} = 0.61 cm^2$$

Soit : 4T8 = 2.01cm² Avec : St = 25cm

- **Entravée**

M_t = 7.734 KN.m

$$\mu_b = \frac{7.734\times10^6}{1000\times\overline{130^2}\times14,2} = 0,032 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{7.734\times10^6}{0,984\times130\times348} = 1.74\ cm^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

➢ **Sens-y-y :**

- **Aux appuis**

Ma = 1.973 KN.m.

$$\mu_b = \frac{Ma}{b\,d^2\,f_{bc}} = \frac{1.973\times10^6}{1000\times130^2\times14,2} = 0.082 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,957$$

$$Aa = \frac{Ma}{b\,d\,f_e/\gamma_s} = \frac{1.973\times10^6}{0,957\times130\times348} = 0.45cm^2.$$

Soit : 4T8 = 2.01cm² avec St = 25cm.

En travée

Mt =5.591KN.m.

$$\mu_b = \frac{Mt}{b\,d^2\,f_{bc}} = \frac{5.591\times10^6}{1000\times130^2\times14,2} = 0.023 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,988$$

$$At = \frac{Mt}{b\,d\,f_e/\gamma_s} = \frac{5.591\times10^6}{0,988\times130\times348} = 1,25cm^2.$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec St = 25cm.

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A adoptée (cm²/ml)	Espacement
En travée	**X-X**	7.734	0.032	0.984	1.74	4T10=3.14	25 cm
Sur appuis	**X-X**	2.730	0,011	0,994	0.61	4T8=2.01	25 cm
En travée	**Y-Y**	5.591	0,023	0,988	1.25	4HA10=3.14	25 cm
Sur appuis	**Y-Y**	1.973	0,082	0,957	0.45	4T8=2.01	25 cm

III-7-4) Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence $\omega_0 = 0.8‰$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

- **Armatures inferieurs (suivant X-X) :**

$$\boldsymbol{\omega_x = \frac{A^x_{min}}{bxh} \geq \omega_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right)}$$

Avec :ω_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens X-X

$$A_{min} \geq \frac{b\,h\,\omega_0}{2} \times \left(3-\rho_x\right) = \frac{100 \times 15 \times 0{,}0008}{2} \times (3-0.8) = 1.32 cm^2 .$$

$A \geq 1{,}32\,cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée dans le sens X-X.**

Armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.

- **Armatures supérieurs (suivant Y-Y) :**

$$\boldsymbol{\omega_y = \frac{A^y_{min}}{bxh} \geq \omega_0}$$

$\mathbf{A^y_{min} = \omega_0 xbh} \longrightarrow \mathbf{A^y_{min}} = 0.0008x100x15 = 1.2$

$\mathbf{A^y_{min}} = 1.2\ cm^2 < \mathbf{A_y} \longrightarrow$ ***Condition vérifiée dans le sens Y-Y***

2-Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées).

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm)

Sens x-x:

- Armatures supérieures : St = 25 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.
- Armatures inférieures : St = 25 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

Sens y-y:

- Armatures supérieures : St = 25 cm < min (3h, 33 cm) = 33cm.
- Armatures inférieures : St = 25 cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

3-Vérification de non poinçonnement

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée.

$$\mathbf{Q_u} \leq \mathbf{Q} \quad ; \text{ ou : } \mathbf{Q} = \mathbf{0{,}045}\ \mu_c\, \mathbf{h}\, \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

μ_c = 2 (u + v) = 2 (1.05 +1.05) = 4.2 m.

$\mathbf{Q_u}$= Pu=108 KN

Q= $0.045 \times 4.2 \times 10^3 \times 150 \times \frac{25}{1.5} = 472.5 \times 10^3$ N.= 472.5 KN

Qu<< Q ⟶ Condition vérifiée

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

4-Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

Au niveau de U : $T_{max} = V_u = \frac{p}{2U+V} = \frac{80}{2\times1.05+1.05} = 25.40KN$.

Au niveau de V : $Tmax = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3\times1.05} = 25.40\,KN$

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

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \longrightarrow \tau_u = \frac{25.40x10^3}{1000x130} \longrightarrow \tau_u = 0.195$ MPa ⟶ Condition vérifiée.

$\bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow \bar{\tau} = \frac{0.07x25}{1.5} \longrightarrow \bar{\tau}$ = 1.167 MPa

5-Diametre maximal des barres

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10}$$

$\phi_{max} = 10mm \leq \frac{150}{10} = 15mm$ Condition vérifiée

III-4-5) Vérification a l'E.L.S :

Les moments à l'E.L.S

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle**

ρ= 0.8→ μ_x =0.0632 et μ_y =0.710

qs= G + Q

qs= 4.85 + 1 = **5.85 KN/ml**

$$M_{sx1} = 0{,}0632 \times (5.85) \times (1.40)^2 = 0.725 KN.m$$

$$M_{sy1} = 0{,}710 \times 0.725 = 0.515 KN.m$$

- **Moment engendré par le système de levage**

Etat limite de service (ELS) : υ *=0.2*

P_s = Q

P_s = P= 80 KN

$$M_{sx2} = P_s.(M_1 + \upsilon.M_2) = 80 \times (0{,}076 + 0{,}2 \times 0{,}056) = 6.976\ KN.m$$

$$M_{sy2} = P_s.(M_2 + \upsilon.M_1) = 80 \times (0{,}056 + 0{,}2 \times 0{,}076) = 5.696 KN.m$$

- **Superposition des moments**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.725 + 6.976 = 7.701 KN.m$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.515 + 5.696 = 6.211 KN.m$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

- **En travée :**

$$M_x^t = 0{,}85 \times M_x = 0{,}85 \times 7.701 = 6.546 KN.m$$

$$M_y^t = 0{,}85 \times M_y = 0{,}85 \times 6.211 = 5.279 KN.m$$

- ***En appuis :***

$$M_x^a = 0{,}3 \times M_x = 0{,}3 \times 7.701 = 2.310\ KN.m$$

$$M_y^a = 0{,}3 \times M_y = 0{,}3 \times 6.211 = 1.863 KN.m$$

- Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

- Etat limite de compression du béton :

Sens x-x

Aux appuis Ma = 2.310 KN.m .

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 13} = 0.155 \Rightarrow$$ k = 62.64 et β = 0.936.

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d\, Aa} = \frac{2.310 \times 10^6}{0{,}936 \times 130 \times 2{,}01 \times 10^2} = 94.45 MPa$$

$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{94.45}{62.64}$ = 1,51 MPa < 15 MPA $\Rightarrow$ condition vérifiée.

En travée Mt = 6.546 KN.m.

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \Longrightarrow$$ k = 48.64 et β = 0.921.

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\, At} = \frac{6.546 \times 10^6}{0{,}921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 174.12\ MPa$$

$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{174.12}{48.64}$ =3.58 MPa < 15 MPA $\Rightarrow$ condition vérifiée.

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

III.5) Accrotère :

III.5.1 Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1kN/ml provoquant un moment de flexion.

Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries

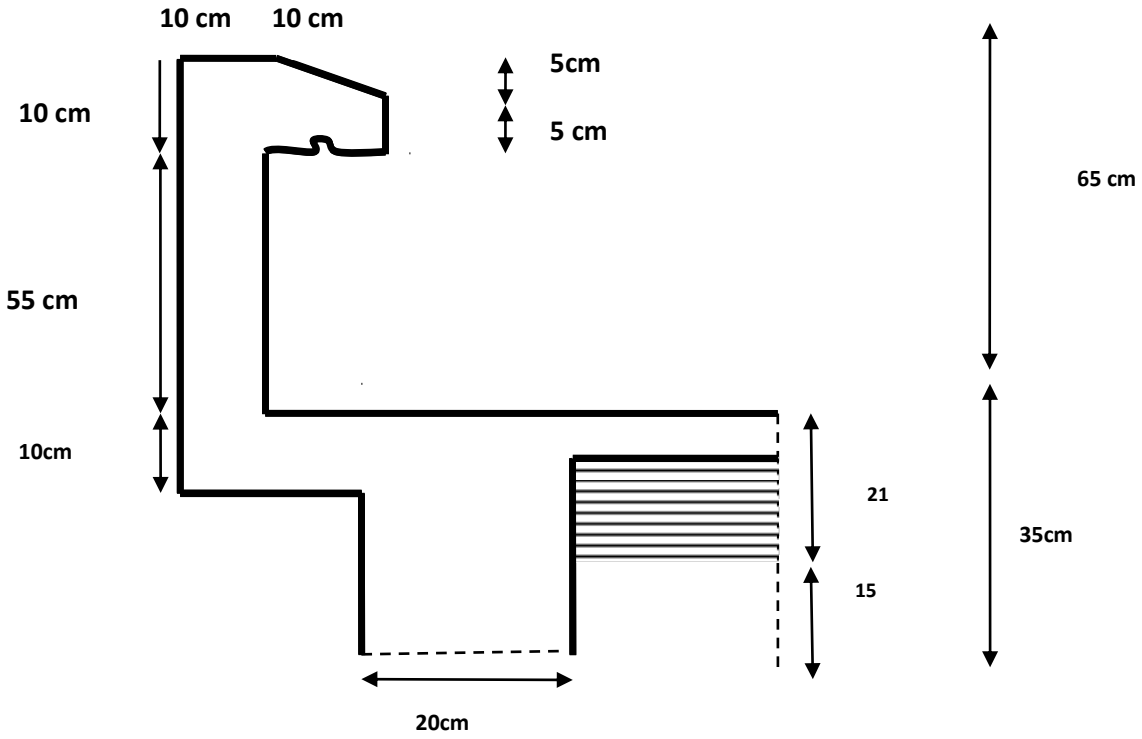


Fig (III.24) : Coupe verticale de l'acrotère

III.5.2 Calcul de l'acrotère :

III.5.2.1 Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de l'acrotère : G = [(0.1× 0.65) + (0.1 × 0.05) + (0.1 × 0.05)/2]+ × 25

G = 1.812 kn /ml

- Surcharge d'exploitation : Q= 1 KN/m

❖ **calcul des sollicitations :**

- L'effort normal : N = G×1ml= 1.812 KN
- L'effort tranchant : T = Q×1ml = 1 KN
- Le moment fléchissant du a Q : M =QxHx1ml=1x0.65 x1ml = 0.65 KN.m

○ **Schéma statique :**

○

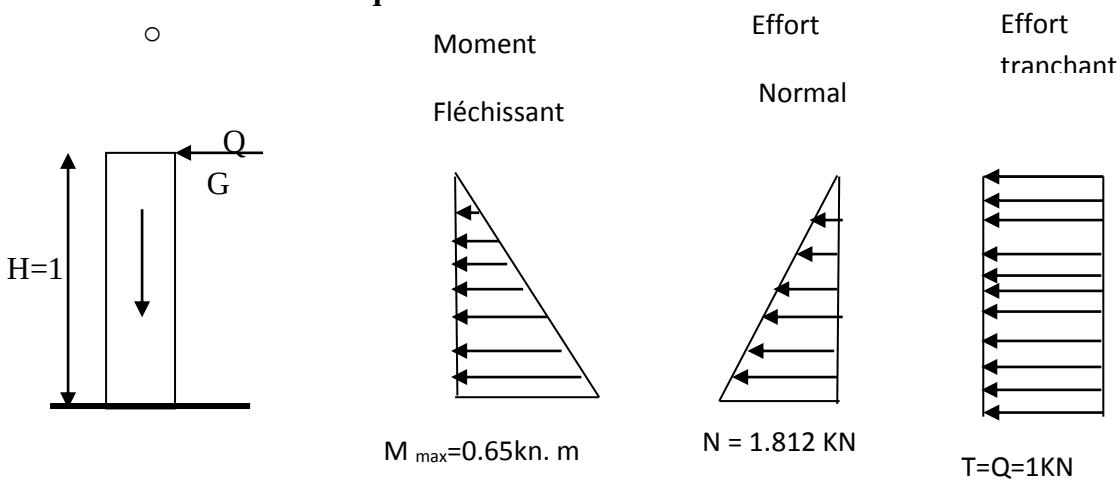


Fig. III.25 Diagramme des efforts internes (M, N, T)

❖ **Combinaisons de charges:**

a- Etat limite ultime

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

- **Effort normal de compression**

$N_u = 1{,}35N = 1{,}35 \times 1.812 = 2.446KN$

- **Effort tranchant**

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

- **Moment fléchissant**

$M_u = 1{,}5M = 1{,}5 \times 0.65 = 0.975KN.m$

b- Etat limite de service

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

- **Effort normal de compression**

$N_s = N = 1.812KN$

- **Effort tranchant :**

$T_s = T = 1KN$

- **Moment fléchissant :**

$M_s = M = 0.65KN.m$

III.5.2.2 Ferraillage de l'acrotère :

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

b : La largeur de la section. h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile. A: La section des armatures.

c : Enrobage.

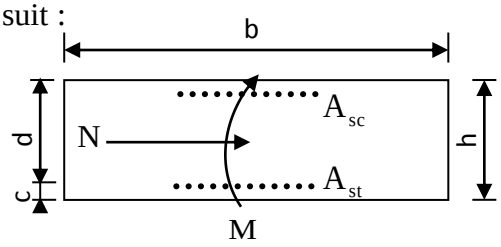


Fig:III-26: ferraillage de l'accrotère

***a-* Etat limite ultime :**

➢ **Calcul de l'excentricité :**

$b = 100\,cm$; $h = 10\,cm$; $c = 5cm$

$$\left.\begin{array}{l} e_u = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{0.975}{2.446} \approx 0.40m = 40\,cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{0{,}10}{2} - 0{,}05 = 0\,m = 0\,cm \end{array}\right\} \longrightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est **partiellement comprimée.** Elle sera calculée en flexion composée

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

▪ **Armatures fictive**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = 2.446 \times (0.40 + 0{,}05 - 0{,}05) = 0.978 KN.m$$

$$M_f = f_{bu}.b.d^2.\mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{0.978\times10^6}{14{,}2\times100\times(50)^2} = 0{,}027 \langle \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st}.d.\beta_f} = \frac{0.978\times10^6}{348\times50\times0{,}986} \approx 0.57cm^2$$

▪ **Armature réelle**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0{,}57 - \frac{2.446\times10^3}{348} \approx 0{,}5cm^2$$

III.5.2.3 Vérifications a l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0{,}23\times\frac{2{,}1}{400}\times1000\times50 = 0.604cm^2$$

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

Le ferraillage se fera avec la section minimale.

Soit : **A_S = 9T8=4.52cm²/ml** avec un espacement **S_t = 20cm.**

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2$$

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

b) <u>Contrainte tangentielle</u> **[<u>Art.A.5.2,2 / BAEL91</u>]**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{0{,}15.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \; ; \; 4MPa\right\}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{2{,}5MPa \; ; \; 4MPa\right\} \Rightarrow \left(\overline{\tau} = 2{,}5MPa\right)$$

$$T_u = 1{,}5KN.$$

$$\tau_u = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 50} = 0{,}03MPA.$$

$\tau_u = 0{,}03MPa \leq \overline{\tau}_u = 2{,}50MPa$ .....**<u>Condition vérifiée</u>**.

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir

c) <u>Vérification de l'adhérence dans les barres</u> **[Art.A.6.1,3 / BAEL]**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i} \qquad \text{et : } \overline{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28.}$$

Avec :

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 : Perimeter utile des barres.

$$Ui = \sum n.\pi.\phi$$

n : Le nombre de barres.

<u>A.N :</u>

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

$$\sum Ui = 5 \times 3{,}14 \times 0{,}8 = 12.56\,cm$$

$$\tau_{se} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{0{,}9 \times 50 \times 47.73 \times 10} = 0{,}07\,MPa$$

$\tau_{se} = 0.07\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa$ ..... **Condition vérifiée**.

d) Ancrage des barres : **[Art A.6.1, 22 / BAEL91]**

La longueur du scellement droit est donnée par :

Ls = 40 Φ pour FeE 400

Ls = 50 Φ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 → Ls = 40 Φ = 40 0.8 = 32 cm

On adoptera : $L_s = 32\,cm$

Espacements des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable → St Min (2h;25cm)=20 cm

III.5.2.4 Vérification à l'ELS :

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

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier [Art A.4.5,32/BAEL99]

σst=min $\{\frac{2}{3}$ fe ; max(0.5fe ;110 $n.\overline{fc_{28}}\}$

Avec : ŋ : coefficient de fissuration {ŋ=1.6 H.A ; ŋ=1 r.l}

Dans notre cas : η = 1.6

σst= min {266.6, max (200,201.63)} → σst= 201.63 MPa.

$\sigma st = \frac{Ms}{\beta \times d \times Ast}$

$\rho 1 = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 5} = 0.904$

ρ1=0.904→ ß1= 0.865

$\sigma st = \frac{0.65 \times 100}{0.865 \times 50 \times 452} = 33.25$ MPa

σst= 33.25Mpa σst = 201.63 MPa → Condition vérifiée **b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

σbc= 0.6 fc28= 0.6 25 = 15MPa

σbc= $\frac{\sigma st}{K1} = \frac{33.25}{37.63}$ = 0.884 MPa

σbc= 0.884 Mpa σbc= 15 MPa → Condition vérifiée

c) <u>Vérification au séisme :</u> **<u>[RPA 99 /Art.6.2.3]</u>**

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces Sismiques l'aide de la formule suivante :

Fp = 4 A Cp Wp

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone III , groupe d'usage 2) →

A=0.25 (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

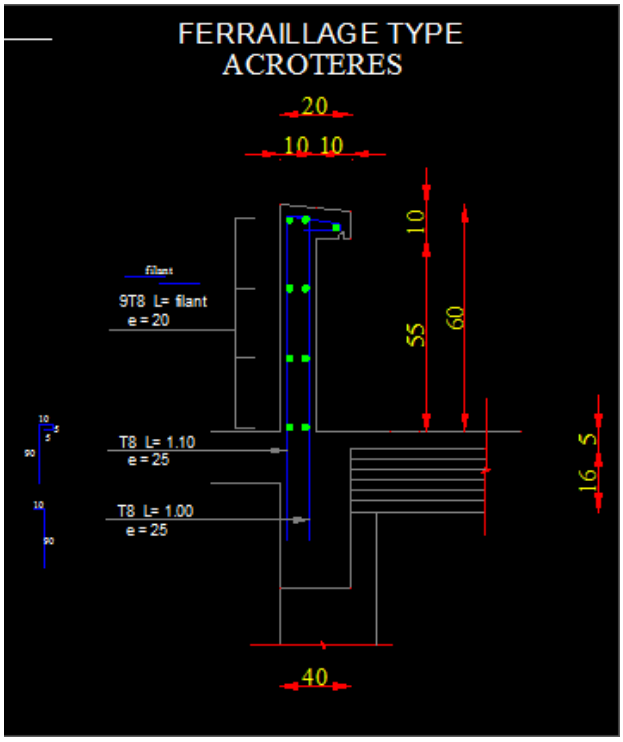
Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : Cp = 0.3

Wp : Poids de l'acrotère (Wp= 1.812 [kN/ml])

D'ou : Fp = 4 0.25 0.3 1.812 = 0.543 [kN/ml].
Fp = 0.326kN/ml Q = 1 kN/ml → La condition est vérifiée.

Schéma de ferraillage :



Introduction :

Le système ***Robot*** *est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil.* ***Robot*** *dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).*

IV.1.Présentation du logiciel ROBOT :

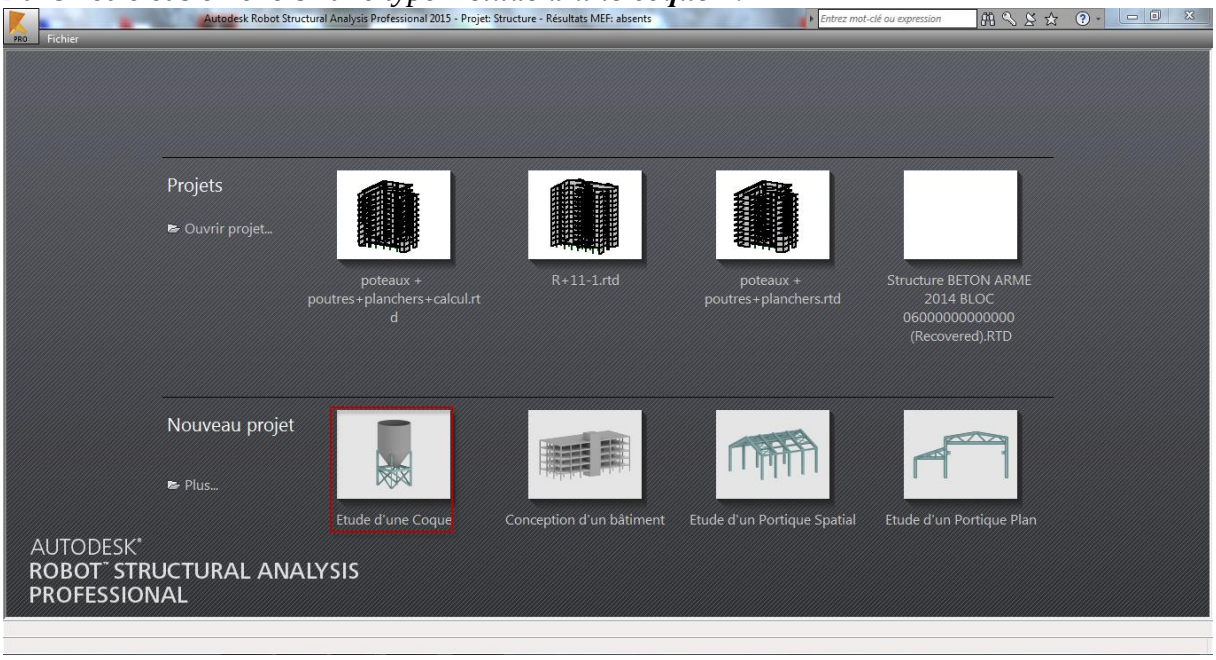
Robot *est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferraillage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants.*

IV.2 Etapes de modélisation :

- ***Lancement du Programme Robot :***

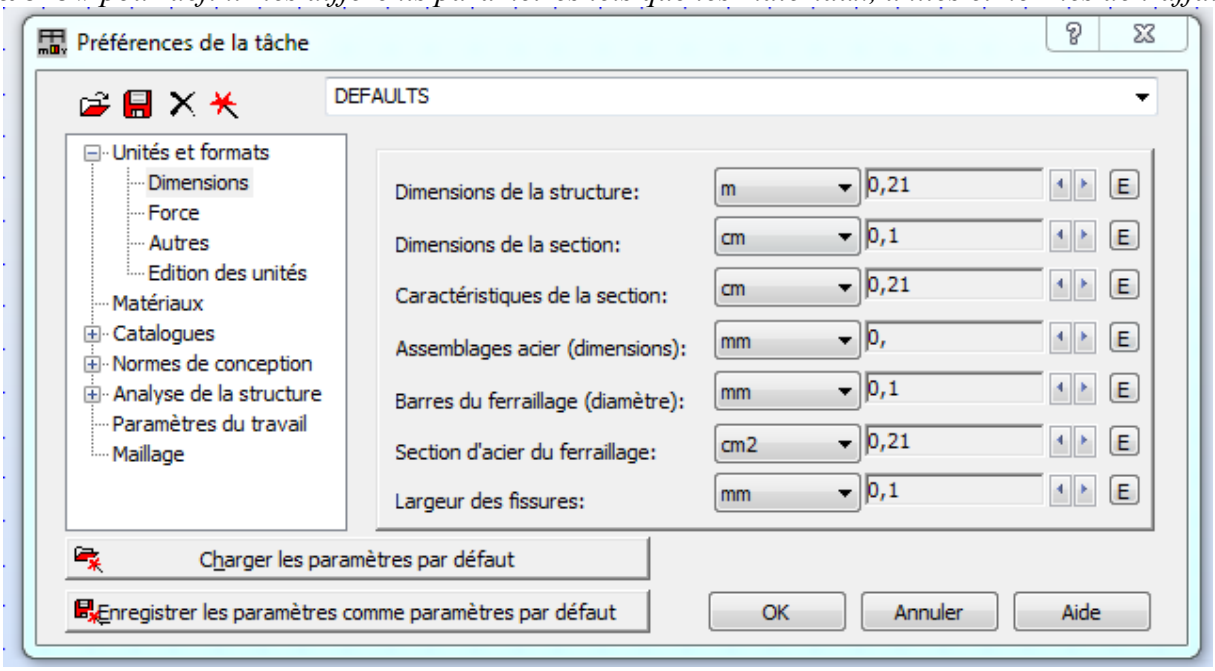
- ***Choix du type de la structure :***

Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.
*Dans notre cas on choisira le type « **étude d'une coque** ».*



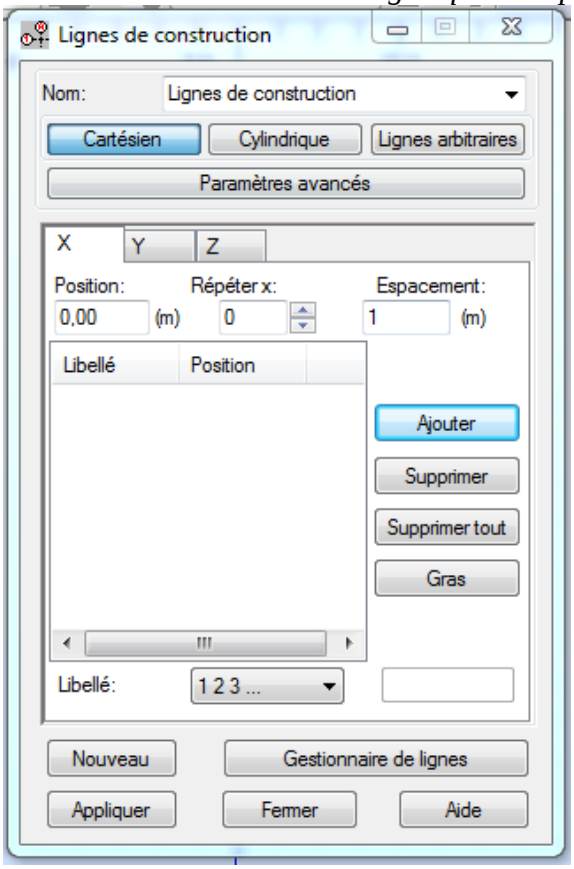
- ***Configuration des préférences de l'affaire :***

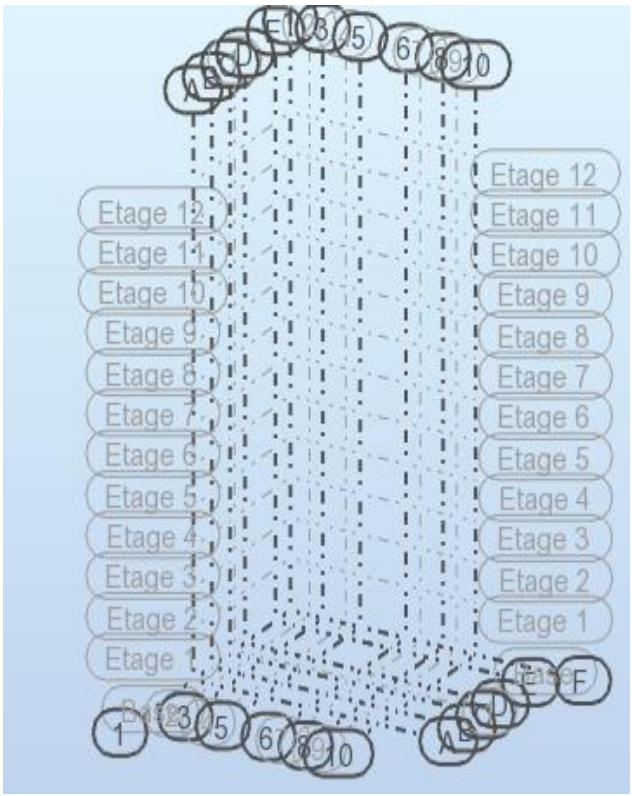
Pour la modélisation d'une structure sur le logiciel ***Robot*** *on commence par « **préférences de la tâche** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.*



- ***Ligne de construction :***

Pour commencer à modéliser notre structure on doit d'abord créer des lignes de construction, dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône .
Et on aura cette boite de dialogue qui nous permettra de créer ces derniers.

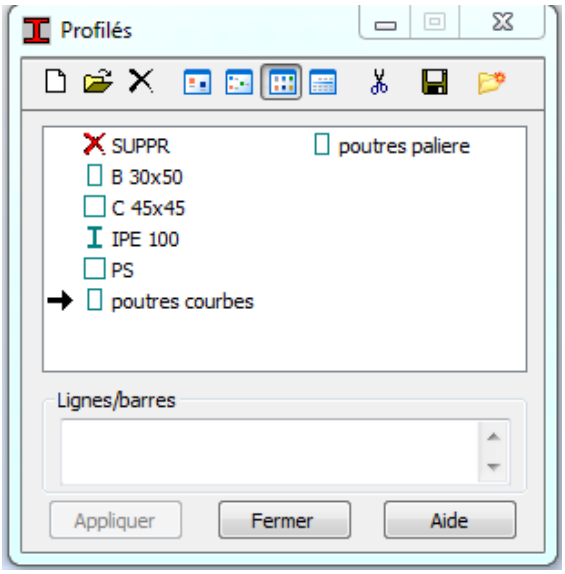




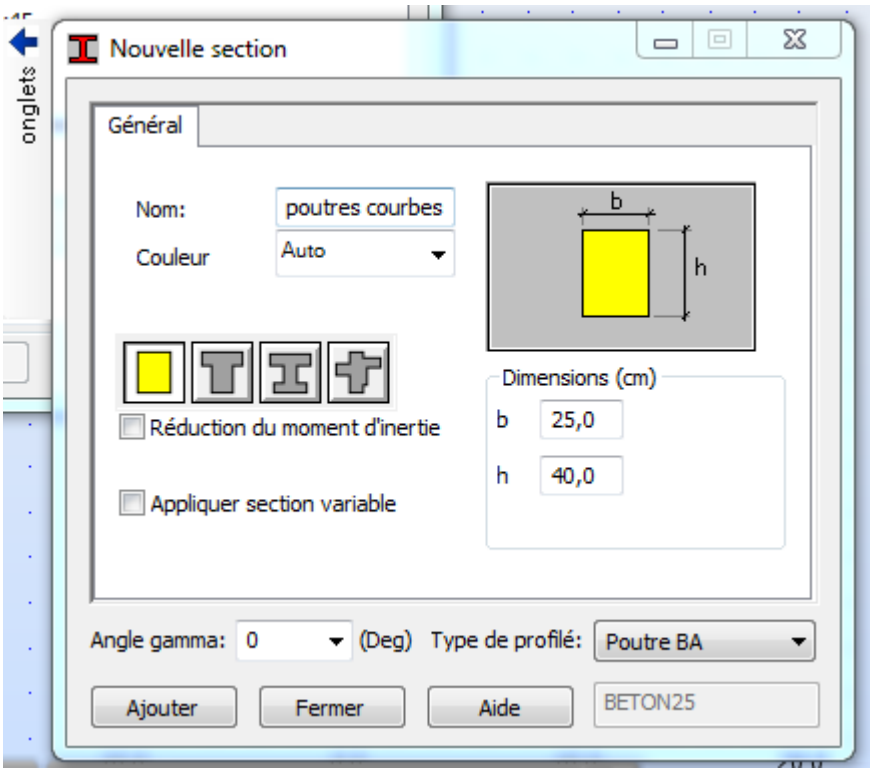
- ***Définition des sections poteaux et poutres (Profilés des barres) :***

Cette étape nous permet de définir les différentes sections des éléments barre qui existent dans la structure on cliquant sur l'icône .

Et on aura la boite de dialogue suivante.



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » *et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.*



Affectation des sections (création des barres) :

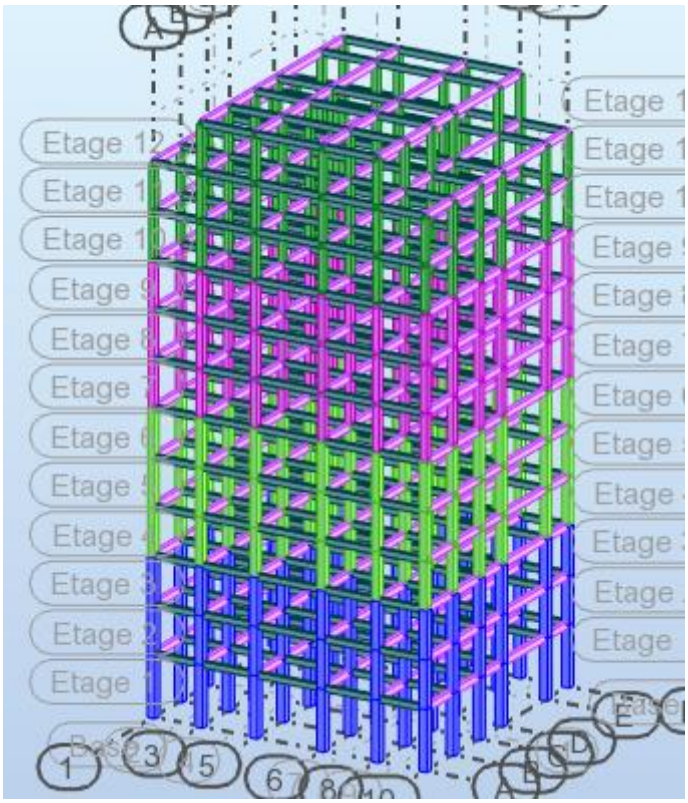
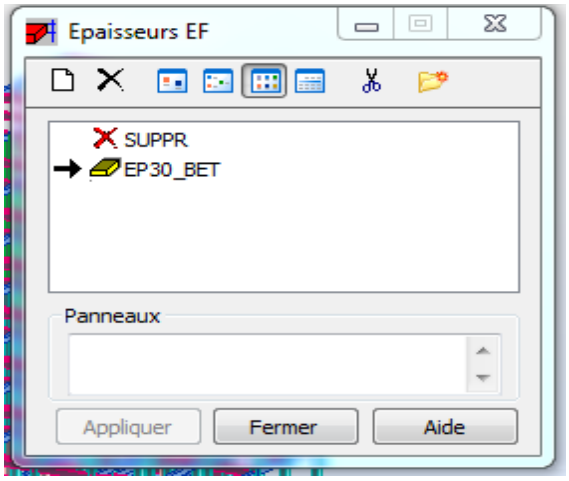


fig IV-1: modèle de Poteau-poutre de la structure

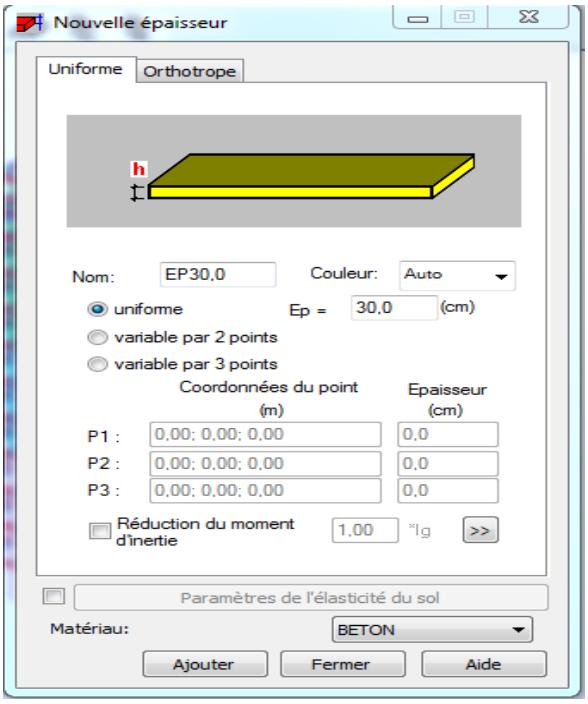
- ***Création des panneaux***

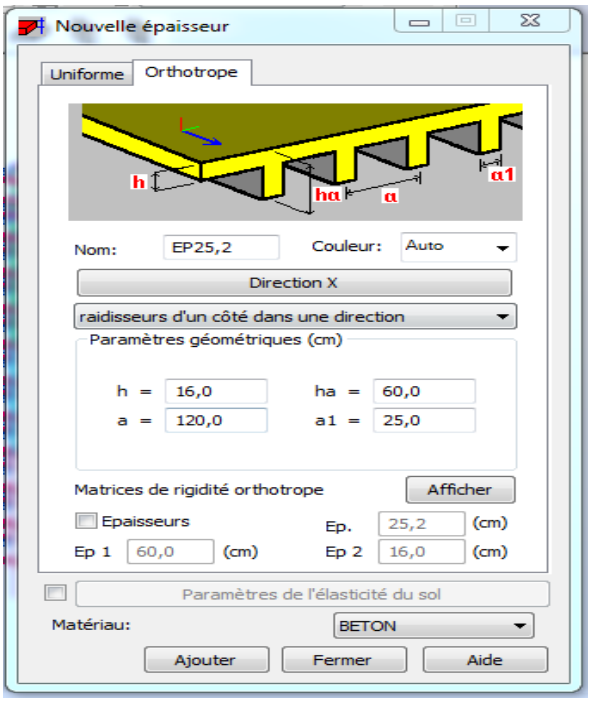
Cette étape nous permet de définir les différentes sections des éléments panneau qui existent dans la structure on cliquant sur l'icône.

Et on aura la boite de dialogue suivante.

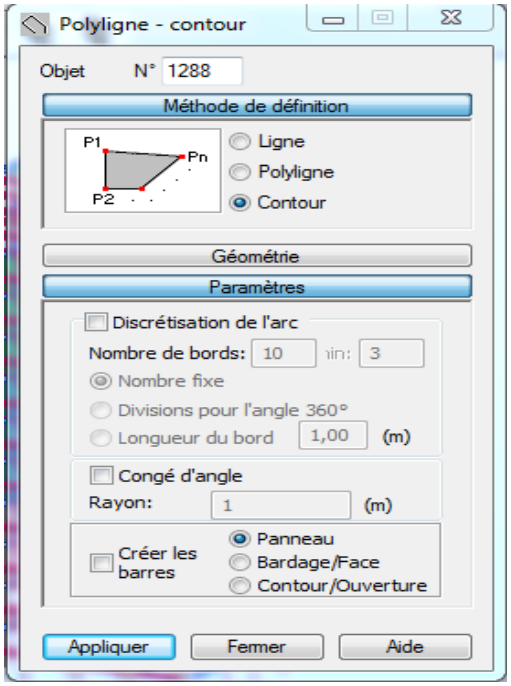


Puis on clique sur « Définir nouvelle épaisseur » *et on choisit le type et la géométrie de notre panneau, en introduisant les dimensions de nos éléments.*





Avant de modéliser les panneaux, on doit créer leurs lignes de construction et définir les contours, pour cela on clique sur l'icône *« **poly ligne-contour** » et on coche la case « **contour** » et la case « **panneau** » dans « **paramètre** », puis on passe au mode graphique pour construire ce contour.*



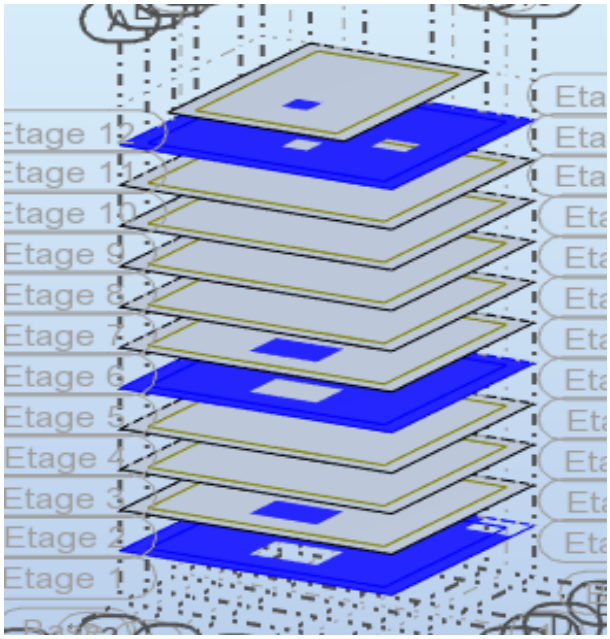
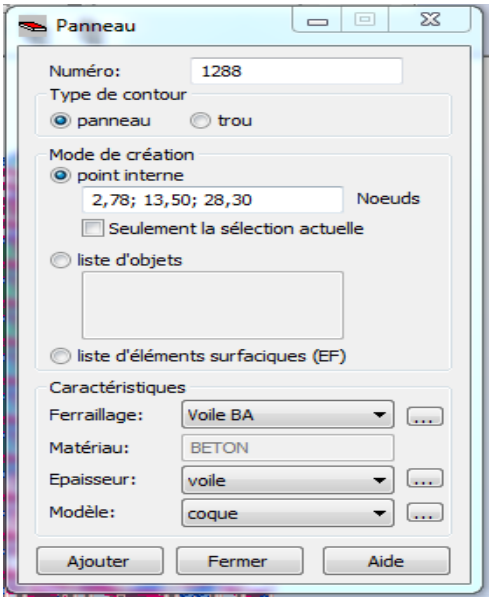


Fig. IV-2 : model des planchers de notre bâtiment.

Pour la modélisation des voiles, on clique sur l'icône « ***panneau*** » *dans la barre d'outils, on coche la case panneau et on pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour crée pour le voile.*

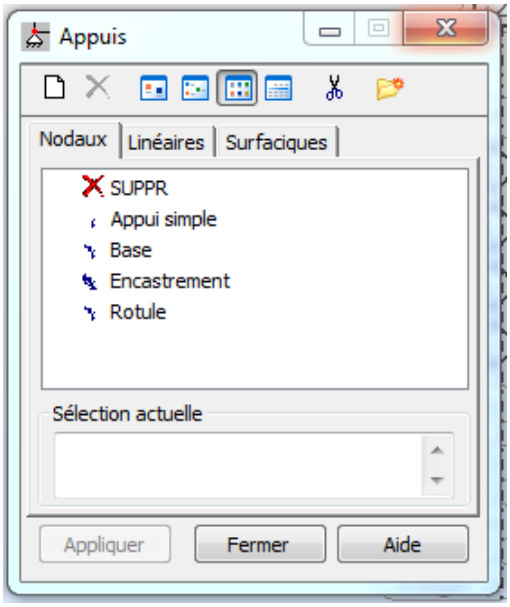


- ***Encastrement de la structure :***

Afficher la structure en vue XY, niveau 0,00

Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis en cliquant sur l'icône *Dans la boite de dialogue* ***« Appuis »****, on clique sur l'onglet* ***« Nodaux»*** *puis sur* ***« Encastrement ».***

Pour encastrer la base des voiles on clique sur l'ongle ***«Linéaires »*** *puis sur* ***«Encastrement ».***



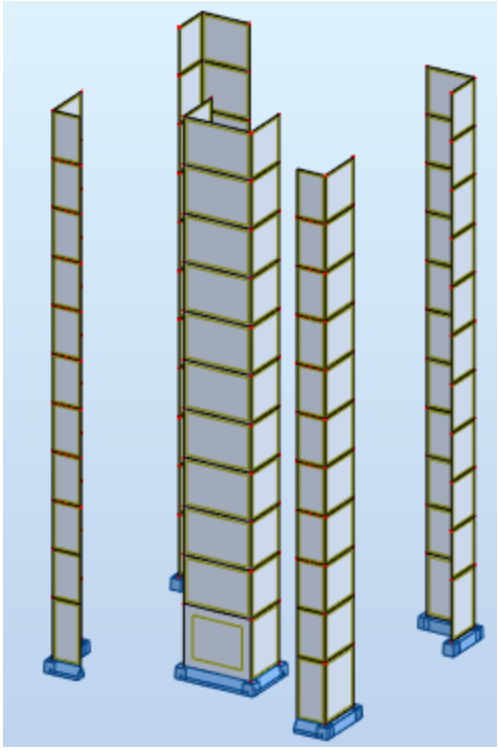
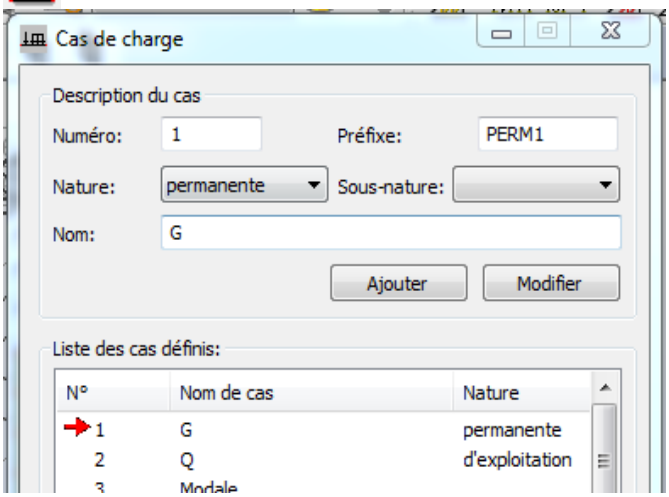


Fig.IV-3 : model des voiles de notre bâtiment.

- ***Définition des cas de charges :***

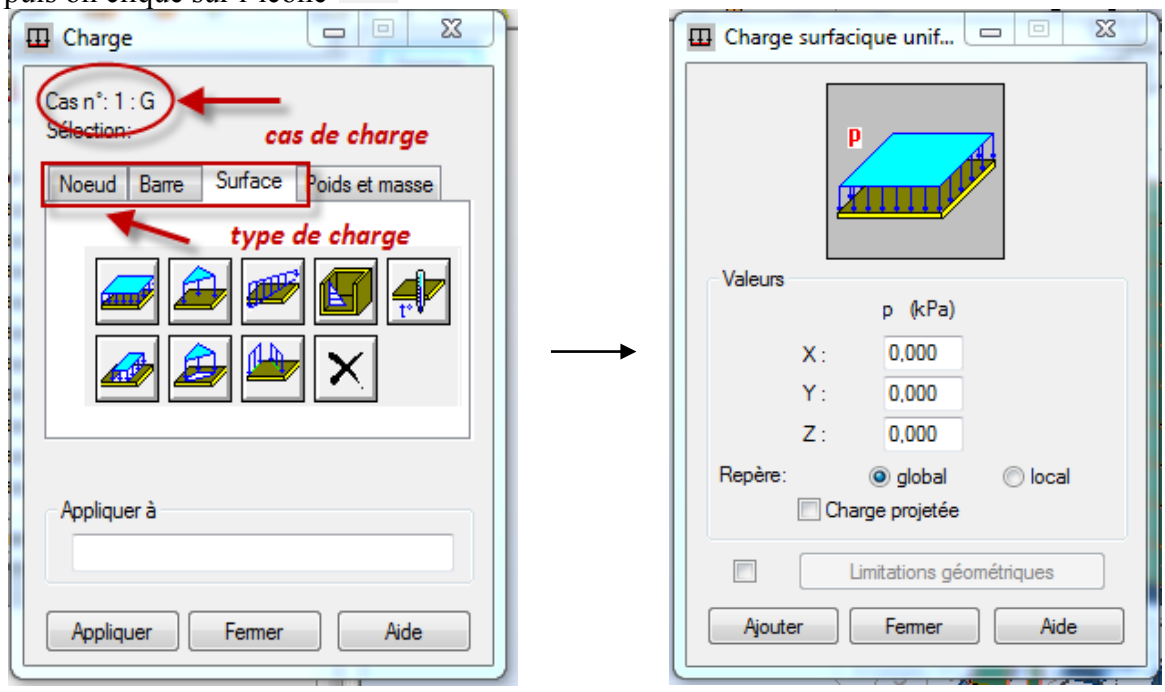
Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône



Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les opérations suivantes :
- La Nature du cas de charge
- Le Nom du cas de charge
- Cliquez sur le bouton Ajouter

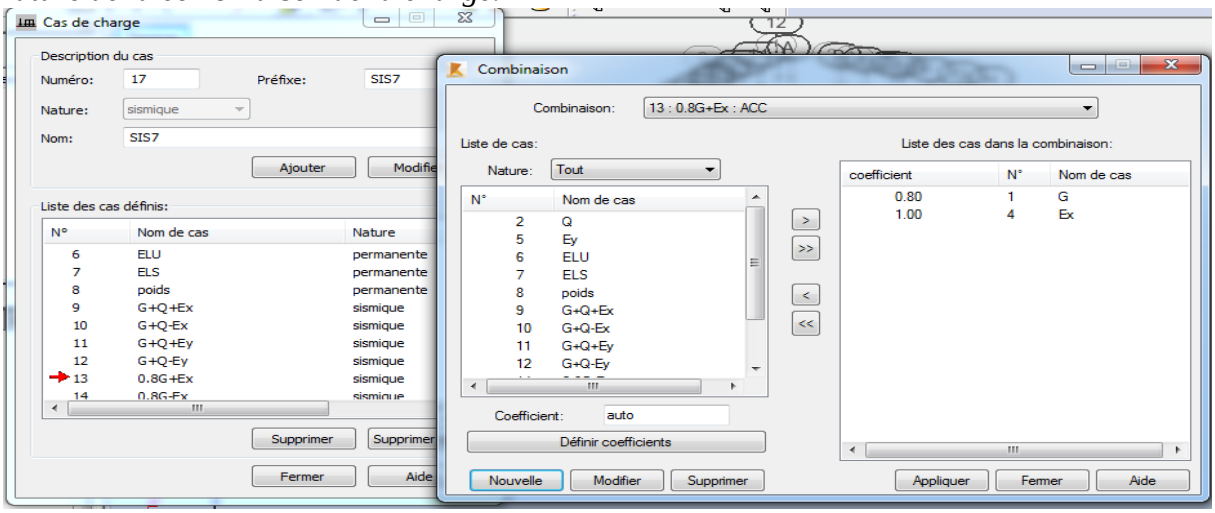
- **Chargement de la structure :**

Pour charger la structure on choisit le type de charge **G** (permanente) ou **Q** (exploitation), puis on clique sur l'icône



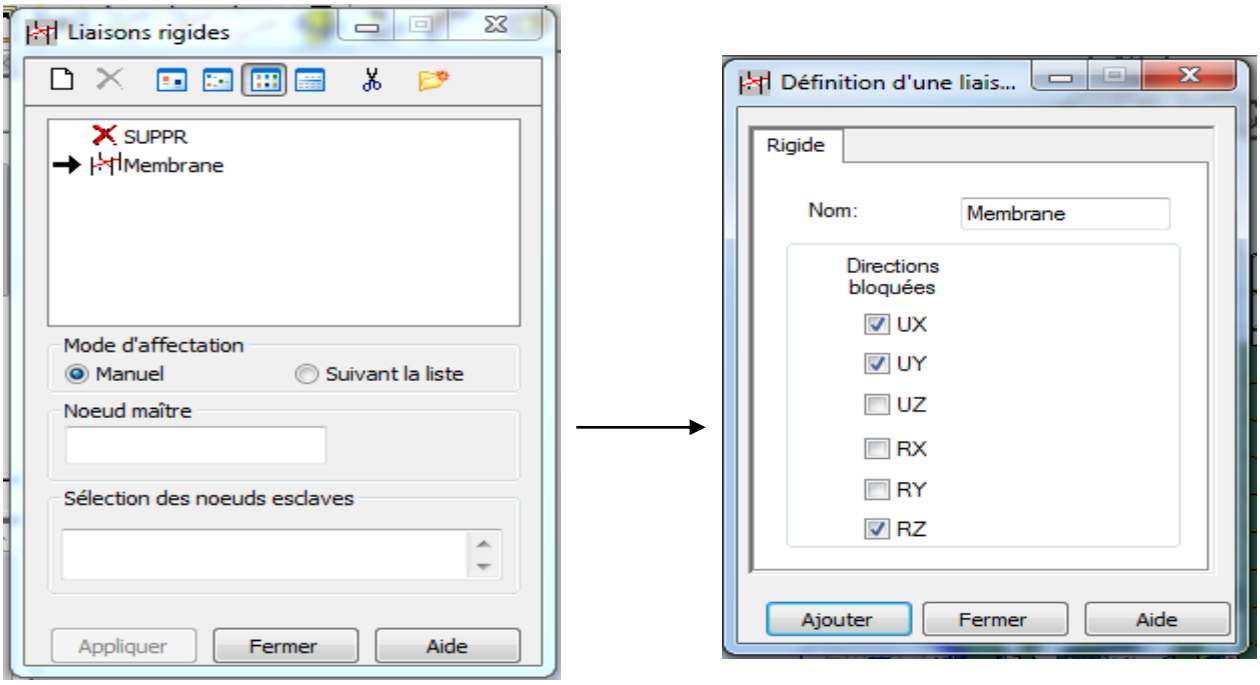
Par le même raisonnement on introduit la charge d'exploitation ***Q*** *puis on charge la structure.*

- ***Définition des combinaisons des charges***
- *Par la même façon que la définition des cas de charge sauf que dans cette étape on change la nature de la combinaison de la charge.*



- ***Liaisons rigides :***

*Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir les liaisons rigides des planchers de tous les niveaux, et pour cela dans le menu déroulant « **structure** » on clique sur « **caractéristiques additionnelles** », puis sur « **liaisons rigides** ». Le logiciel nous donnera le tableau suivant :*



*Enfin en coche la case **RZ** et on clique sur « **Ajouter** ».ensuite on affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône* *et on choisit le nœud maitre qu'on introduit dans le tableau précédant.*
*On finit par sélectionner la structure et on clique sur « **appliquer** ».*
On répète cette opération pour tous les planchers de la structure.

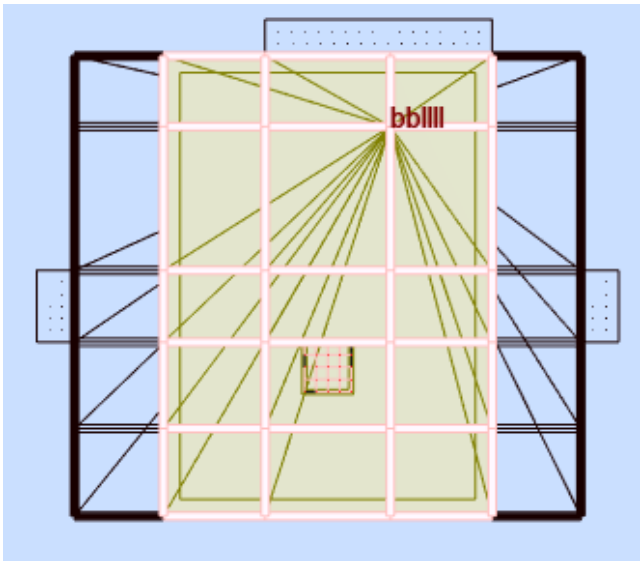
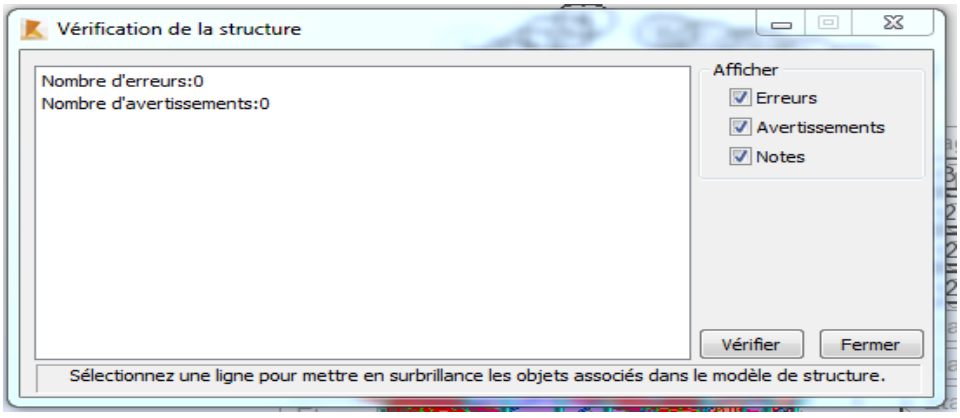


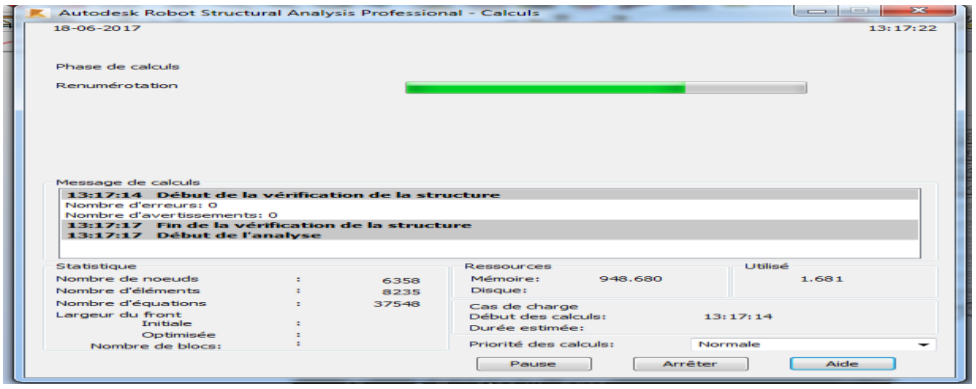
Fig. IV-4 : diaphragmes

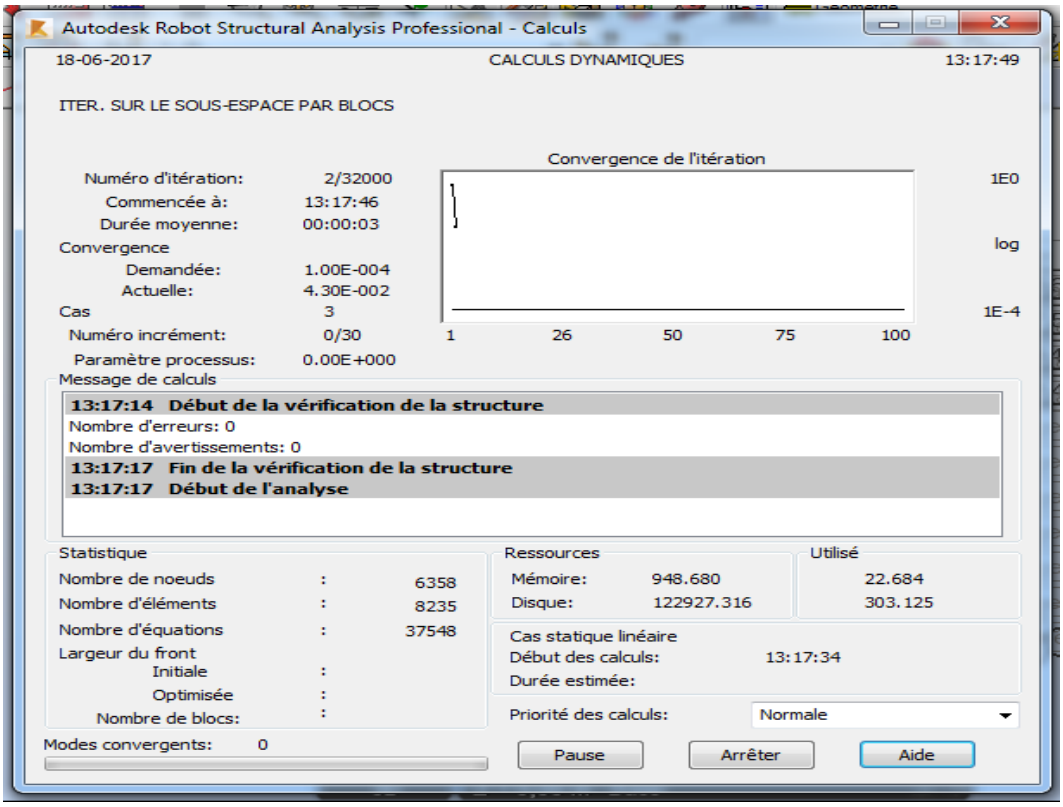
- ***Calcul de la structure***

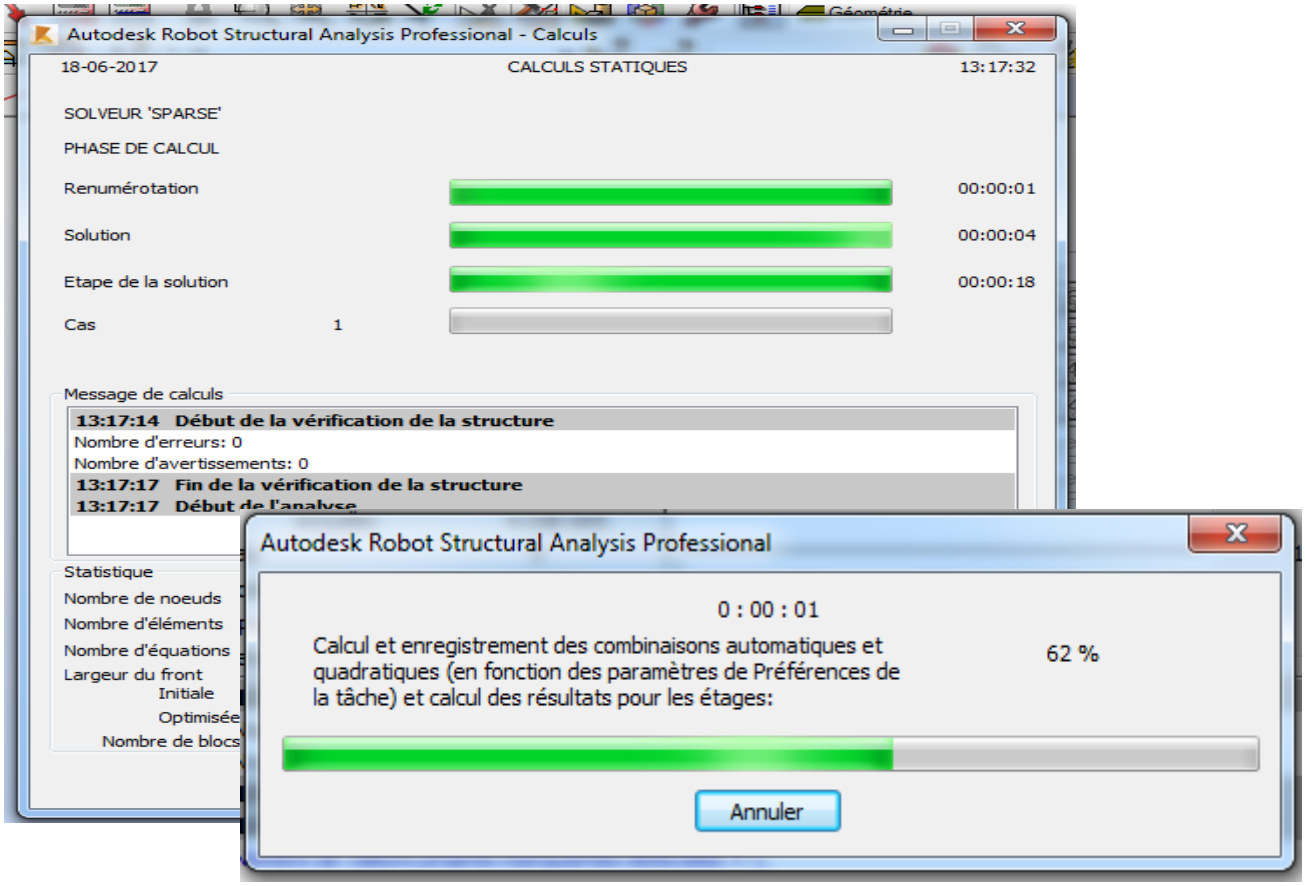
Après vérification de la structure et si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique avec l'icône .



Le calcul :




Autodesk Robot Structural Analysis Professional - Calculs
18-06-2017
CALCULS DYNAMIQUES
13:17:49
ITER. SUR LE SOUS-ESPACE PAR BLOCS
Convergence de l'itération
Numéro d'itération: 2/32000
Commencée à: 13:17:46
Durée moyenne: 00:00:03
Convergence
Demandée: 1.00E-004
Actuelle: 4.30E-002
Cas 3
Numéro incrément: 0/30
Paramètre processus: 0.00E+000
1E0
log
1E-4
1
26
50
75
100
Message de calculs
13:17:14 Début de la vérification de la structure
Nombre d'erreurs: 0
Nombre d'avertissements: 0
13:17:17 Fin de la vérification de la structure
13:17:17 Début de l'analyse
Statistique
Nombre de noeuds : 6358
Nombre d'éléments : 8235
Nombre d'équations : 37548
Largeur du front
Initiale :
Optimisée :
Nombre de blocs :
Ressources
Utilisé
Mémoire: 948.680 22.684
Disque: 122927.316 303.125
Cas statique linéaire
Début des calculs: 13:17:34
Durée estimée:
Priorité des calculs: Normale
Modes convergents: 0
Pause
Arrêter
Aide


Autodesk Robot Structural Analysis Professional - Calculs
18-06-2017
CALCULS STATIQUES
13:17:32
SOLVEUR 'SPARSE'
PHASE DE CALCUL
Renumérotation 00:00:01
Solution 00:00:04
Etape de la solution 00:00:18
Cas 1
Message de calculs
13:17:14 Début de la vérification de la structure
Nombre d'erreurs: 0
Nombre d'avertissements: 0
13:17:17 Fin de la vérification de la structure
Statistique
Nombre de noeuds
Nombre d'éléments
Nombre d'équations
Largeur du front
Initiale
Optimisée
Nombre de blocs
Autodesk Robot Structural Analysis Professional
0 : 00 : 01
Calcul et enregistrement des combinaisons automatiques et quadratiques (en fonction des paramètres de Préférences de la tâche) et calcul des résultats pour les étages:
62 %
Annuler

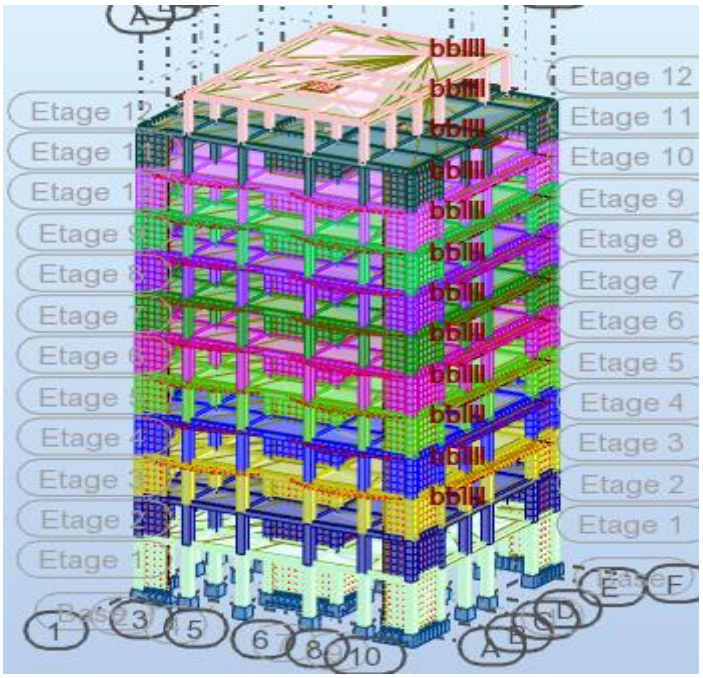


Fig. IV-5 :Vue en 3d de la structure étudiée.

VI-3: Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat:

Méthode dynamique modale spectrale :

1) Principe de la méthode :

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse.
Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

2) Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment à usage habitation avec une hauteur totale de :
H = 30,60m < 48 m**, qui est classer selon le **RPA 99 / version 2003** dans le **groupe d'usage 2.

Classification du site : (Art 3.3, RPA 99 / version 2003)

*D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie **S3 (Site meuble)** avec une contrainte admissible de σ_{sol} = **2.00 bars**.*

Conclusion

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT 2016, ainsi que l'exploitation de ces résultats.

V.1. Introduction :

Avant de passer au ferraillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier la stabilité de cette dernière en basant sur des normes et des conditions pour assurer au premier lieu la sécurité des usagers.

V-2 : Justification du système de contreventement :

Le contreventement dans le cas de notre bâtiment, est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale).

Afin de connaitre la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (effort sismique) que reprend chaque élément (portique; voile) et enfin juger le type de contreventement selon les règles du RPA, puis tirer R coefficient de comportement **[tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003**].

Catégorie	Description du système de contreventement	R
1a	Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques / voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau V.1 : Valeurs du coefficient R

Les charges verticales et horizontales reprises par le système de contreventement seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot.

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
4/ 1	3258,039	320,021	1202,890	2055,149	138,805	181,216	0,0	194,110	-194,110
4/ 2	3194,953	317,644	667,246	2527,707	96,599	221,045	0,0	163,529	-163,529
4/ 3	3090,158	311,610	822,798	2267,360	123,335	188,275	0,0	135,914	-135,914
4/ 4	2940,045	300,307	849,635	2090,410	128,773	171,533	0,0	110,642	-110,642
4/ 5	2754,399	284,118	908,251	1846,148	138,882	145,237	0,0	87,799	-87,799
4/ 6	2530,327	262,305	967,421	1562,906	146,867	115,438	0,0	67,751	-67,751
4/ 7	2269,991	235,145	848,146	1421,845	126,770	108,375	0,0	50,576	-50,576
4/ 8	1976,604	203,005	855,344	1121,259	125,831	77,174	0,0	34,996	-34,996
4/ 9	1634,450	164,621	819,666	814,783	121,638	42,983	0,0	22,232	-22,232
4/ 10	1239,583	120,626	741,960	497,623	95,990	24,636	0,0	13,786	-13,786
4/ 11	751,940	71,663	622,524	129,416	91,201	-19,538	0,0	7,112	-7,112
4/ 12	241,482	22,398	241,482	0,000	22,398	0,000	0,0	0,000	-0,000
5/ 1	320,017	3370,783	116,782	203,235	1438,814	1931,969	0,0	2010,211	-2010,211
5/ 2	317,363	3310,325	66,497	250,867	980,261	2330,065	0,0	1696,528	-1696,528
5/ 3	310,953	3208,447	82,656	228,297	1242,863	1965,584	0,0	1416,815	-1416,815
5/ 4	299,216	3059,615	85,569	213,647	1291,572	1768,043	0,0	1166,519	-1166,519
5/ 5	282,727	2872,298	91,657	191,070	1389,519	1482,778	0,0	936,030	-936,030
5/ 6	260,699	2641,021	97,651	163,047	1467,656	1173,365	0,0	733,497	-733,497
5/ 7	233,424	2369,420	85,420	148,004	1268,092	1101,328	0,0	559,143	-559,143
5/ 8	201,243	2061,216	85,965	115,278	1261,127	800,089	0,0	398,063	-398,063
5/ 9	162,998	1702,869	82,176	80,822	1221,834	481,035	0,0	261,331	-261,331
5/ 10	119,165	1288,490	74,094	45,071	967,748	320,742	0,0	162,164	-162,164
5/ 11	70,165	787,708	62,570	7,595	916,680	-128,972	0,0	81,471	-81,471
5/ 12	21,847	265,661	21,847	0,000	265,661	-0,000	0,0	0,000	-0,000
7 (C)/ 1	0,000	0,0	-1,267	1,267	2,891	-2,891	-29121,266	-19587,454	-9533,813
7 (C)/ 2	0,000	0,0	-1,245	1,245	8,717	-8,717	-25844,568	-17518,282	-8326,285
7 (C)/ 3	0,000	0,0	-2,931	2,931	6,124	-6,124	-23297,679	-15751,203	-7546,477

Tableau V.2 : Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure.

- **Tableaux récapitulatifs des résultats trouvés :**

a. Sous charges verticales (ELS) :

Effort Normal Total : [KN]	29121.266	100%
Effort Normal Voiles : [KN]	9533.913	32.7%
Effort Normal portiques: [KN]	19587.454	67.24%

a. Sous charges horizontales (séisme E) :

Effort Horizontal Total : [KN]	Fx	3258.039	100%
	Fy	3370.783	100%
Effort Horizontal Voiles : [KN]	Fx	2055.149	63%
	Fy	1931.969	37%
Effort Horizontal portiques : [KN]	Fx	1202.890	57%
	Fy	1438.814	43%

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales, d'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par "voiles porteurs", donc le coefficient de comportement **R= 3,5.**

V-3 : vérification de la période :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$\mathbf{T= c_t h_N^{\frac{3}{4}}}$$

hN : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) on a :h_N=28m

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA2003 CT = 0.05.

On aura $T=0{,}05\times 39.7^{\frac{3}{4}}$

T= 0.791

Les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques.

T_{robot}=0.627 sec < 0.791 sec …….condition vérifiée.

V-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$\mathbf{V = \frac{A\times D\times Q}{R}\times W}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (kN).

a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient **(A)** est donné par le tableau **(4-1.RPA99/2003)** Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, Dans notre cas :

Zone III
Groupe 2B ⇨**A=0.25**

b) Coefficient de comportement de la structure (R) :

Le coefficient **(R)** est donné par le tableau **(4-3.RPA99/2003)** en fonction du système de Contreventement voiles porteurs dont **R=3.5.**

c) Facteur de qualité Q : $Q=1+\sum_1^6 p_q$

Pq : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau **(4-4.RPA99/2003)**

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	**NON**	**0.05**
2. Redondance en plan.	**NON**	**0.05**
3. Régularité en plan.	**NON**	**0**
4. Régularité en élévation.	**NON**	**0.05**
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	**OUI**	**0**
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	**OUI**	**0**

Tableau V-3 : Tableau de facteur de qualité Q pour notre structure

On aura donc : **Q**=1+ (0.05+0.05+0.05+0+0+0) = 1.15

Q=1.15

d) Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s. \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{3.0}^{\frac{2}{3}}\right] \left[\frac{3.0}{T}^{\frac{5}{3}}\right] & T \geq 3.0s. \end{cases}$$

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **(47.RPA99/2003).**

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de **site 3** ⇨ **T2 =0,50 s**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

(ξ %) = Le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau **(42.RPA99/2003).**

ξ =7% ⇨ Construction auto stable.

ξ =10 % ⇨ Contreventement par voiles.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$ OK

T : Période fondamentale de la structure **(4-24.RPA99/2003).**

Avec :

C_M : Centre de masse

C_R : Centre de rigidité

e_{x0} et e_{y0} : Excentricités accidentelles.

e_{x1} et e_{y1}: Excentricités théoriques.

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1/ 1	9,700 8,435 2,6	9,700 8,546 2,6	0,000	0,111	0,970	0,880
1/ 2	9,700 8,456 6,2	9,700 8,546 6,2	0,000	0,090	0,970	0,880
1/ 3	9,737 8,443 9,6	9,700 8,546 9,6	0,037	0,104	1,115	1,020
1/ 4	9,740 8,428 12,	9,700 8,545 12,	0,040	0,117	1,115	1,020
1/ 5	9,740 8,428 16,	9,700 8,545 16,	0,040	0,117	1,115	1,020
1/ 6	9,740 8,428 19,	9,700 8,545 19,	0,040	0,117	1,115	1,020
1/ 7	9,743 8,414 22,	9,700 8,544 22,	0,043	0,131	1,115	1,020
1/ 8	9,743 8,414 25,	9,700 8,544 25,	0,043	0,131	1,115	1,020
1/ 9	9,743 8,414 29,	9,700 8,544 29,	0,043	0,131	1,115	1,020
1/ 10	9,745 8,399 32,	9,700 8,543 32,	0,045	0,145	1,115	1,020
1/ 11	9,750 8,657 35,	9,700 8,543 35,	0,050	0,113	1,115	0,950
1/ 12	9,700 8,647 39,	9,700 8,650 39,	0,000	0,003	0,630	0,880

Tableau V-4 : vérification de l'excentricité

V- 6-pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,594	0,627	18,925	42,887
3/ 2	1,643	0,609	60,006	66,041
3/ 3	2,173	0,460	67,711	66,740
3/ 4	6,231	0,160	70,125	81,224
3/ 5	6,356	0,157	84,669	83,882
3/ 6	8,405	0,119	85,264	84,064
3/ 7	10,698	0,093	86,763	84,089
3/ 8	11,627	0,086	86,871	86,401
3/ 9	12,729	0,079	87,222	86,977
3/ 10	14,378	0,070	91,381	86,979
3/ 11	15,568	0,064	91,382	91,375
3/ 12	17,915	0,056	92,266	91,376

Tableau V-4 : pourcentages de participations des masses modales

V-7-Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = K\delta_{ek}$$

Avec :j

R : Coefficient de comportement **R=3.5**

δek : Déplacement dû aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après **(art 5.10. RPA99/2003)** le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]
4/ 1	0,299	0,063
4/ 2	0,738	0,167
4/ 3	1,302	0,327
4/ 4	1,963	0,509
4/ 5	2,692	0,717
4/ 6	3,460	0,941
4/ 7	4,254	1,177
4/ 8	5,049	1,417
4/ 9	5,829	1,657
4/ 10	6,638	1,901
4/ 11	7,624	1,947
4/ 12	7,578	1,407
5/ 1	0,039	0,297
5/ 2	0,095	0,762
5/ 3	0,170	1,377
5/ 4	0,257	2,108
5/ 5	0,354	2,919
5/ 6	0,456	3,777
5/ 7	0,563	4,664
5/ 8	0,669	5,550
5/ 9	0,774	6,421
5/ 10	0,881	7,287
5/ 11	0,996	8,084
5/ 12	0,936	8,549

Tableau V-5 : déplacement latéral inter étage

Niveau	X - X		Y - Y		[cm]	Observations
	δ (cm)	$\Delta k=\delta_k-\delta_{k-1}$	[cm]	[cm]		
12	7.578	0.046	8.549	0.465	3.20	**Condition vérifiée**
11	7.624	0.941	8.084	0.797	3.20	**Condition vérifiée**
10	6.638	0.809	7.287	0.866	3.24	**Condition Vérifiée**
09	5.829	0.78	6.421	0.871	3.24	**Condition vérifiée**
08	5.049	0.795	5.550	0.886	3.24	**Condition vérifiée**
07	4.254	0.794	4.664	0.887	3.24	**Condition vérifiée**
06	3.460	0.768	3.7777	0.858	3.24	**Condition Vérifiée**
05	2.692	0.729	2.919	0.811	3.24	**Condition Vérifiée**
04	1.963	0.661	2.108	0.731	3.24	**Condition Vérifiée**
03	1.302	0.564	1.377	0.615	3.24	**Condition vérifiée**
02	0.738	0.439	0.762	0.465	3.24	**Condition vérifiée**
01	0.299	0.299	0.297	0.297	4.14	**Condition vérifiée**

Conclusion :

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage ⇨ Condition vérifiée.

V-8 : Vérification de l'effort normal réduit(Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003) :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$\upsilon = \frac{Nd}{bc \times fc28} \leq 0.30$

Avac : Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière

Fc28 : est la résistance caractéristique de béton.

Pour les poteaux de RDC (55x55)cm^2 , Nd(KN)

$\upsilon = \frac{1235.292 \times 10^3}{550 \times 550 \times 25} = 0.16 \leq 0.30$ de la condition de RPA ➡ condition vérifié

V-9 : Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ (Art 5.9 RPA99 version2003) :

L'effet $P - \Delta$ représente la stabilité d'ensemble, c'est à dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Les effets de 2eme ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

Pk : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk : Hauteur d'étage « k ».

+

Tableau V-6: tableau justificatif vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$

		Sens X X				Sens Y Y			
Niveau	**P(KN)**	Δ_k	V_K	h_k	θ_x	Δ_k	V_K	h_k	θ_Y
RDC	28240.857	0.299	3258.039	414	0.0062	0.297	3370.783	414	0.006
1	25039.803	0.439	3197.953	324	0.012	0.465	3310.325	324	0.011
2	22568.559	0.564	3090.158	324	0.012	0.615	3208.447	324	0.013
3	19918.487	0.661	2940.045	324	0.014	0.731	3059.615	324	0.014
4	17367.861	0.729	2745.399	324	0.014	0.811	2872.298	324	0.015
5	14817.235	0.768	2530.327	324	0.014	0.858	2641.021	324	0.015
6	12312.54	0.794	2269.991	324	0.013	0.887	2369.420	324	0.014
7	9897.820	0.795	1976.604	324	0.012	0.886	2061.216	324	0.013
8	7483.100	0.78	1634.450	324	0.011	0.871	1702.869	324	0.012
9	5106.476	0.809	1239.583	324	0.010	0.866	1288.490	324	0.010
10	2818.827	0.941	751.940	320	0.011	0.797	787.708	320	0.009
11	740.490	0.046	241.482	320	0.004	0.465	265.661	320	0.004

Conclusion : La condition est satisfaite à tous les niveaux, donc les effets peuvent être négligés dans notre cas de bâtiment

VI-1 : ferraillage des poteaux :

VI-1-1 : Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ *à l'ELU.*
- $G+Q \rightarrow$ *à l'ELS*
- $G+Q\pm E \rightarrow$ *RPA99 modifié 2003.*
- $0,8G\pm E \rightarrow$ *RPA99 modifié 2003.*

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.*

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- *Section partiellement comprimée* ***(SPC)****.*
- *Section entièrement comprimée* ***(SEC).***

VI-1-2 : Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

A) *Armatures longitudinales :*

- *Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.*
- *Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :*

a) *Le pourcentage minimal d'armatures en zone nodale sera* $0,9\% \times b \times h$ *(en zone III)*

Poteaux $(55\times 55) A_{min} = 0,009\times 55\times 55 = 27.225\ cm^2$

Poteaux (50×50) *:* $A_{min} = 0,009\times 50\times 50 = 22.5\ cm^2$

Poteaux (45×45) *:* $Amin = 0,009\times 45\times 45 = 18.225\ cm^2$

Poteaux (40×40) *:* $Amin = 0,009\times 40\times 40 = 14.4 cm^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\%\times bh$ *(en zone* II_b*)*

Poteaux(55×55) *:* $A_{max} = 0,06\times 55\times 55 = 181.5\ cm^2$

Poteaux (50×50) *:* $A_{max} = 0,06\times 50\times 50 = 150\ cm^2$

Poteaux (45×45) *:* $A_{max} = 0,06\times 45\times 45 = 121.5\ cm^2$

Poteaux (40×40)*:* $A_{max} = 0,06\times 40\times 40 = 96\ cm^2$

b) *Le pourcentage maximal en zone courante sera 3%×b×h (en zoneIII)*

Poteaux (55 × 55) : A_{max} = 0,03×55 × 55=90.75 cm^2

Poteaux (50 × 50) : A_{max} = 0,03×50 × 50=75cm^2

Poteaux (45× 45) : A_{max} = 0,03×45× 45=60.75 cm^2

Poteaux (40 ×40): A_{max} = 0,03×40 ×40=48cm^2

- *Le diamètre minimal est de* ***12 [cm]***
- *La longueur minimal de recouvrement* $L_R = 50\,\Phi_L^{min}$ *en* ***zone III***
- *La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser* ***20cm*** *en* ***zoneIII***
- *Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.*

a) ***Armatures transversales :*** ***|article 7.4.2.2/RPA99 version 2003]***

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho.Vu}{h1.fe}$$

Avec :

Vu : effort tranchant de calcul.

H_1 : hauteur totale de la section brute.

F_e : contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2 .5 si λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , l_f = 0.7\,h_e \longrightarrow \quad \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0{,}7 \times h_e$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

-Dans la zone nodale :

$t \leq 10\text{cm}$. *Soit :* S_t*=10cm*

-Dans la zone courante:

$S_t \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l)$

- *Poteau (55×55) :* $S_t \leq$*min (27.5 cm, 27.5 cm, 12 cm)=12cm*
- *Poteau (50×50) :* $S_t \leq$*min (25cm, 25cm, 12 cm)=12cm*
- *Poteau (45×45) :* $S_t \leq$*min 22.5cm, 22.5cm, 12 cm)=12cm*
- *Poteau (40×40) :* $S_t \leq$*min (20cm, 20cm, 12 cm)=12cm*

L'écartement (t)des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale ***S_t=10cm.***

En zone courante ***S_t=12cm.***

- ***La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :***

- Si: $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_{t\,min} = 0{,}3\%\ St \times b$

- Si: $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_{t\,min} = 0{,}8\%\ St \times b$

- Si : $3 \leq \lambda g \leq 5 \rightarrow$ *Interpoler entre les deux valeurs précédentes.*

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ au minimum.

VI-1-3 : Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

- ***Calcul du centre de pression :***

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u \rangle \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u.(d-c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81.\frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$$

Avec $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$

M_f *: Moment fictif*

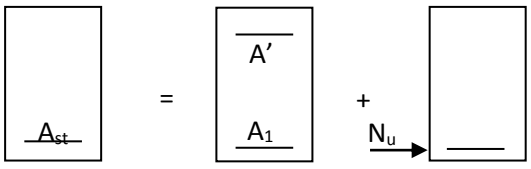


fig VI-1: ferraillage d'une SPC

- ***Calcul des armatures :***

$\mu = \dfrac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}$ *Si :* $\mu \le \mu_1 = 0.392$ *la section est simplement armée.*

On détermine β *du tableau*

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_1 - \dfrac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \ge \mu_1 = 0.392$ *la section est doublement armée*

On calcule : $M_r = \mu.b.d^2.f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$A_1 = \dfrac{M_f}{\beta.d.\sigma_s} + \dfrac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$; $A' = \dfrac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

et $c = c' = 5cm.$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\,MPa$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \dfrac{N_u}{\sigma_s}$

a) <u>Section entièrement comprimée (SEC) :</u>

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \le \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u.(d-c') - M_f \rangle \left(0.337 - 0.81.\frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$$

Deux cas se présentent

$$Si : \left(0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc} \langle\ N_u(d-c') - M_f \langle \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$$

$A_1 = \dfrac{N - 100.\psi.b.h.f_{bc}}{100.\sigma_s}$; $A_2 = 0$

$$Avec : \ \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100.M_u}{100.b.h^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} \ ; \qquad f_{bc} \ en \ [MPa] \ et \ M \ en \ [N.m]$$

$$Si : \quad N_u.(d-c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 = \frac{M_u - (d-0.5.h).b.h.f_{bc}}{(d-c').\sigma_s} \ ; \qquad A_2 = \frac{N - b.h.f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

VI-1-4 : Résultats du calcul en flexion composée :

Remarque :

Nous avons utilisé l'application SOCOTEC pour calculer les sections trouvées.

VI-1-5 : Vérifications à l'ELU

a) Longueur d'ancrage [B.A.E.L.91Article :A.6.1.221]

$$\ell_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$ $\psi_s = 1.5$ *pour les aciers à haute adhérence.*

Pour les HA 14: $\ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38$

Pour les HA 16: $\ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 m^2$

Pour les HA 20 : $\ell_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70{,}55 cm^2$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 50 \times \varphi$

Pour les ***HA14 :*** $L = 50 \times \varphi = 50 \times 2 = 70cm$

Pour les ***HA16 :*** $L = 50 \times \varphi = 50 \times 1.6 = 80cm$

Pour les ***HA20 :*** $L = 40 \times \varphi = 40 \times 2 = 100cm$

b) Les armatures longitudinales :

• ***En zone de recouvrement (ZR)*** *: -*

Poteau (55x55) : $A_{max} = 181.5cm^2 > 28.64\ cm^2 \Rightarrow$ *La condition est vérifiée.*

Poteau (5050): $A_{max} = 150cm^2 > 24.62cm^2 \Rightarrow$ *La condition est vérifiée.*

Poteau (45x45): $A_{max}\ 121.5cm^2 > 20.6cm^2 \Rightarrow$ *La condition est vérifiée*

Poteau (40× 40): $A_{max}\ 96\ cm^2 > 18.71cm^2 \Rightarrow$ *La condition est vérifiée.*

• ***En zone courante (ZC) :***

Poteau (55x55) : $A_{max} = 90.75cm^2 > 28.64\ cm^2 \Rightarrow$ *La condition est vérifiée.*

Poteau (5050): $A_{max} = 75cm^2 > 24.62cm^2 \Rightarrow$ *La condition est vérifiée.*

Poteau (45x45): $A_{max}\ 60.75cm^2 > 20.6cm^2 \Rightarrow$ *La condition est vérifiée*

Poteau (40× 40): $A_{max}\ 48\ cm^2 > 18.71cm^2 \Rightarrow$ *La condition est vérifiée.*

- ***Vérification de la quantité d'armatures transversales*** :

Poteau de (55x55) cm² : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{55} \times 0{,}7 \times 414 = 18.25$

Poteau de (50x50) cm² : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0{,}7 \times 324 = 15.71$

Poteau de (45x45) cm² : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0{,}7 \times 324 = 17.46$

Poteau de (40x40) cm² : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0{,}7 \times 324 = 19.64$

$\lambda g \geq 5 \Rightarrow A_t^{min}$ = 0,3% St × b

En zone nodale : (St = 10cm)

Poteau de (55x55) cm² : A_t^{min} = 0,3%× St× b = 0,003 ×10 × 55= 1.65 cm² < 2,01 cm²

Poteau de (50×50) cm² : A_t^{min}= 0,3%× St× b = 0,003 ×10 × 50 = 1.5 cm² < 2,01 cm²

Poteau de (45×45) cm² : A_t^{min}= 0,3%× St× b = 0,003 ×10 × 45 = 1.35 cm²< 2,01 cm²

Poteau de (40×40) cm² : A_t^{min}= 0,3%× St× b = 0,003 ×10 × 40 = 1.2 cm² < 2,01 cm²

⇒ La condition est vérifiée

En zone courante : (St = 12cm)

Poteau de (55x55) cm² : A_t^{min}= 0,3% × St × b = 0,003 ×12 × 55 = 1.98 cm² < 2,01 cm²

Poteau de (50×50) cm²: A_t^{min} = 0,3% × ' St × b = 0,003 ×12 × 50 = 1,8 cm²< 2,01 cm²

Poteau de (45×45) cm²: A_t^{min} = 0,3%× ' St × b = 0,003 ×12× 45= 1.62 cm²< 2,01 cm²

Poteau de (40×40) cm²: A_t^{min} = 0,3% × ' St × b = 0,003 ×12 × 40 = 1,8 cm²< 2,01 cm²

⇒ *La condition est vérifiée*

c) *Vérification au cisaillement des armatures transversales[Article 7.4-22 du RPA 99]*

$$A_t = \frac{t\rho V_u}{h_1 f_e}$$

ρ = 2,5 car l'élancement géométrique dans la direction considérée ≥ 5

- ***Poteaux (55×55) :*** T_u^{max}***=283.657 KN***

$\frac{12\times2.5\times283.657}{55x400} = 0.386 < 2{,}01\ cm^2$ ⇒ *La condition est vérifiée.*

- ***Poteaux (50×50) :*** T_u^{max}***=164.505 KN***

$\frac{12\times2.5\times164.505}{50x400} = 0.246 < 2{,}01\ cm^2$ ⇒ *La condition est vérifiée.*

- ***Poteaux (45×45) :*** T_u^{max}***=223.366 KN***

$\frac{.12\times2.5\times223.366}{45x400} = 0{,}372 < 2{,}01\ cm^2$ ⇒ *La condition est vérifiée.*

- ***Poteaux (40×40) :*** T_u^{max}***212.973 KN***

$\frac{.12\times2.5\times212.973}{40x400} = 0{,}399 < 2{,}01\ cm^2$ ⇒ *La condition est vérifiée*

d) Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{Tumax}{b.d} \leq \tau_{bu=}\ \rho_b \times f_{c28} \text{ avec : } \begin{cases} \rho_{b=}0{,}075 \text{ si } \boldsymbol{\lambda g \geq 5} \\ \rho_{b=}0{,}0' \text{ si } \boldsymbol{\lambda g < 5} \end{cases}$$

Dans notre cas on a: $\rho_{b=}0{,}075$.

$\tau_{b=}\ \rho_b \times f_{c28}$ *=0,075 x 25 = 1,875 MPa*

- ***Poteaux (55×55) cm² :*** T_u^{max}***=283.657 KN***

$\tau_b = \frac{283.657 10^3}{550.500} = 1.031 MPa < \tau_{bu}$ ⟹ ***condition vérifiée***

- ***Poteaux (50×50) cm² :*** T_u^{max}***=164.505 KN***

$\tau_b = \frac{164.505 10^3}{500.450} = 0{,}731 MPa < \tau_{bu}$ ⟹ ***condition vérifiée***

- ***Poteaux (45×45) cm² :*** T_u^{max}***=223.366 KN***

$\tau_b = \frac{223.366.10^3}{450.400} = 1.241 MPa < \tau_{bu}$ ⟹ ***condition vérifiée***

- ***Poteaux (40×40) cm² :*** T_u^{max}***=212.973 KN***

$\tau_b = \frac{212.973 10^3}{400.350} = 1.521 MPa < \tau_{bu}$ ⟹ ***condition vérifiée***

VI-1-6 : vérification à l'ELS :

État limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- *Contrainte admissible de l'acier : σ_s = 348 MPa.*
- *Contrainte admissible du béton : σ_{bc} = 15 MPa.*

Si : $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6}$ ⟶ *La section est entièrement comprimée.*

- *Si :* $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{h}{6}$ ⟶ *La section est partiellement comprimée.*

Avec :
Mser : le moment de flexion à l'ELS.
Nser : l'effort normal à l'ELS.

➢ ***Vérification d'une Section partiellement comprimée :***

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

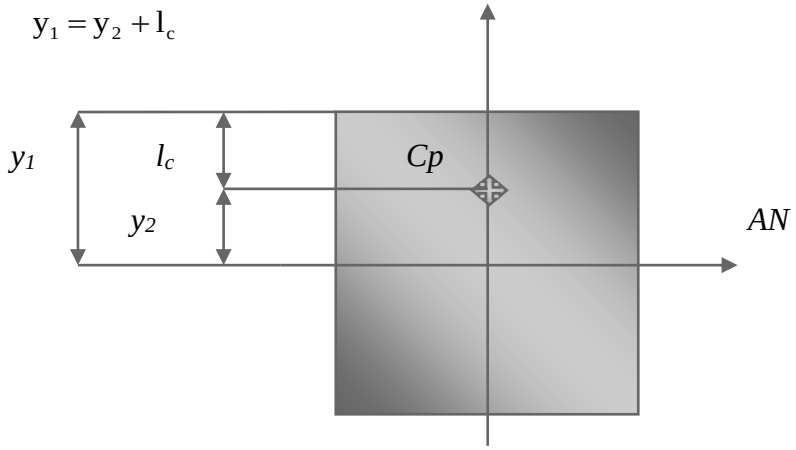


fig VI-2: position de l'axe neutre d'une SPC

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp ;

l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $lc = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ *:* $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- *Si* $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot \left(\sqrt{\Delta} - q\right)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$
- *Si* $\Delta < 0 \Rightarrow$ *l'équation admet trois racines :*

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3\cdot q}{2\cdot p}\times\sqrt{\frac{-3}{p}}\right);\ a = 2\cdot\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y1 = y2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b\cdot y_1^3}{3} + 15\times\left[A_s\cdot(d-y_1)^2 + A'_s\,(y_1-d')^2\right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2\times N_s}{I}\cdot y_1 \le \overline{\sigma}_{bc}$$

- ***Vérification d'une section entièrement comprimée :***

-On calcul l'aire de la section homogène7 totale : $S = b\cdot h + 15\cdot(A_s + A'_s)$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15\cdot\frac{A'_s\cdot(0.5\cdot h - d') - A_s\cdot(d - 0.5\cdot h)}{b\cdot h + 15\cdot(A_s + A'_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b\cdot h^3}{12} + b\cdot h\cdot X_G^2 + 15\cdot\left[A'_s\cdot(0.5\cdot h - d' - X_G)^2 + A_s\cdot(d - 0.5\cdot h + X_G)^2\right]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}\cdot(e_s - X_G)\cdot\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$ *Sur la fibre supérieure*

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}\cdot(e_s - X_G)\cdot\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$ *Sur la fibre inférieure*

Finalement on vérifie : $\max\left(\sigma_{sup};\sigma_{inf}\right) \le \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque : *Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée*

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci- dessous :

VI-2 : Ferraillage des poutres :

VI-2-1 : Introduction :

Les poutres seront ferraillées en flexion simple à l'ELU puis vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- *1,35 G + 1,5 Q ⟶ (à l'ELU)*
- *G + Q ⟶ (à l'ELS)*
- *G + Q ±E (ACC) ⟶ (RPA 99 Version 2003)*
- *0,8G ± E (ACC) ⟶ (RPA 99 Version 2003)*

VI.2.2 : Recommandation du RPA99 version 2003 :

VI.2.2.1 : Armatures longitudinales [Article 7.5.2-1 du RPA 99 version 2003]

- *Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0,5 % de la section du béton :*

✓ *Poutres principales : Amin = 0,005 x 30 x 40 = 6cm²*

✓ *Poutres secondaires : Amin = 0,005 x 30 x 35 = 5.25 cm²*

- *Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :*

✓ ***En zone courante : 4 %(b×h)***

Poutres principales : A_{max} = 0,04× 30× 40 = 48cm²

Poutre secondaire : A_{max} = 0,04 ×30× 35 = 42 cm²

✓ ***En zone de recouvrement : 6 % (b×h)***

Poutre principale : A_{max} = 0,06 × 30× 40= 72cm²

Poutre secondaire : A_{max} = 0,06 × 30 × 35= 63cm²

- *La longueur de recouvrement est de : 50 Φ (zone III)*

- *L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°*

VI-2-2-2 : Armatures transversales : [R.P.A 2003 Art 7.5.2.2]

- *La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :*

$$A_t = 0{,}003 S_t \times b$$

- *L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :*

✓ $S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset\right)$ *en zone nodale et en travées si les armatures comprimées sont nécessaires.*

✓ $S_t \leq \frac{h}{2}$ *en zone de recouvrement.*

Avec :

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- *Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.*

VI-2-3 : Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

$$\left.\begin{matrix}\text{Fe400}\\ \gamma_s = 1{,}15\end{matrix}\right\} \Rightarrow \mu_l = 0{,}392$$

En comparant les deux moments réduits ***μ*** *et* $\boldsymbol{\mu_l}$ *deux cas se présentent :*

- ***1 ier cas*** *:* $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ *la section est simplement armée* ***(SSA).***
  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow$ $A_{SC} = 0$.

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \qquad \text{tel que :} \qquad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ MPa$$

- ***2 éme cas*** *:* $\mu \geq \mu_l$ *=0.392 la section est doublement armée* ***(SDA).***

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

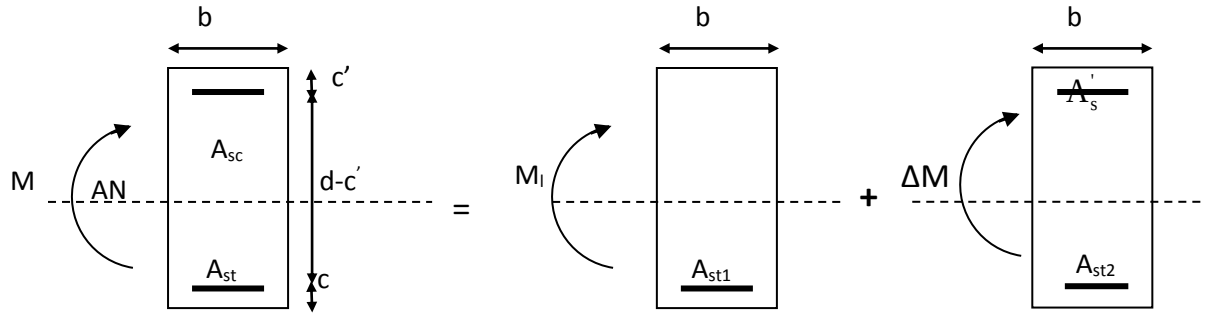


Fig. VI-3 : disposition des armatures SDA

A_{st} *: La section inférieure tendue ou la moins comprimée (selon le cas).*

A_{sc} *: La section supérieure la plus comprimée*

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l\, b\, d^2\, f_{bu} \qquad et \qquad \Delta M = M - M_1$$

Avec : M_U *: moment sollicitant.*

M_l*: moment limite pour qu'une section soit simplement armée.*

- *Finalement :*

$$\begin{cases} A_s = A_{st1} + A_{st2} = \dfrac{M_r}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \dfrac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A'_{sc} = \dfrac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

Tableau VI-3: Ferraillage des poutres principales à l'ELU :

Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELU						
Zone	***ETAGE***	***M_{max} (KN.m)***	***Obs.***	***A_s calculée (cm^2)***	***A_s adoptée (cm^2)***	***Ferraillage***
I (RDC,1,2)	RDC	-83.978	SSA	7.07	8.29	3HA16 + 2HA12(chapeaux) St= 12.5cm
II(3,4,5)	*3*	*-83.572*	*SSA*	*6.06*		
III(6,7,8)	*6*	*-84.828*	*SSA*	*6.18*		
IV(9,10,11)	*9*	*-104.299*	*SSA*	*7.71*		

Tableau VI-4: Ferraillage des poutres principales à l'ELU

Ferraillage des poutres principales en travées à l'ELU						
Zone	***ETAGE***	***M_{max} (KN.m)***	***Obs.***	***A_s calculée (cm^2)***	***A_s adoptée (cm^2)***	***Ferraillage***
RDC	*RDC*	*48.687*	*SSA*	*3.44*	*8.29*	*3HA16* 2HA12(chapeaux) St= 12.5cm
1/3	*1*	*48.890*	*SSA*	*3.44*		
4/6	*4*	*52.510*	*SSA*	*3.72*		
7/9	*7*	*54.680*	*SSA*	*3.72*		
10/12	*10*	*61.428*	*SSA*	*4.38*		

Tableau VI-5 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU :

Ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU						
Zone	***ETAGE***	***M_{max} (KN.m)***	***Obs.***	***A_s calculée (cm^2)***	***A_s adoptée (cm^2)***	***Ferraillage***
RDC	*RDC*	*-26.674*	*SSA*	*2.12*	*6.88*	*3HA14 + 2HA12(chapeaux)* St= 12.5cm
1/3	*1*	*-26.503*	*SSA*	*2.12*		
4/6	*4*	*-38.922*	*SSA*	*3.12*		
7/9	*7*	*-49.471*	*SSA*	*4.01*		
10/12	*10*	*-48.426*	*SSA*	*4.01*		

Tableau VI-6: Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU :

Ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELU						
Zone	***ETAGE***	***M_{max} (KN.m)***	***Obs.***	***A_s calculée (cm^2)***	***A_s adoptée (cm^2)***	***Ferraillage***
RDC	*RDC*	*14.902*	*SSA*	*1.17*	*4.62*	*3HA14* St= 12.5cm
1/3	*1*	*14.982*	*SSA*	*1.17*		
4/7	*4*	*21.107*	*SSA*	*2.26*		
8/10	*7*	*28.392*	*SSA*	*2.26*		
11/12	*10*	*30.622*	*SSA*	*2.26*		

VI.2.4 Vérifications du BAEL 91 (ELU) :

a) Vérification de la condition de non fragilité ***[Article A.4.2-1 du BAEL 91]***

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$$

- ***Poutres principales (30×40) :***

$$A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23\times 30\times 37\times\frac{2.1}{400} = 1.34cm^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

……Condition vérifiée

- ***Poutres secondaires de (30×35)***

$$A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23\times 30\times 32\times\frac{2.1}{400} = 1.159cm^2$$

……Condition vérifiée

b) *Justification sous sollicitation d'effort tranchant :*

• ***Vérification de la contrainte tangentielle*** ***[Article A.5.1-1 du BAEL 91]***

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \overline{\tau_u}$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{158.783 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.43 MPa$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{57.461 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.00 MPa$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33 MPa.$$

- ***Poutres principales :*** $\tau_u = 1.43$ *MPa< 3.33 MPa …… Condition vérifiée.*
- ***Poutres secondaires :*** $\tau_u = 1.00$ *MPa< 3.33 MPa ……..Condition est vérifiée.*

c) *Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :*

[Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99]

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - (M_u/0.9d) > 0$ *; on doit prolonger au delà de la zone de l'appui.*

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - (M_u/0.9d)$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_c}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d}\right)$

- *Poutres principales :* $T_u - (M_u/0.9d) = 158.783 - (104.299/0.9x0.37) = -154.42 < 0$
- *Poutres secondaires :* $T_u - M_u/0.9d = 57.461 - (49.471/0.9x0.32) = -114.31 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d) *Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :*

(Article A.5.1.32 du BAEL 91)

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0{,}40x \frac{0{,}9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- ***Poutres principales***

$$\bar{T}_u = 0.4x\frac{0,9\times 0,37.0,3x25x10^3}{1,5} = 666kN : \quad T_u = 158.783KN < \bar{T}_u = 666\ KN$$

- ***Poutres secondaires*** *:*

$$\bar{T}_u = 0.4x\frac{0,9\times 0,32.0,30x25x10^3}{1,5} = 576kN \quad T_u = 57.461\ KN < \bar{T}_u = 576\ KN$$

Conclusion : *La condition est vérifiée.*

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton [Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99]

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5\times 2.1 = 3.15MPa$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

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

U_i *: le périmètre des aciers.*

- *Poutres principales :* τ_{se} *= 0.21 MPa < 3.15 MPa*
- *Poutres secondaires :* τ_{se} *= 0.10 MPa < 3.15 MPa* } *La contrainte d'adhérence est vérifiée*

f) Calcul de la longueur de scellement des barres *:*

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_S = \frac{\varphi\times f_e}{4\tau_{su}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$\boldsymbol{\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times ftj}$ *= 2,835 Mpa.*

- *Pour Ø 16 :* l_s *=56.44 cm.*
- *Pour Ø 14 :* l_s *= 49,38 cm.*

Les règles ***de l'Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99****, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à « 0.4* l_s *» pour les aciers H.A.*

- *Pour Ø 12 :* l_a *= 16.93 cm.*
- *Pour Ø 14 :* l_a *= 19.75 cm.*

- ***Délimitation de la zone nodale :***

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale « L' »est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée

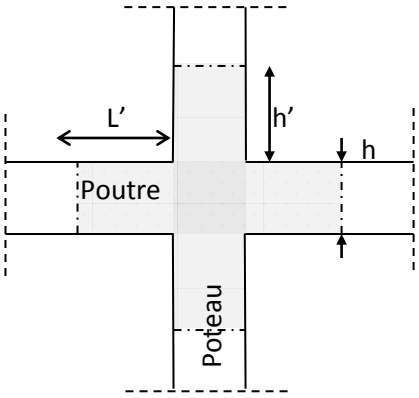


Figure VI-2 : Délimitation de la zone nodale »

-L'=2×h

-h'= max $\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$

-h : hauteur de la poutre.

-b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

-h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

a) *Coupe suivant la poutre principale :(30×40)cm^2 :*

L'=2×40=80 cm

- *Poteau (55×55) cm^2 : h'=max (69 ; 55 ; 55 ; 60)=69 cm.*
- *Poteau (50×50) cm^2 : h'=max (54 ; 50 ; 50 ; 60)=60 cm.*
- *Poteau (45×45) cm^2 : h'=max (54 ; 45 ; 45 ; 60)=60 cm.*
- *Poteau (40×40) cm^2 : h'=max (54 ; 40 ; 40 ; 60)=60 cm.*

b) *Coupe suivant la poutre secondaire : (30× 35) cm^2 :*

L'=2×35=70 cm

- *Poteau (55×55) cm^2 : h'=max (69 ; 55 ; 55 ;60)=69 cm.*
- *Poteau (50×50) cm^2 : h'=max (54 ; 50 ; 50 ; 60)=60 cm.*
- *Poteau (45×45) cm^2 : h'=max (54 ; 45 ; 45 ; 60)=60 cm.*
- *Poteau (40×40) cm^2 : h'=max (54 ; 40 ; 40 ; 60)=60 cm.*

VI.2.5 Vérifications du RPA 99 (version 2003) :

a) Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

• Poutres principales : Φt ≤ min (11.42, 12; 30) = 11 mm
• Poutres secondaires : Φt ≤ min (10,12; 30) = 10 mm

Soit : $\emptyset_t$= 8mm

On opte pour un cadre et un étrier A_t = 4HA 8 = 2.01cm².

b) Calcul des espacements :

- ***Zone nodale :***

$$St \leq min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\}$$

- *Poutres principales* = $min\left\{\frac{40}{4}; 12x1.2, 30\right\}$ S_t *=10 cm*

- *Poutres secondaires* = $min\left\{\frac{35}{4}; 12x1.2, 30\right\}$ S_t *=8 cm*

- ***Zone courante :***

$$St \leq \frac{h}{2}.$$

- *Poutres principales* S_t *=20 cm*

- *Poutres secondaires* S_t *=16cm*

<u>Remarque</u>

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

c) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{min} = 3‰\, S_t \times b$$

A_{min} *=1.8 cm² <* $A_{adopté}$*= 2.01cm² poutres principales*

A_{min} *=1,8 cm² <* $A_{adopté}$*= 2.01cm² poutres secondaires*

VI-2-6 : Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

Etat limita de résistance du béton à la compression.

Etat limite de déformation :

a) *Etat limite d'ouverture des fissures :*

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b) *Etat limite de compression du béton :*

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ *(Contrainte de traction des aciers),*

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 *et* β_1 *sont tirés des tableaux en fonction de* $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$.

Et : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = ***348 MPa***

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$= ***15 MPa***

- ✓ ***Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres principales :***

Ms= 71.597 KN.m

Ast= 8.29 cm²

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b_o d} \longrightarrow \rho_1 = 0.746 \longrightarrow k = 25.328 \longrightarrow \beta = 0.876$$

$$\sigma_s = \frac{71.597 * 10^6}{0.876 * 370 * 829} = 266.46\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{266.46}{25.328} = 10.52\ MPa$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ ……..***Condition vérifiée***

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$……..***Condition vérifiée***

- ✓ ***Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres principales***

Ms= 71.597 KN.m

Ast= 6.03 cm²

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b_o d} \longrightarrow \rho_1 = 0.543 \longrightarrow k = 30.49 \longrightarrow \beta = 0.890$$

$\sigma_{s=}\frac{71.597*10^6}{0.890*370*829} = 262.27MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{262.27}{30.49} = 8.17\ MPa$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ ……..*Condition vérifiée*

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$……..*Condition vérifiée*

✓ ***Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres secondaires***

Ms= 38.465 KN.m

Ast= 6.88 cm²

$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b_o d}$ ⟶ ρ_1=0.716 ⟶ k=25.63 ⟶ β= 0.877

$\sigma_{s=}\frac{38.465*10^6}{0.877*320*688} = 199.22\ MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{199.22}{25.63} = 7.77\ MPa$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ ……..*Condition vérifiée*

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$……..*Condition vérifiée*

✓ ***Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres secondaires***

Ms= 38.465 KN.m

Ast= 4.62 cm²

$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b_o d}$ ⟶ ρ_1= 0.481 ⟶ k=32.62 ⟶ β= 0.895

$\sigma_{s=}\frac{38.465*10^6}{0.895*320*462} = 290.70\ MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{290.70}{32.62} = 8.91\ MPa$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ ……..*Condition vérifiée*

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$……..*Condition vérifiée*

ELS vis-à-vis des déformations :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Calcul de la flèche : [BAEL 91/ Art B.6.5.2]

$f = \frac{M_u . l^2}{10 . E_v . I f_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Les résultats des vérifications des déformations sont donnés dans les tableaux suivants.

	L_{max} (cm)	f_{robot} (cm)	f_{adm} (cm)	Obs
Poutres principales	*550*	*0.092*	*1.1*	***vérifiée***
Poutres secondaires	*480*	*0.092*	*0.96*	***vérifiée***

VI.3 Ferraillage des voiles

VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces 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 que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

La méthode utilisée est la méthode classique (Exposé de laméthode)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Elles seront ferraillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Leferraillage sera fait par zone,car nous avons constaté qu'ilest possible d'adopter le même ferraillage pour uncertain nombre de niveau.

- Zone1: niveaux: RDC .
- Zone2: niveaux: 2^{eme} au 4^{eme}
- Zone3: niveaux : 5^{eme} au 7^{eme}
- Zone 4 : niveaux :8^{eme} au 10^{eme}
- Zone 5 : niveaux :11^{eme} au 12^{eme}

V.3.2Exposée de la méthode :

a) calcul de l'excentricité : $\boldsymbol{e = \frac{M}{N}}$

b) déterminer le diagramme des contraints :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,m), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

Avec : Ω : section du béton

I: moment d'inertie du trumeau

Y :bras de levier; y=L/2

M et N sont déterminés àpartir du logiciel.

c) calcul de la hauteur utile (d):

La hauteur utile (**d**) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des Armatures tendues.

LeRPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile. Trois cas se présentent:

1-faire en sorte de constituer un potel et avec un espacement de 10cm et un enrobage de 5cm.

2-Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone; Alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.

3-en fin,si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue $l_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} L$

d) calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues:

$M = m - N(d - \frac{L}{2})$

e) ferraillagedu voile:

Armaturesverticales:

$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$ AVEC : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$

γ_b : 1.15 situation accidentelle ; θ = 0.85 : si la durée d'application est < à 1 heure.

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ SSA;

$\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ SDA

$A_V = \frac{M_b}{\beta . d . \sigma_s} + \frac{N}{100\sigma_s}$

Avec A_V :section des armatures tendue du voile

Remarque:

Le reste des armatures verticales occupant la zone courante du trumeau sera déterminé par les conditions de vérification que nous allons voire plus tard.

f) Armatures horizontales

- **Exigence du RPA** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de10ϕ.

-$A_H > 0{,}15\% \times B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

g) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0{,}15\%$ B

-Zone courante : A_V et $A_h \geq 0{,}10\%$ B

h) **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révise 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

i) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

j) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e,\ 30cm\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

k) **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

-40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

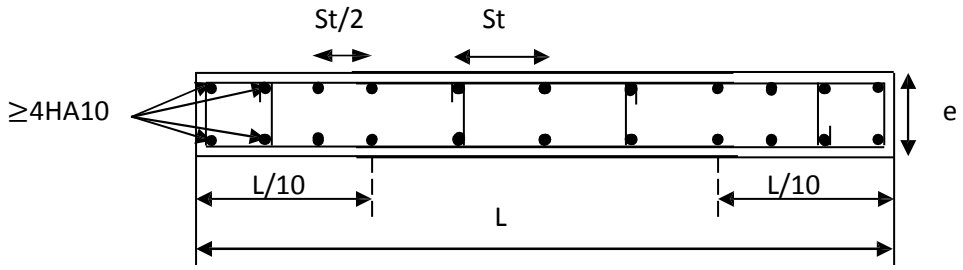


Schéma d'une coupe horizontale d'un voile

VI.3.2 Vérification :

VI.3.2.1 Exigences de RPA 99 (version 2003)

Zone tendue :

- section de la zone tendue : $b \times l_t$

- ferraillage de la zone tondue : At

On doit vérifier que : $0.2\%\ bl_t < A\ t$

Globalement dans le voile :

Section totale du béton : $S_b = b \times L$

Section totale des armatures : S_a

On doit vérifier que : $\frac{S_a}{S_b}\ \% \geq 0.15\%$

Zone courante :

La longueur de la zone courante est donnée comme suit : L-2L/10

- Section brute du béton : 8bL/10

- Section d'armature dans cette zone courante : A_c

On doit vérifier que : $\frac{10A_c}{8bl} > 0.10\%$

V.3.2.2Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère :

$N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\,MPa$$

Avec :

N_{ser}: Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

VI.3.2.3Vérification de la contrainte de cisaillement **[**Art 7.7.2 /RPA]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1{,}4 \times V_U$$

Avec

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL(Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$\overline{\tau_u}$:contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$; Pour la fissuration préjudiciable.

➢ Introduction :

La fondation est par définition un élément de la structure qui permet la transmission au sol des efforts provenant de la superstructure. Ces efforts sont :

- 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 des plans différents.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suite :

- **Fondations superficielles :** Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

➢ Choit du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

-La résistance du sol.
-Le tassement du sol.
-Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

-La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
-Facilité d'exécution (coffrage).
-Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de **2 bars.**

VII-1) Fondation :

VIII-1-1) semelles isolée :

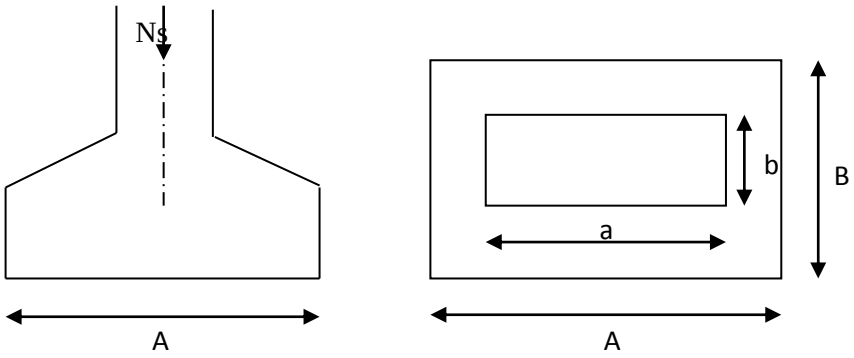
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

- ✓ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{55}{55} = 1.00 \Rightarrow A = 1.00B$$ Poteau rectangulaire

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$



On a :

$N_{ser} = 734.041$ KN

$\sigma_{sol} = 200\ KN/m^2$

$B \geq \sqrt{\frac{734.19}{200}} = 2m \Rightarrow B = 2m$

- ✓ **Conclusion** :

Vu l'importance des dimensions des semelles dans le but d'éviter tout risque de chevauchement, on doit donc opter pour des semelles filantes.

VII-1-2) semelles filantes :

a- Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B\ L} \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}\ L}$$

Avec : σ_{sol} : Capacité portante du sol (σ_{sol} 0.2 MPa),

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Voile	G+Q	L(m)	B(m)	S=B× *L*
VL1	**894.291**	**2.85**	**1.57**	**4.47**
VL2	**514.386**	**1.45**	**1.77**	**2.56**
VL3	**1442.241**	**4.25**	**1.69**	**7.18**
VLasc	**800.563**	**1.40**	**2.86**	**4.004**
Somme				**18.25**

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Voile	G+Q	L(m)	B(m)	S=B× *L*
VT1	**713.257**	**2.50**	**1.43**	**3.57**
VT2	**890.073**	**2.80**	**1.58**	**4.42**
VT3	**1018.76**	**1.35**	**3.77**	**5.08**
VTasc	**855.357**	**1.80**	**2.37**	**4.266**
Somme				**17.336**

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **Sv 35.586 m^2.**

b- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

1-hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2- Etape du calcul :

- détermination de la résultante des charges :

$R=\sum N_i$

- détermination de coordonnée de la résultante :

$$e=\frac{\sum N_i e_i+\sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

Si $e>\frac{L}{6}\Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \le \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

Détermination de largeur B de la semelle :

poteaux :	Ns(KN)	Mi(KN/m)	ei (m)	Nixei (KN.m)
P1	709.58	1.831	8.8	6244.30
P2	726.41	2.041	6.1	4431
P3	665.227	1.605	0.6	399.13
P4	492.107	1.210	-2.15	-1058.03
P5	470	14.706	-5.45	-2561.5
P6	573.222	1.211	-8.8	5044.35
TOTAL	3636.54	22.60		2410.55

Coordonnée de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

AN : $e = \frac{2410.55 + 22.6}{3636.54} = 0.67m$

$e = 0.67$ m $< \frac{L}{6} = \frac{17.6}{6} = 2.93$ m $\longrightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{N}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3636.54}{17.6} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.67}{17.6}\right) = 253.81 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{min} = \frac{N}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3636.67}{17.6} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.67}{17.6}\right) = 159.43 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3636.67}{17.6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.67}{17.6}\right) = 230.23 kN/m^2$$

- ✓ **détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{230.23}{200} = 1.15m$$

On aura donc, $S = 1.5 \times 17.6 = 26.4m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 26.4 \times 6 = 158.4\,m^2$$

$$S_t = S_p + S_V$$

$$S_t = 158.4 + 35.586 = 193.986\,m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 17.6 \times 19.4 = 341.44m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{193.986}{341.44} = 0.56$$

$S_t > 50\ \% S_{st}$

La surface des semelles représente 56%

- ***Conclusion :***

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à ***50 %*** *de la surface totale du bâtiment , ,pour cela nous opterons pour un radier général.*

VII-4-2: Calcul du radier général :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- *Rigide en son plan horizontal ;*
- *Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;*
- *Facilité de coffrage ;*
- *Rapidité d'exécution ;*

A) Pré dimensionnement du radier :

- ***Selon la condition d'épaisseur minimale :***

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

- ***Selon la condition forfaitaire :***

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \le h \le \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0{,}68 \le h \le 1.1$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : portée max

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de h = 100cm.

b) <u>Sous poteaux :</u>

- ***<u>Dalle :</u>***

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \ge \frac{L_{max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \ge \frac{575}{20} = 27.5cm$$

Soit h_d *= 35 cm*

- ***<u>Nervure :</u>***

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \ge \frac{L_{max}}{10} = \frac{550}{10} = 55cm \qquad Soit \qquad h_n = 60\ cm$$

- ***<u>Condition de longueur d'élasticité</u> :***

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \ge \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \le \frac{\pi}{2} \cdot L_e$ *Ce qui conduit à :* $h \ge \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

<u>Avec :</u>

L_e *: Longueur élastique ;*

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ***K= 40 Mpa*** *pour un sol moyen.*

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale différé $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86MPa$

L_{max} *: Distance maximale entre nus des nervures.*

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5{,}5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.98\,m$

On prend : $h_{ner}=1m$

-*Largeur de la nervure*

$$0{,}4h_n \leq b_n \leq 0{,}7h_n$$

$0{,}4 \leq b_n \leq 0{,}7 \Longrightarrow$ *On prend :* $b_n = 50cm$

c) *Conclusion :*

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$\boldsymbol{h_{ner}=100cm}$

$\boldsymbol{h_{dalle} = 35\ cm}$

$\boldsymbol{b_n = 60\ cm}$

B) *Détermination des efforts :*

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\,cm\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\,cm\right) = 50cm$$

On opte pour un débord de L_{deb} **= 50 cm**

Donc : la surface totale du radier : $S_{rad} = s_{batiment} + s_{débord} = 341.44+37=378.44m^2$

a) *Combinaisons d'actions :*

G = 28020.755 KN (Les résultats ROBOT 2016)

Q = 1100.512 KN (les résultats ROBOT 2016)

L'ELU : $N_u = 1{,}35 \cdot G + 1{,}5 \cdot Q = 39478.78\,KN$

L'ELS : $N_s = G + Q = 29121.26KN$

b) *Détermination de la surface nécessaire du radier :*

L'ELU : $S_{nrad} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{39478.78}{2 \times 200} = 98.69\, m^2$

L'ELS : $S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{29121.26}{200} = 145.60\, m^2$

D'où :

$$S_{nrad} = \max\left(S_{rad}; S_{rad}\right) = 145.60\, m^2$$

$s_{rad} > s_{nrad} \longrightarrow$ *Condition vérifiée.*

c) Détermination des efforts à la base du radier

P_{rad} =*Poids de la dalle flottante + poids du TVO+ poids de la nervure+poids du tablier*

- ***Poids de la dalle flottante***

$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) x \rho_b \times e_p$

a) Epaisseur de la dalle flottante

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_f \leq \frac{L_{max}}{40}$$ (Dalle sur 4 appuis)

$$11 \leq h_f \leq 13.75 \text{ Soit } h_f = 12$$

Avec : $S_{nerv}=(0,5 \times 17.6 \times 6)+ (0.5 \times 19.4 \times 6) = 111\ m^2$

$P_{df} = (378.44 - 111) x 25 \times ,0,12 = 802.32\ KN$

- ***Poids du TVO :***

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d)\rho$

$P_{TVO} = (378.44 - 111) \times (1 - 0,35) \times 17 = 2955.212\ KN$

- ***Poids des nervures :*** $P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$P_{ner} = 0,5 \times (1 - 0,35) \times [(17.6 \times 6) + (19.4 \times 6)] \times 25 = 1803.75 KN$

- ***Poids de la dalle :***

$P_{dal} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$

$P_{dal} = 378.44 \times 0,35 \times 25 = 3311.35 KN$

$\Longrightarrow$ $G_{rad} = P_{df} + P_{TVO} + P_{ner} + P_{dal}$

$G_{rad} = 8872.63\ KN$

- ***Poids total de l'ouvrage***

$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 28020.755 + 8872.63 = 36893.38 KN$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 1100.512 + (2.5 \times 378.44) = 2046.61KN$$

a) *Combinaisons d'actions*

A l'ELU : $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 52875.98KN$

A l'ELS: $N_s = G + Q = 38940KN$

VII-4-3:Vérification à L'ELU :

a. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$b = 1m$; $d = 0{,}9.h_d = 0{,}9 \times 0{,}35 = 0{,}32m$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = 384.23kN$$

$$\tau_u = \frac{384.23 \times 10^3}{1000 \times 320} = 1.2MPa$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ *Condition vérifiée*

b. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- *Efforts tranchant (T_0) dus aux charges verticales.*
- *Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.*

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

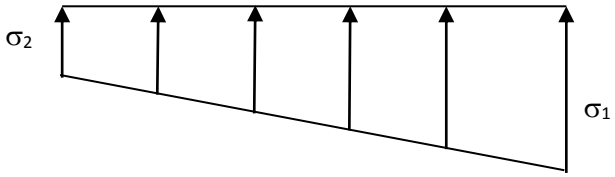
$M_{j(K=0)}$ *: Moment sismique à la base de la structure ;*

$T_{j(K=0)}$ *: Effort tranchant à la base de la structure ;*

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



FigureVII-2 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le 2\sigma_{SOL}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}\cdot V$$

- ***Calcul du centre de gravite du radier :***

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.7\ ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.45m\,.$$

- ***Moment d'inertie du radier :***

$I_{xx} = 8813.7m^4$

$I_{yy} = 10708.7m^4$

- ***Calcul des moments :***

$M_{x0} = 12537.485\ KN.m$; $T_{x0} = 3258.4KN$

$M_{y0} = 5725.63KN.m$; $T_{y0} = 3370.783KN$

$M_{xx} = 12537.785 + (1 \times 3258.4) = 15796.18\ KN.m$

$M_{yy} = 5725.63 + (1 \times 3370.783) = 9096.41 KN.m$

➢ **Sens longitudinal :**

Al'ELU: M_x=15796.18 KN.m, N_u =52875.98 KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{52875.98}{378.44} + \frac{15796.18}{10708.7}(9.7) = 154.03 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{52875.98}{378.44} - \frac{15796.18}{10708.7}(9.7) = 125.41 \ kN/m^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\times 154.03 + 125.41}{4} = 146.87 kN/m^2$$

$\sigma_m = 146.87 < 266 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

A l'ELS: M_x=15796.18 KN.m, N_s =38940 KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{38940}{378.44} + \frac{15796.18}{10708.7}(9.7) = 117.2 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{38940}{378.44} - \frac{15796.18}{10708.7}(9.7) = 88.58 kN/m^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\times 117.2 + 88.58}{4} = 110.04 kN/m^2$$

$\sigma_m = 110.04 < 200 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

➢ **Sens transversal :**

Al'ELU: M_y=9096.41KN.m, N_u =52875.98 KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{52875.98}{378.44} + \frac{9096.41}{8813.7}(8.45) = 148.44 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{52875.98}{378.44} - \frac{9096.41}{8813.7}(8.45) = 131 \ kN/m^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\times 148.44 + 131}{4} = 144.08 kN/m^2$$

$\sigma_m = 144.08 < 266 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

A l'ELS: M_y=9096.41 KN.m, N_s =38940 KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{38940}{378.44} + \frac{9096.41}{8813.7}(8.45) = 111.61 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{38940}{378.44} - \frac{9096.41}{8813.7}(8.45) = 94.17$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\times 106.42 + 94.84}{4} = 107.25 kN/m^2$$

$\sigma_m = 107.25 < 200 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

a) Vérification à l'effort sous pression

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire la condition suivante : $P \geq \gamma_w \times S \times Z \times f_s$

P : Poids total a la base du radier.

γ_w : Poids volumique de l'eau$\gamma_w = 10$ kN/m^3.

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $f_s = 1.5$.

Z : Profondeur de l'infrastructure$Z = 1\ m$.

$P = G_{rad} + G_{str} = 36036.37 kN$

$\gamma_w \times S \times Z \times f_s = 10 \times 363.64 \times 1 \times 1.5 = 5454.6\ kN$

$P = 36893.38\ kN > \gamma_w \times S \times Z \times f_s = 5454.6 kN$ **Condition vérifiée**

b) Vérification au poinçonnement BAEL : Art A.5.2.42

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$Q_u \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

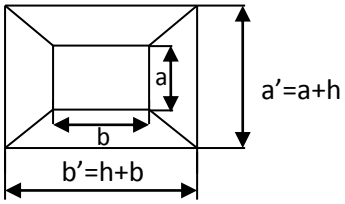
u_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$u_c = (a + b + 2h) \times 2$

a : Épaisseur du voile ou de poteau.

b : Largeur du poteau ou de voile (une bande de 1 m).

h : Épaisseur totale du radier.



- **Vérification pour les poteaux**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité $Q_u = 986.284\ kN$

$u_c = (0.55 + 0.55 + 2 \times 1) \times 2 = 6.2$

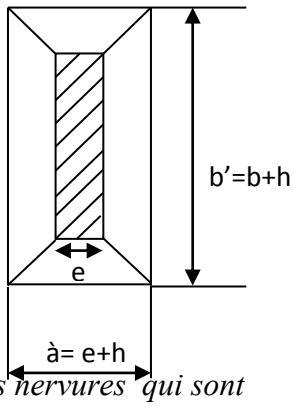
$\frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28} = \frac{1}{1.5} 0.045 \times 6.2 \times 1 \times 25 \times 10^3 = 4650\ kN$

$986.284\ kN < 4650\ kN$ **Condition vérifiée**

- **Vérification pour les voiles**

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité pour une bonde de largeur $b = 1\ m Q_u$

$$Q_u = 1614.6\ kN$$



$u_c = (0.2 + 4.80 + 2 \times 1) \times 2 = 14$

$\frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28} = \frac{1}{1.5} 0.045 \times 14 \times 1 \times 25 \times 10^3 = 10500 kN$

$Q_u = 1614.6 kN/ml < 10500 kN$ **Condition vérifiée**

VII-4-4:Ferraillage du radier :

a) Ferraillage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

- ***1er Cas :***

Si ρ < 0,4 *: la flexion longitudinale est négligeable.*

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad Et \quad M_{oy} = 0$$

- ***2eme Cas :***

Si 0,4 ≤ ρ ≤1 *:les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :*

- *Dans le sens de la petite portée* L_x *:* $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- *Dans le sens de la grande portée* L_y *:* $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x *,* μ_y *sont données par les tables de PIGEAUD.*

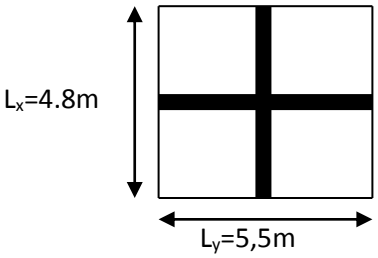
Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad avec(L_x < L_y)$

- ***Remarque :***

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de facilité la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

b) Identification du panneau :

$L_x = 4.8m$; $L_y = 5.5m$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,8}{5,5} = 0,87$$

$0,4 \le \rho \le 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{max} *, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.*

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 146.87 - \frac{36893.38}{378.44} = 49.38 kN/m^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 110.04 - \frac{36893.38}{378.44} = 12.55 kN/m^2$$

c) Calcul à L ELU :

$q_u = 49.38\ KN/m^2$

$$\rho = 0,87 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0488 \\ U_y = 0,721 \end{cases}$$

- ***Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :***

$$M_{0X} = u_x \times q_x \times l_x^{\ 2} = 0,0488 \times 49.38 \times (4,8)^2 = 55.52\ KN$$
$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,721 \times 55.52 = 40.02\ KN$$

- ***Appuis de rives :***

$M_x^a = 0,3M_x = 0,3 \times 55.52 = 16.65\ KN.m$

- ***Appuis intermédiaires :***

$M_y^a = 0{,}5M_x = 0{,}5 \times 55.52 = 27.76KN.m$

- ***En travées:***

$M_x^t = 0{,}85M_x = 0{,}85(55.52) = 47.19\ KN.m$

$M_y^t = 0{,}85M_y = 0{,}85(40.02) = 34.01\ KN.m$

➢ ***Ferraillage dans le sens X-X :***

- ***Aux appuis :***

M_{app} = 0,5M_x=27.76.m

$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27.76 \times 10^6}{1000 \times 300^2 \times 14{,}2} = 0{,}021 \langle u_l = 0{,}392.$ → *La section est simplement armé*

$\mu_u = 0{,}021 \rightarrow \beta = 0.989$ *(Tableau)*

$A^x{}_{app} = \frac{M}{Bd\sigma_{stt}} = \frac{27.76 \times 10^6}{0{,}989 \times 300 \times 348} = 2.68cm^2$

Soit : $6HA12 = 6.72Cm^2 / m_l$.

Avec : S_t = 15cm

- ***En travée :***

$M_t = 47.19KN.m$

$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{47.19 \times 10^6}{1000 \times 300^2 \times 14{,}2} = 0{,}0.37 \prec U_l = 0{,}392$ → *La section est simplement armée*

$\mu_u = 0{,}037 \rightarrow \beta = 0{,}981$ *(Tableau)*

$A_{tr} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} \frac{47.19 \times 10^6}{0{,}981 \times 300 \times 348} = 4.61cm^2$

Soit : $6HA10 = 4.71Cm^2 / ml$

Avec : S_t = 15cm

➢ ***Ferraillage dans le sens y - y :***

- ***Aux appuis :***

$$M_{app} = (0,5) \times 40.42 = 20.21KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.21 \times 10^6}{1000 \times 300^2 \times 14,2} = 0,016 \prec 0,392 \rightarrow$$ *La section est simplement armée*

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$ *(Tableau)*

$$A^y{}_{app} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20.21 \times 10^6}{0,992 \times 300 \times 348} = 5.23 cm^2$$

Soit : 5HA14 = 7,70 cm^2/m_l.

Avec : S_t = 20 cm

- ***En travée :***

$$M_t = 0,85 \times 40.42 = 34.36KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34.36 \times 10^6}{1000 \times 300^2 \times 14,2} = 0,026 \prec 0,392 \longrightarrow$$ *La section est simplement armée.*

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$ *(Tableau)*

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{34.36 \times 10^6}{0,987 \times 300 \times 348} = 3.33 cm^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm^2/ml.

Avec : S_t = 25cm

a) Vérification de la condition de non fragilité (Article B.7.41 BAEL91):

Sens (X-X) :

$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \quad \Longrightarrow A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right).b.h$

ρ_0 *: Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire (*$\rho_0 = 0{,}0008$ *pour les HA FeE400).*

ρ_x *: Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale à la section totale du béton.*

$A_x^{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 35 \times \left(\frac{3-0{,}87}{2}\right) = 2.90 cm^2$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 6.72\ cm^2 > A_{min} = 2.90\ cm^2$

En travée : $A_{ut}^x = 4.71 > A_{min} = 2.90\ cm^2$

- ***Sens (Y-Y) :***

$\rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0 \Longrightarrow A_x \geq \rho_0.b.h$

$A_y^{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 35 = 2.8\ cm^2$

Aux appuis : $A_{ua}^y = 7{,}70\ cm^2 > A_{min} = 2.8\ cm^2$

En travée : $A_{ut}^y = 4.52 > A_{min} = 2.8 cm^2$

Espacement des armatures **[**Art A.8.42 BAEL91]

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes .

DANS LE SENS XX :

St ≤ $min\{$ 2h 25cm $\}$=min {2× 35 25cm }=25cm

St=15cm≤ $25cm$ **Condition vérifiée**

DANS LE SENS YY :

St ≤ $min\{$ 3h 33cm $\}$=min {3× 35 33cm }=33cm

St=25cm≤ $33cm$ **Condition vérifiée**

- **Vérification à l'état limite de service**

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0559 \\ \mu_y = 0.804 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$M_{o\text{-}x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0559 \times 12.55 \times 4.8^2 = 16.16 kN.m;$

$M_{o\text{-}y} = \mu_y \times M_{o\text{-}x} = 13 kN.m$

➢ Sens x-x

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a\text{-}x}$ = 8.08kN.m.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t\text{-}x}$ = 13.73kN.m.

➢ Sens y-y

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a\text{-}y}$ = 6.5kN.m.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t\text{-}y}$ = 11.05kN.m.

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	27.76	8.08	3.43	0.021	0.0278	1.465	*Vérifiée*
	Travée	47.19	13.73	3.43	0.037	0.0458	1.465	*Vérifiée*
Y- Y	Appuis	20.21	6.5	3.11	0.016	0.0201	1.305	*Vérifiée*
	Travée	34.36	11.05	3.11	0.026	0.0304	1.305	*Vérifiée*

Tableau VI.7

VI.4.3.2 Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie (Fig.XI.1). Le calcul se fera pour une bande d'un mètre de largeur.

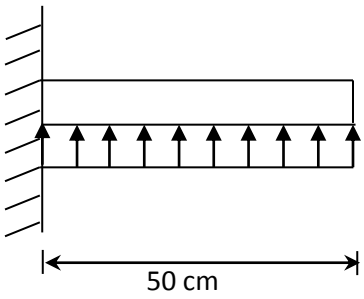


Fig. VI.. Schéma statique du débord

a) Sollicitations de calcul

- **A l'E.L.U** q_u= 49.38 / ml ;

$$M_u = \frac{-q_u\ l^2}{2} = \frac{-49.38\times 0{,}5^2}{2} = 6.17\ \ kN.m\ ;$$

- **A l'E.L.S** q_s = 12.55 kN/ml ;

$$M_s = \frac{-q_s\ l^2}{2} = \frac{-12.55\times 0{,}5^2}{2} = 1.56\ \ kN.m$$

b) **Calcul des armatures**

$$b = 1\,m\ ,\ d = 30\,cm\ ,\ fbc = 14{,}2Mpa\ ,\ \sigma s = 348\,Mpa.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b\ d^2\ \sigma_b} = \frac{6.17\times 10^6}{1000\times(300)^2\times 14{,}2} = 0{,}0048 < \mu_R = 0{,}392$$

$$\mu_u = 0{,}0048 \rightarrow \beta_u = 0.998$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u\, d\ \sigma_s} = \frac{6.17\times10}{0{,}998\times300\times348} = 0.59\,cm^2\ /\ ml$$

On adopte 6 HA 10 = 4,71 cm².Avec e=16cm

c) **Armatures de répartition**

$$S_t = \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.178\ cm^2$$

On adopte 3 HA 10 = 2.35 cm². Avec e=13cm

d) Vérification à l'E.L.U

$$A_{min} = \frac{0{,}23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23\times100\times30\times2{,}1}{400} = 3.62cm^2.$$

A = 3.62 cm² < A_{min} = 4.71 cm² $\Rightarrow$ on adopte 6 HA 10 = 4,71 cm².

e) Vérification à l'E.L.S

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6.17}{1.56} = 3.95$$

$$\alpha = 0{,}0048 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{25}{100} = 1.7$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'E.L.S

VI.4.5.2 Ferraillage des nervures :

a) Détermination des sollicitations

ELU

$$q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}\right) = 146.87 - \frac{36893.38}{378.44} = 49.38\,\frac{kN}{m^2}$$

ELS

$$q_s = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}\right) = 110.04 - \frac{36893.38}{378.44} = 12.55\ \frac{kN}{m^2}$$

Remarque

- Le rapport $0{,}4 < \propto = \frac{l_x}{l_y} < 1$pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal ou triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = l_x\left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)}$

$\mathbf{l_t = l_x\left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)}$

} pour une charge trapézoïdale

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = 0.333x\, l_x}$

Effort tranchant : $\mathbf{l_t = 0.25x\, l_x}$

} pour une charge triangulaire

- Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Robot BAT

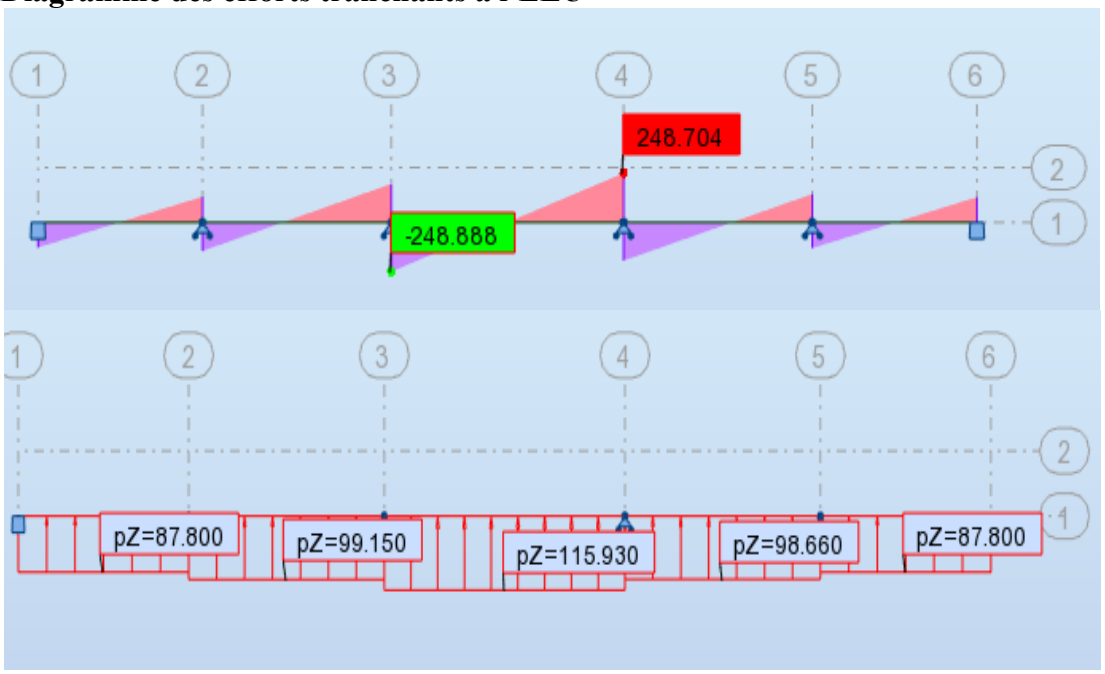
										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
	1	2.75	3.40	0.80	trapézoïdale	1.08	0.93	49.33	12.55	53.27		13.55		45.87		11.67	
a-b	2	3.40	5.50	0.62	Triangulaire	1.13	0.85	49.33	12.55	55.74	109.1	14.18	27.73	41.93	87.8	10.67	22.34
	1	2.75	3.90	0.70	trapézoïdale	1.15	1.04	49.33	12.55	56.73		14.43		51.30		13.05	
b-c	2	3.90	5.50	0.71	Triangulaire	1.29	0.97	49.33	12.55	63.63	120.36	16.19	30.62	47.85	99.15	12.17	25.22
	1	2.75	4.80	0.57	trapézoïdale	1.23	1.15	49.33	12.55	60.67		15.44		56.73		14.43	
C-D	2	4.80	5.50	0.87	Triangulaire	1.59	1.2	49.33	12.55	78.43	139.1	19.95	35.39	59.20	115.93	15.06	29.49
	1	2.75	3.90	0.71	trapézoïdale	1.14	1.03	49.33	12.55	56.24		14.31		50.81		12.93	
D-E	2	3.90	5.50	0.71	Triangulaire	1.29	0.97	49.33	12.55	63.63	119.87	16.19	30.5	47.85	98.66	12.17	25.10
	1	2.75	3.40	0.80	trapézoïdale	1.08	0.93	49.33	12.55	53.27		13.55		47.87		11.67	
E-F	2	3.40	5.50	0.62	Triangulaire	1.13	0.85	49.33	12.55	55.74	109.01	14.18	27.73	41.93	87.8	10.67	22.34

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
	1	3.35	3.90	0.85	Triangulaire	1.12	0.84	49.33	12.55	55.25		10.54		41.45		10.54	
a-b	2	3.35	4.80	0.69	Triangulaire	1.12	0.84	49.33	12.55	55.25	110.5	10.54	21.08	41.45	82.9	10.54	21.08
	1	3.30	3.90	0.85	Triangulaire	1.09	0.82	49.33	12.55	53.77		10.29		40.45		10.29	
b-c	2	3.30	4.80	0.68	Triangulaire	1.09	0.82	49.33	12.55	53.77	107.54	10.29	20.58	40.45	80.9	10.29	20.58
	1	2.75	3.90	0.70	Triangulaire	0.91	0.68	49.33	12.55	44.89		85.34		33.54		8.534	
C-D	2	2.75	4.80	0.57	Triangulaire	0.91	0.68	49.33	12.55	44.89	89.78	85.34	170.68	33.54	67.08	8.534	17.07
	1	3.90	5.50	0.71	trapézoïdale	1.62	1.46	49.33	12.55	79.91		18.32		72.02		18.32	
D-E	2	4.80	5.50	0.87	trapézoïdale	1.79	1.49	49.33	12.55	88.30	168.21	18.69	37.01	73.50	145.52	18.69	37.01
	1	2.70	3.90	0.69	Triangulaire	0.89	0.67	49.33	12.55	43.90		8.41		33.05		8.41	
E-F	2	2.70	4.80	0.56	Triangulaire	0.89	0.67	49.33	12.55	43.90	87.8	8.41	16.82	33.05	66.1	8.41	16.82

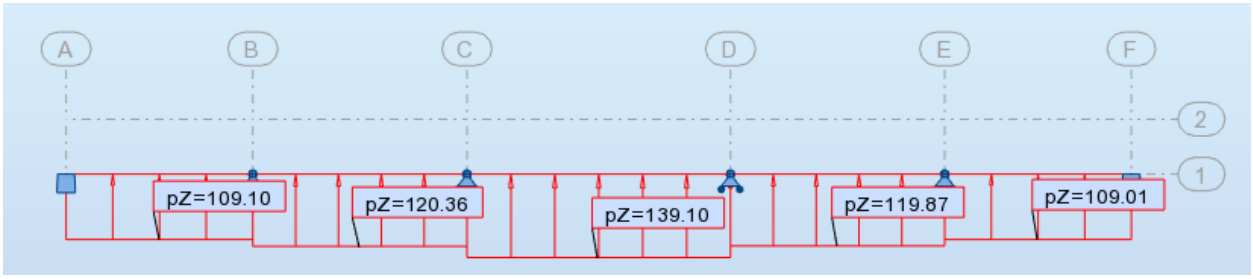
b) Les diagramms des moments fléchissant et des efforts tranchants

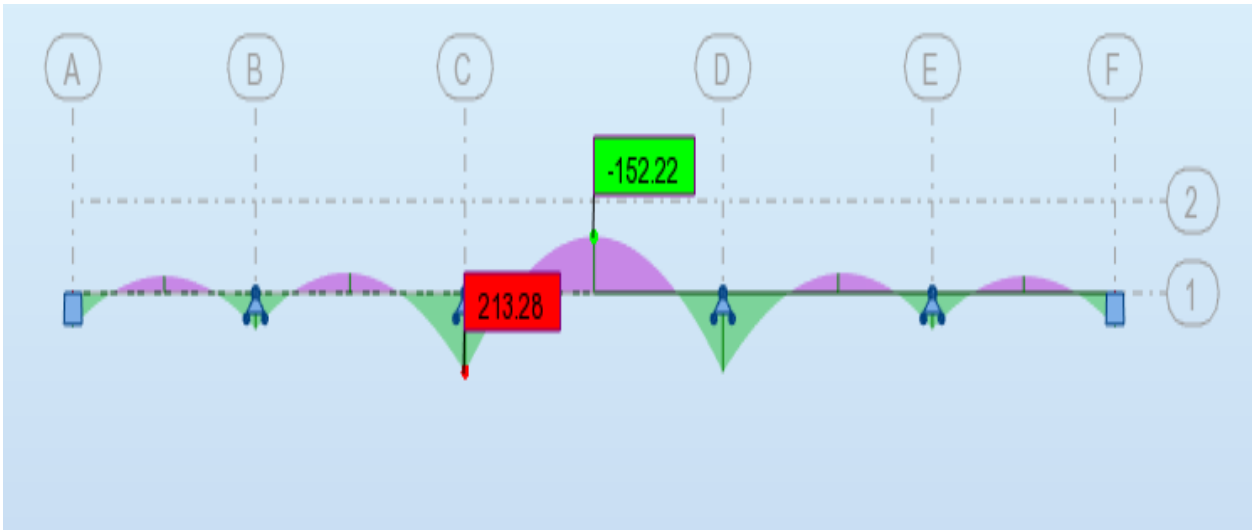
- **Sens x-x**

❖ **Diagramme des efforts tranchants à l'ELU**

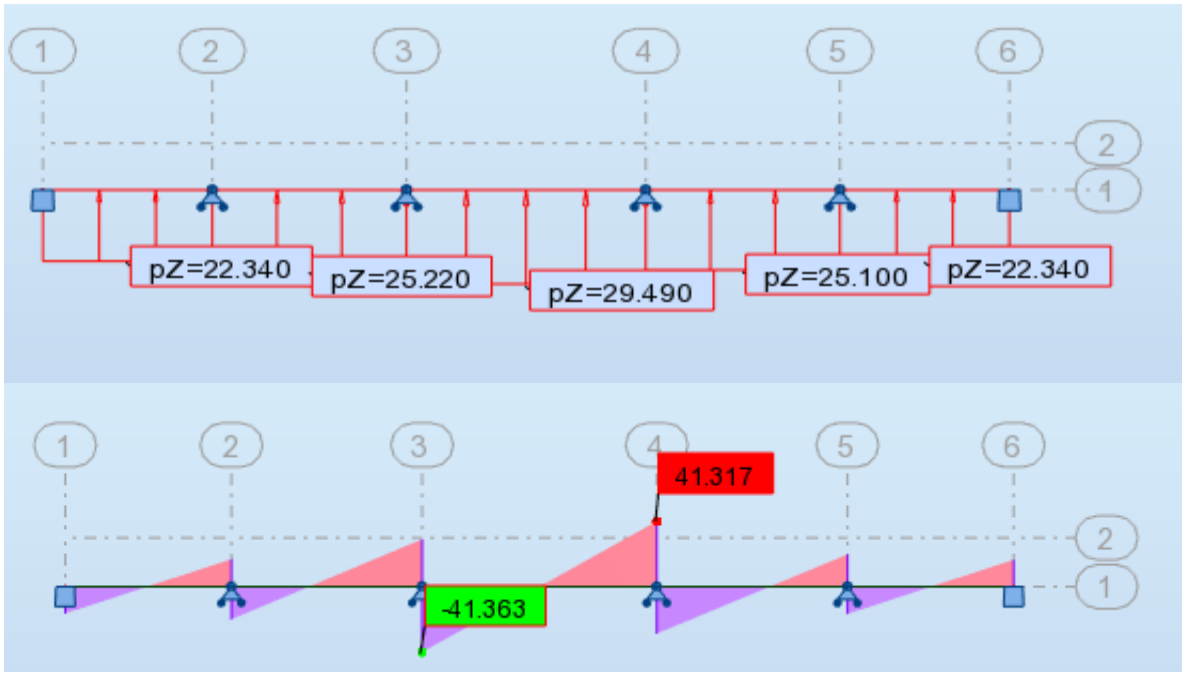


❖ **Diagramme des moments fléchissants à l'ELU**

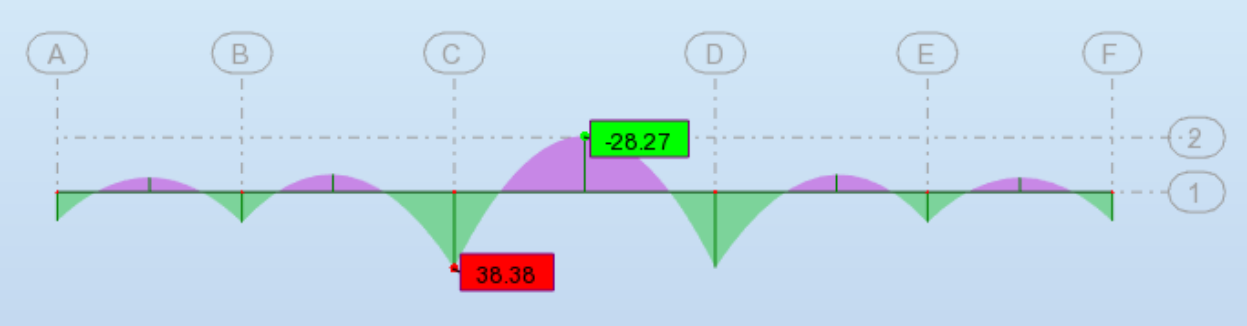




❖ **Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

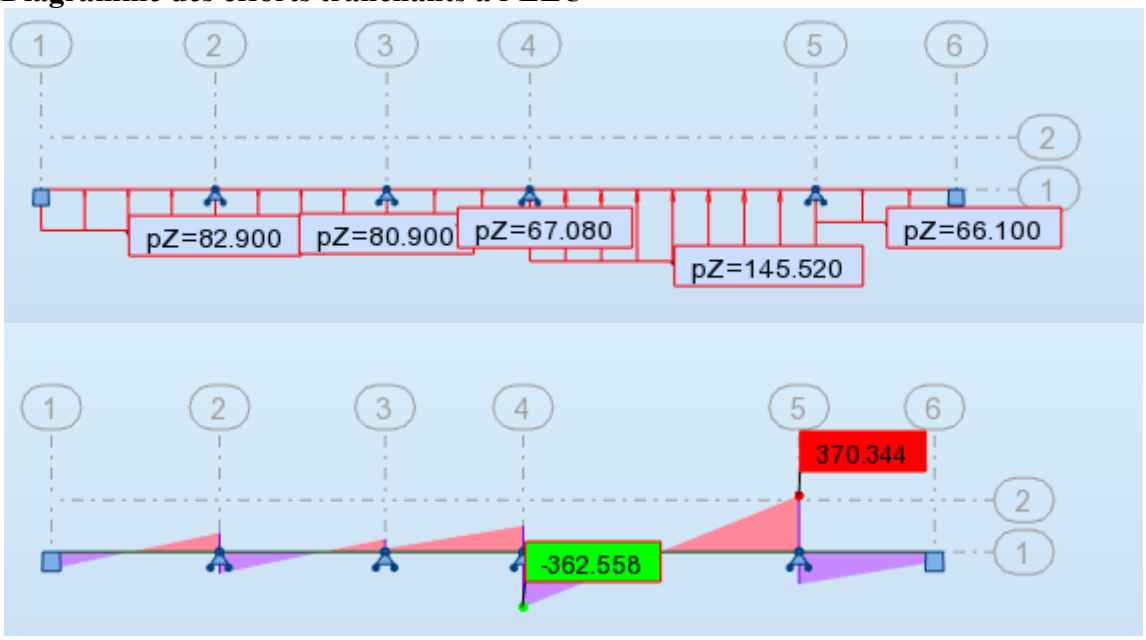


❖ **Diagramme des moments fléchissants à l'ELS**

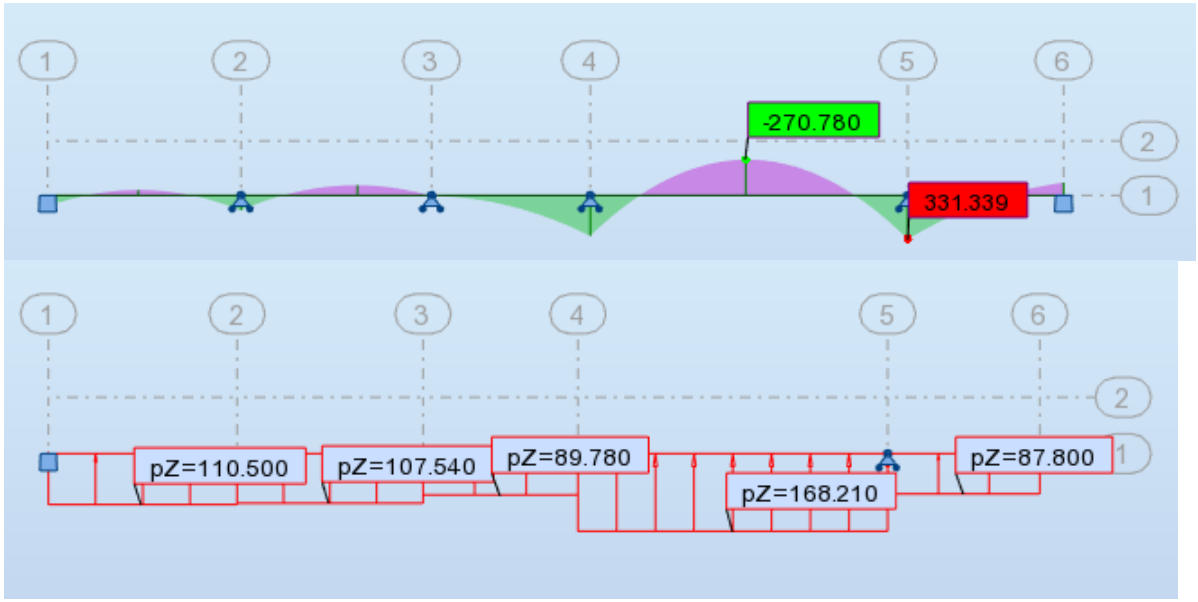

A
B
C
D
E
F
2
1
-28.27
38.38

➢ **Sens y-y**

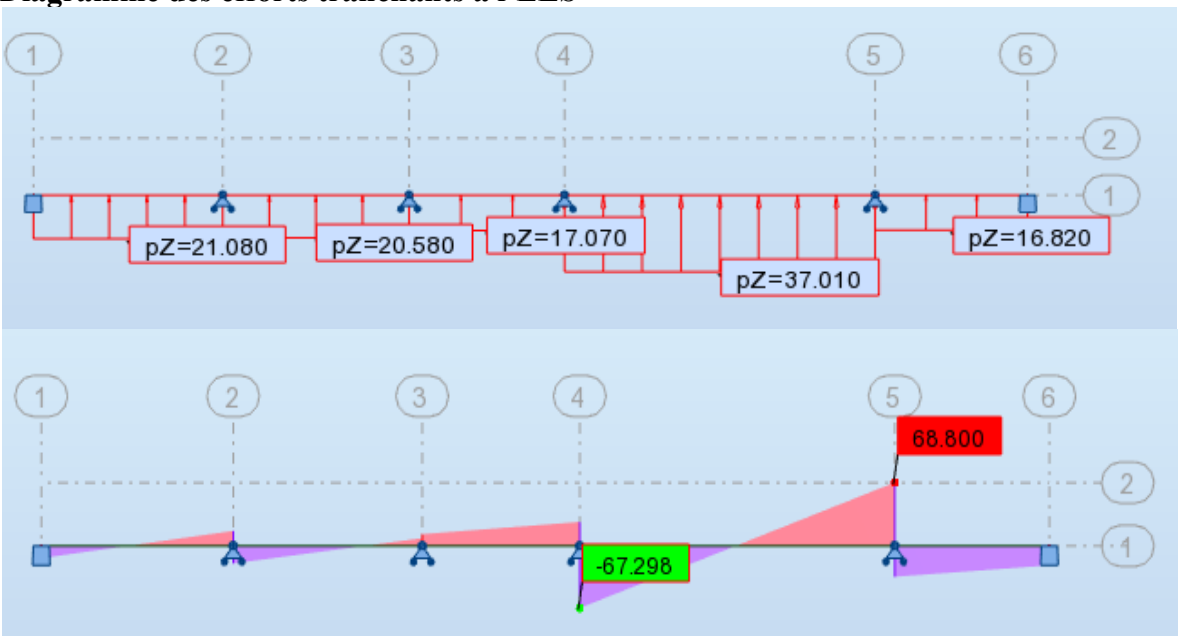
❖ **Diagramme des efforts tranchants à l'ELU**



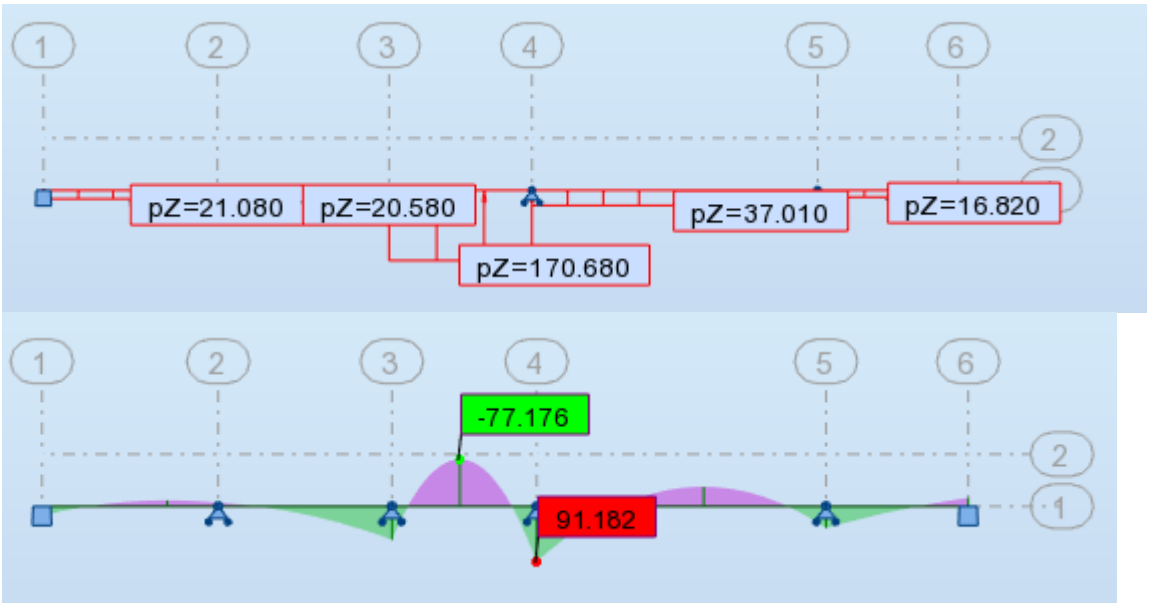
❖ **Diagramme des moments fléchissants à l'ELU**



❖ **Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**



❖ **Diagramme des moments fléchissants à l'ELS**



VI.4.5.3)Calcul du ferraillage des nervures :

b=50 cm d=95 f_{bu}=14,2 MPa σ_{st}=348MPa

	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	213.28	-28.278	331.339	91.182
M_{tmax}(KN.m)	-152.22	38.38	-270.780	-77.176
T_{max} (KN)	-248.888	-41.363	370.344	-67.298

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$(cm^2)
xx	Appuis	213.28	0.033	0.982	SSA	6.57	3HA14filante+3HA12chap = 8.00 cm^2 st= 20 cm
	Travée	152.22	0.023	0.987	SSA	4.66	3HA14 filante + 3HA12chap=8.00 cm^2 st=20 cm
yy	Appuis	331.339	0.052	0.973	SSA	10.30	3HA16 filante+3HA14chap = 10.65 cm2 St=20cm
	Travée	2701.780	0.042	0.979	SSA	8.36	3HA16 filante + 3HA14 chap = 10.65 cm2 St=20cm

Tableau VI. 15

Remarque

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures ; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction(Art. A.8.3/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_p = \frac{3 \times 0.9}{2} = 1.35 cm^2$$

Nous adopterons une barre en 2HA14=3.08cm² comme armature de peau.

a) Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{min}=0,23 b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5.73 cm^2$$

- **Sens x-x**

-En appuis : $A_a=8.00cm^2 > A_{min}= 5.73\ cm^2$ Condition vérifiée

-En travée : $A_t= 8.00\ cm^2 > A_{min} = 5.73cm^2$ Condition vérifiée

- **Sens y-y**

-En appuis : $A_a=10.65cm^2 > A_{min} = 5.73\ cm^2$ Condition vérifiée

-En travée : $A_t= 10.65\ cm^2 > A_{min} = 5.73cm^2$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant** (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).
  - **Sens x-x**

$T_u^{max} = 248.888kN$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{248.888 \times 10^3}{500 \times 950} = 0.52 MPa$$

$\overline{\tau_u} = \min \{0,13\ f_{c28}; 5\ MPa\}$

$\tau_u = 0.52MPa < \overline{\tau_u} = 3,25MPa$ **Condition vérifiée**

  - **Sens y-y**

$T_u^{max} = 370.344kN$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{370.344 \times 10^3}{500 \times 950} = 0.78 MPa$$

$\overline{\tau_u} = \min \{0,13\ f_{c28}; 5\ MPa\}$

$\tau_u = 0.78MPa < \overline{\tau_u} = 3,25MPa$ **Condition vérifiée**

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis** (Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).
  - **Sens x-x**
    - ✓ **Influencesur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0{,}9xd}}{f_e / 1{,}15} = \frac{-248.888 + \frac{213.28 \times 10^2}{0{,}9 \times 95}}{34.8} = 0.02cm^2 < 0$$

$A_a = 8.00\ cm^2 \geq A_u = 0.02cm^2$ **Condition vérifiée**

- ✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{max} \leq 0{,}4xbx0{,}9xd\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0{,}4x0{,}9xbxd\ x\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0{,}4.\ 0{,}9\ .50.95.\frac{25}{1{,}5} = 28500kN \geq 248.888Kn$$ **condition vérifiée**

- **Sens y-y**
  - ✓ **Influencesur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0{,}9xd}}{f_e / 1{,}15} = \frac{370.344 - \frac{331.339 \times 10^2}{0{,}9 \times 95}}{34.8} = -0.49cm^2 < 0$$

$A_a = 10.65\ cm^2 \geq A_u = -0.49cm^2$ **Condition vérifiée**

- ✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{max} \leq 0{,}4xbx0{,}9xd\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0{,}4x0{,}9xbxd\ x\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0{,}4.\ 0{,}9\ .50.75.\frac{25}{1{,}5} = 28500kN \geq 370.344Kn$$ **condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement aux appuis** (Art A.6.1,3/ BAEL91modifiées 99).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi\ .\ f_{t28} = 1{,}5.2{,}1 = 3{,}15$ MPa.

Avec : $\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0{,}9d\sum u_i}$

Avec : $\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 4.3{,}14 \times 2 + 4.3{,}14.1{,}4 = 42{,}7cm$.

➢ **Sens x-x**

$$\tau_{se} = \frac{748.713 \times 10}{0{,}9 \times 75 \times 42{,}7} = 2.59 MPa$$

τ_{se} =2,59MPa ⟨ $\bar{\tau}_{se}$ =3,15 MPaCondition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres.

➢ **Sens y-y**

$$\tau_{se} = \frac{739.373 \times 10}{0{,}9 \times 75 \times 42{,}7} = 2.56 MPa$$

τ_{se} =2,56MPa ⟨ $\bar{\tau}_{se}$ =3,15 MPa Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Calcul des armatures transversales .**

➢ **Diamètredes armatures transversals.**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\boldsymbol{\phi_t \geq \frac{\phi_{l\,max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\ mm} \quad \text{Soit :} \quad \boldsymbol{\phi = 8\ mm}$$

On prend deux cadres et un étrier en HA 8

Donc nous adoptons : 4 HA 8 =2,01 cm^2. Exigence du(R.P.A Art.7.5.2.2).

➢ **Calcul des espacements des barres transversales**(Art. A.5.1,22 / BAEL91)

En zone nodale :

$$\boldsymbol{S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l\,max}\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 1.6\right\} = \min\{25; 19.2\}}$$

Soit : $\boldsymbol{S_t = 15cm}$

En zone courante :

$$\boldsymbol{S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50cm} \qquad \text{Soit :} \qquad \boldsymbol{S_t = 30\ cm}$$

➢ **Armatures transversales minimales**

En zone nodale : $A_{tmin} = 3‰S_t \times b = 0{,}003 \times 15 \times 50 = 2{,}25cm^2$.

En zone courante : $A_{tmin} = 3‰S_t \times b = 0{,}003 \times 30 \times 50 = 4.5cm^2$.

- **Vérification à L'ELS**

État d'ouverture des fissures BAEL91 : Art A.4.5, 32

La contrainte detraction des armatures est : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \left\{\frac{f_e}{\gamma_s}\right\} = \frac{400}{1.15}$=348 MPa

Etat limite de résistance du béton en compression BAEL91 : Art 4.5.2

La contrainte de compression du béton est limité a $\bar{\sigma}_{bc}$ = 0.6f $_{C28}$

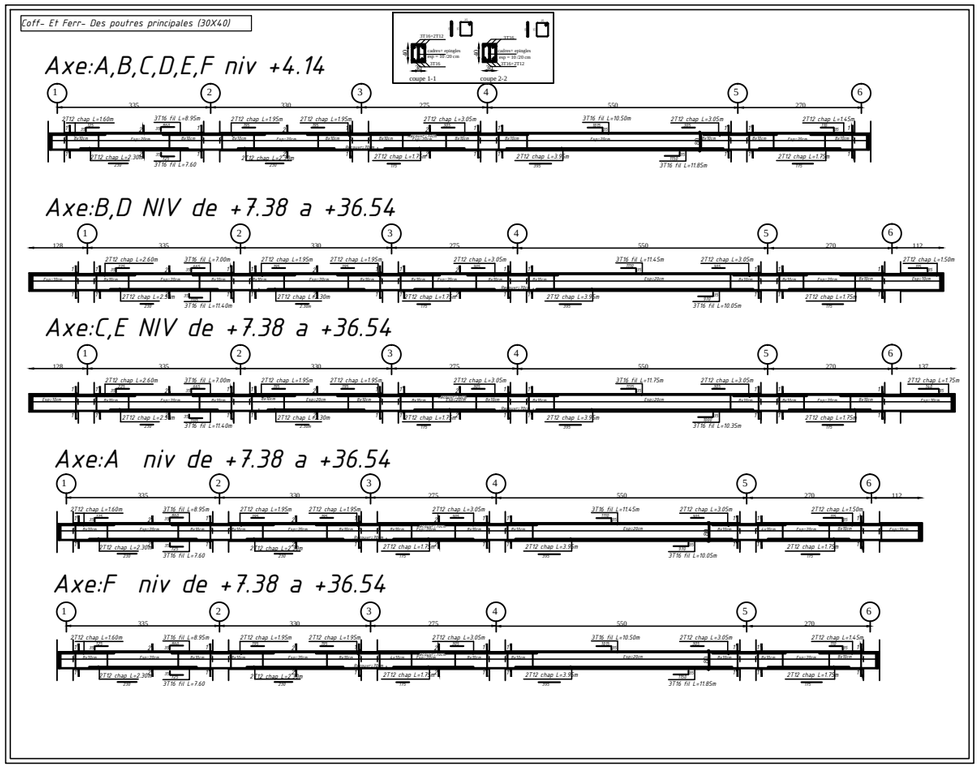
$\bar{\sigma}_{bc}$ = 0.6×25 =15 MPa

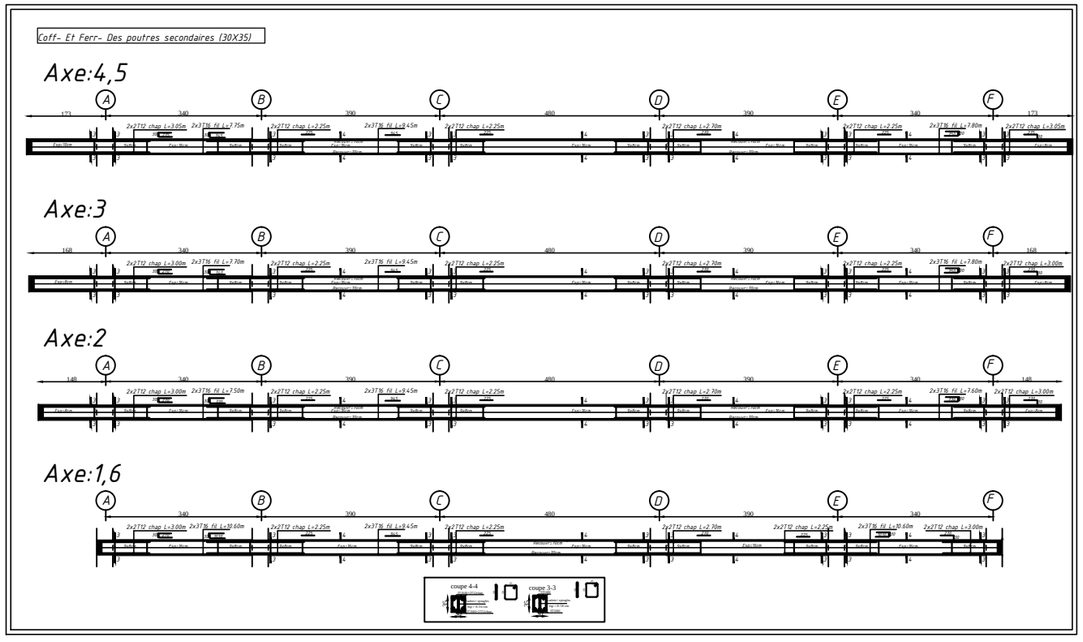
Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants

b=50 cm d=95 f_{bu}=14,2 MPa σ_{st}=348MPa

Sens	Zone	M_s	$A_{(ELU)}$	ρ_1	α_1	β_1	k	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
x-x	Appuis	28.27	8.00	0.168	0.201	0.933	59.63	39.86	348	0.66	15	vérifié
	Travée	38.38	8.00	0.168	0.201	0.933	59.63	54.13	348	0.91	15	vérifié
y-y	Appuis	91.182	10.65	0.224	0.228	0.924	50.79	97.53	348	1.92	15	vérifié
	Travée	77.176	10.65	0.224	0.228	0.924	50.79	82.55	348	1.62	15	vérifié

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

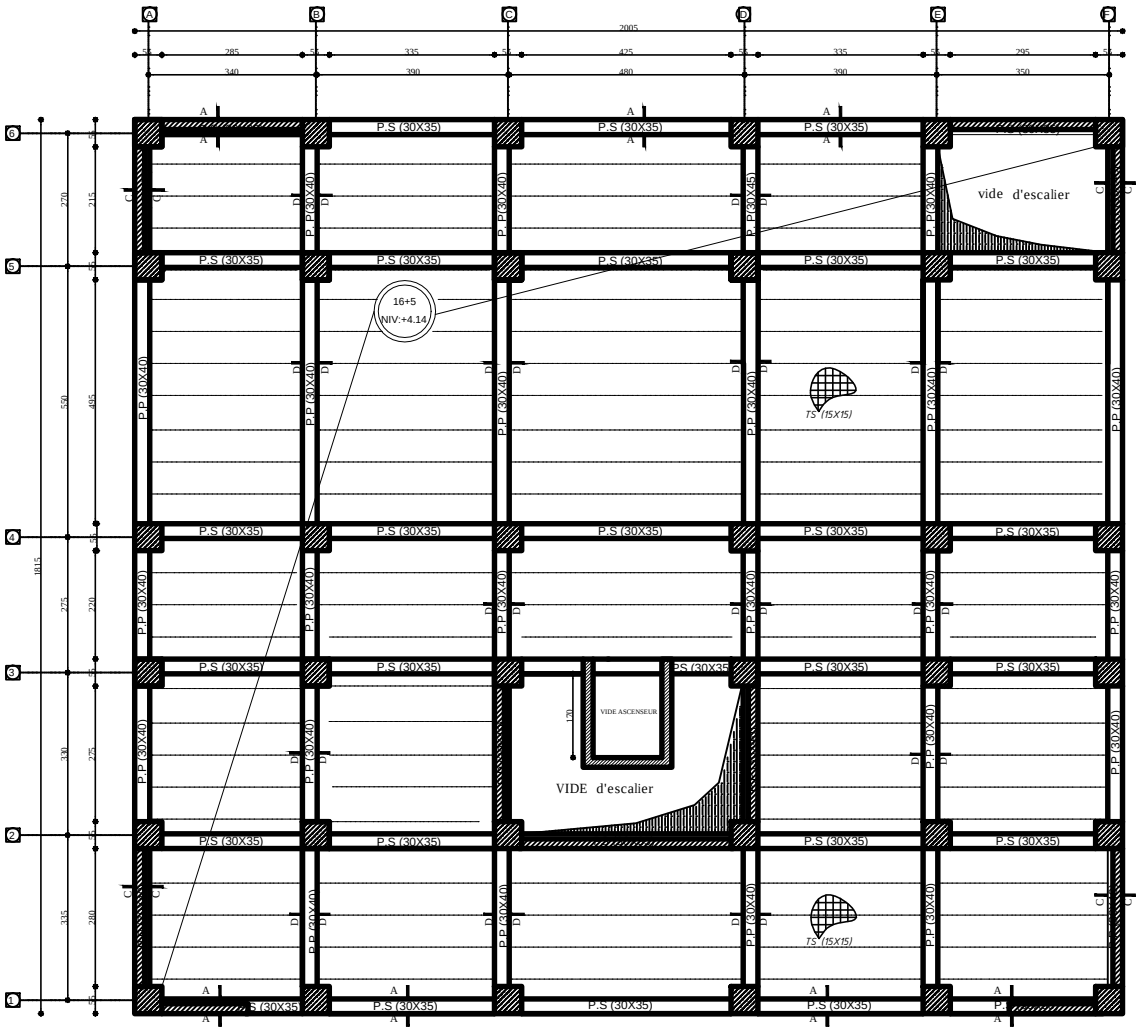




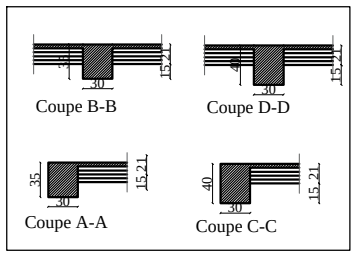
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

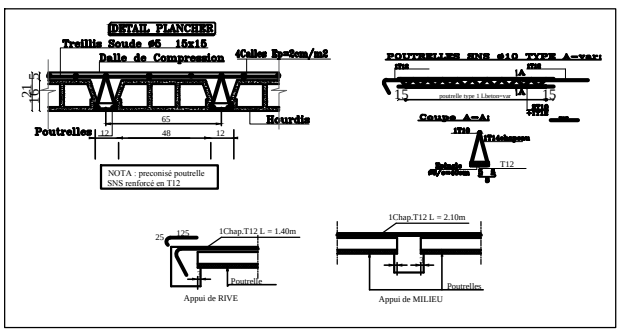
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

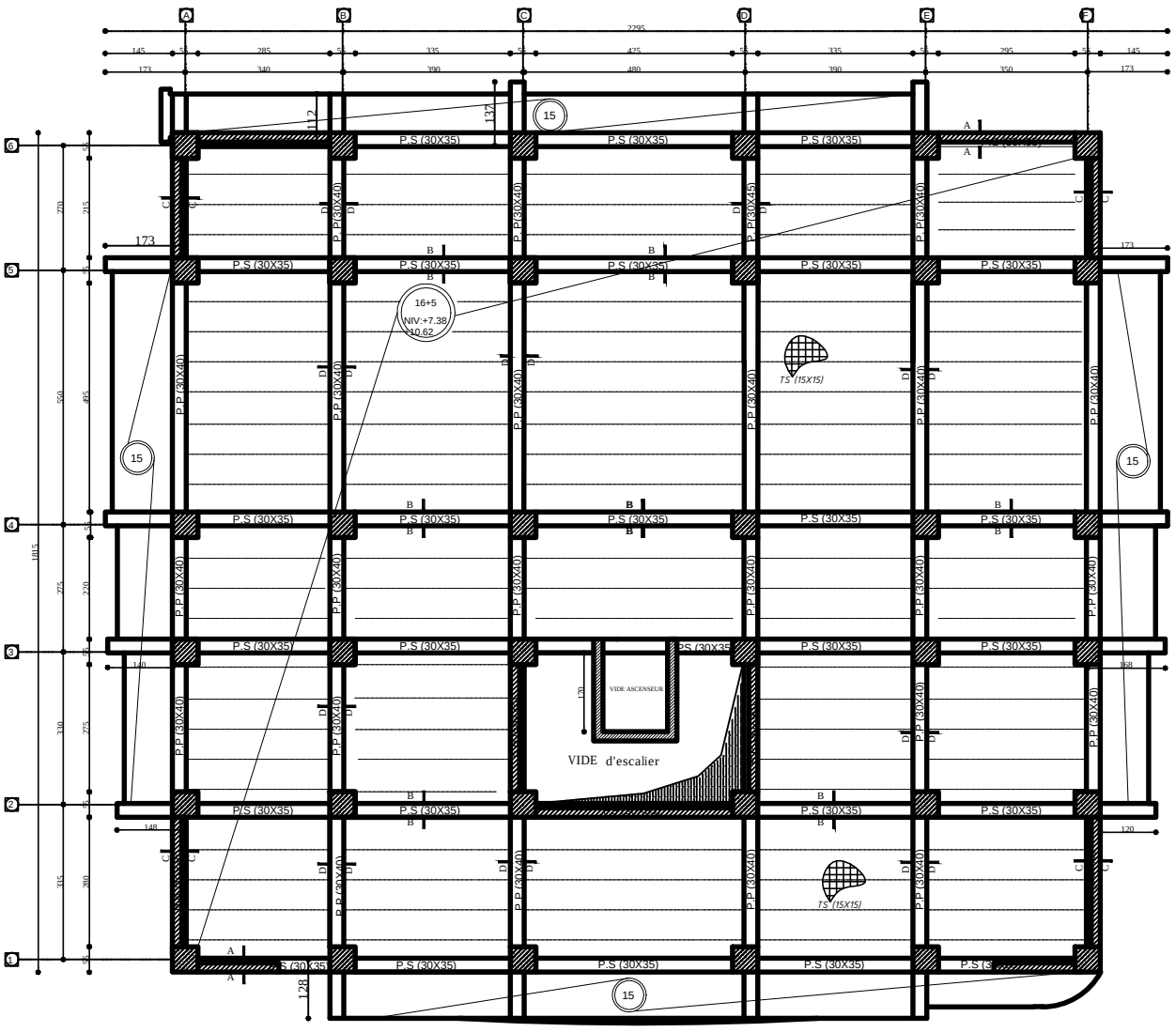
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COFFRAGE PLANCHER NIV: +4.14





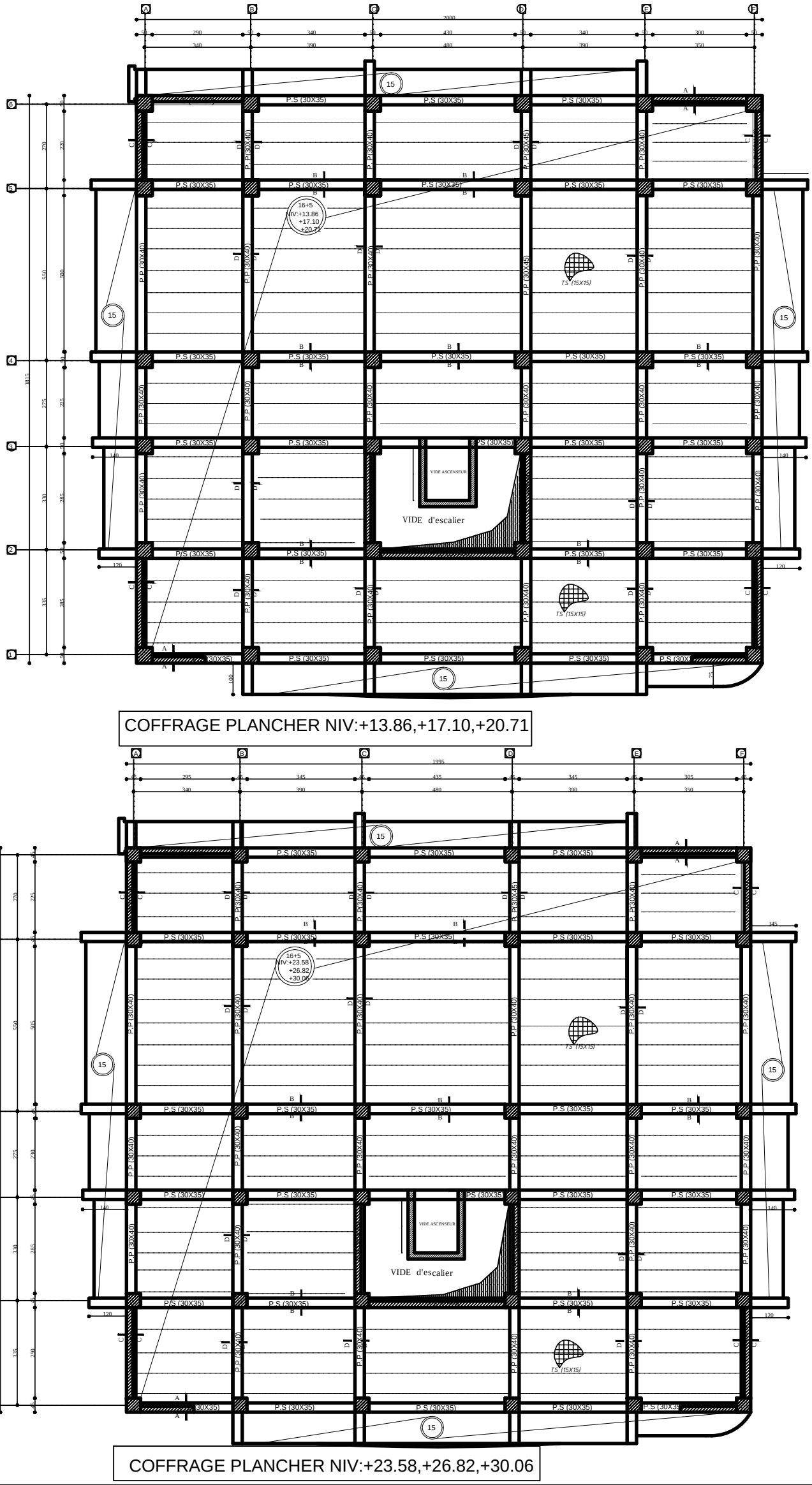


COFFRAGE PLANCHER NIV: +7.38, +10.62

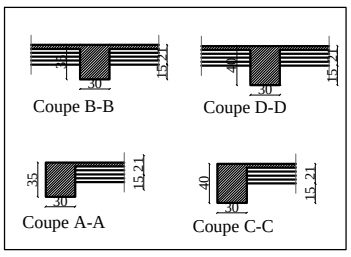
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

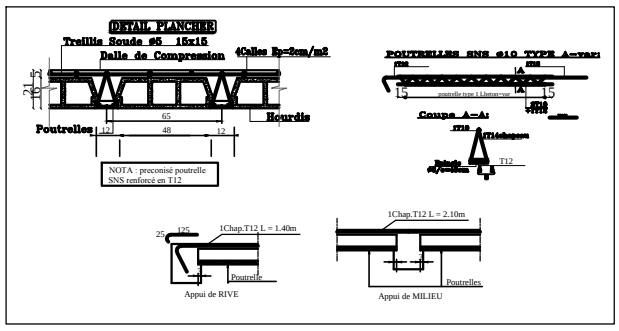
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COFFRAGE PLANCHER NIV:+13.86,+17.10,+20.71



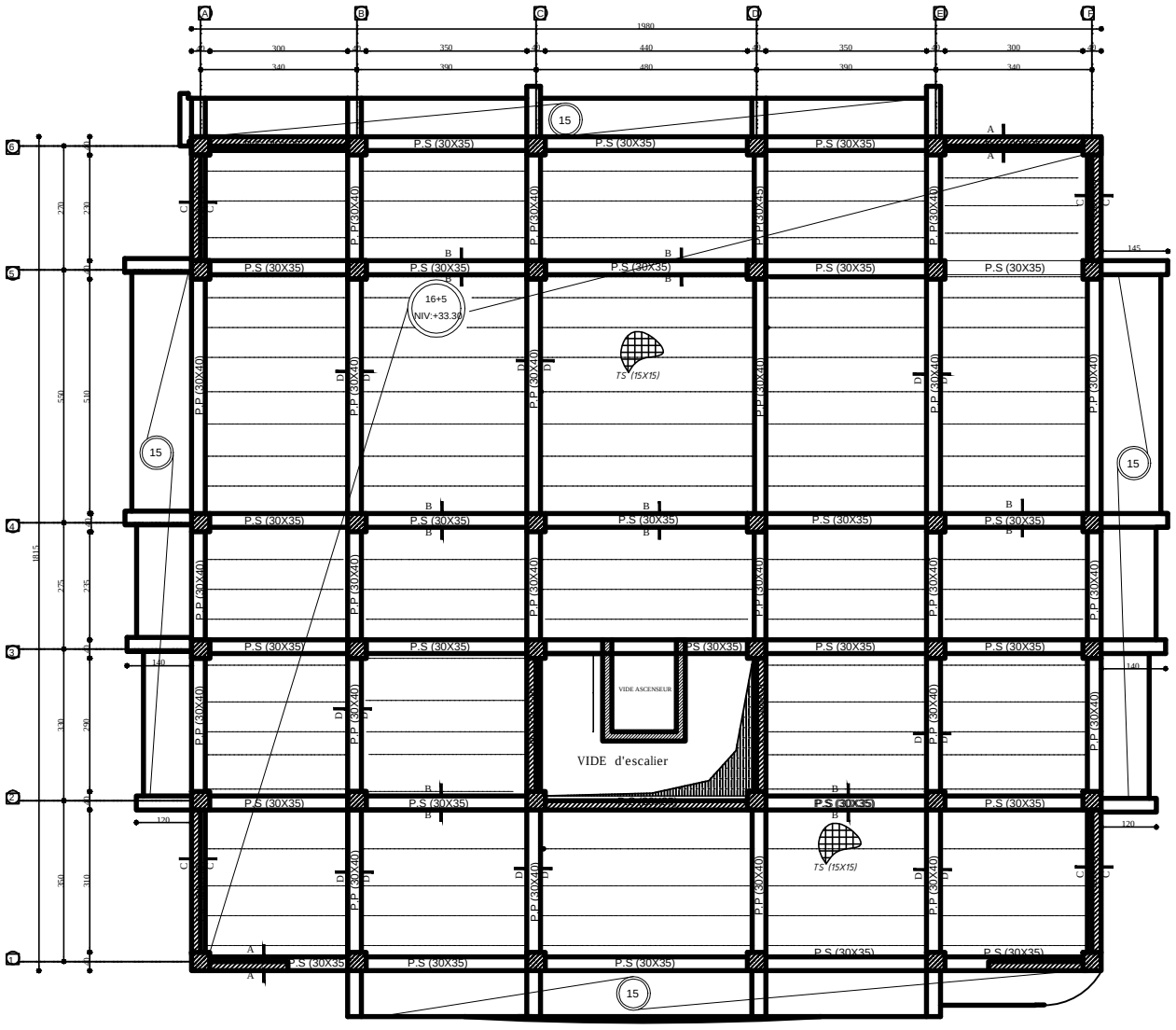


COFFRAGE PLANCHER NIV:+23.58,+26.82,+30.06

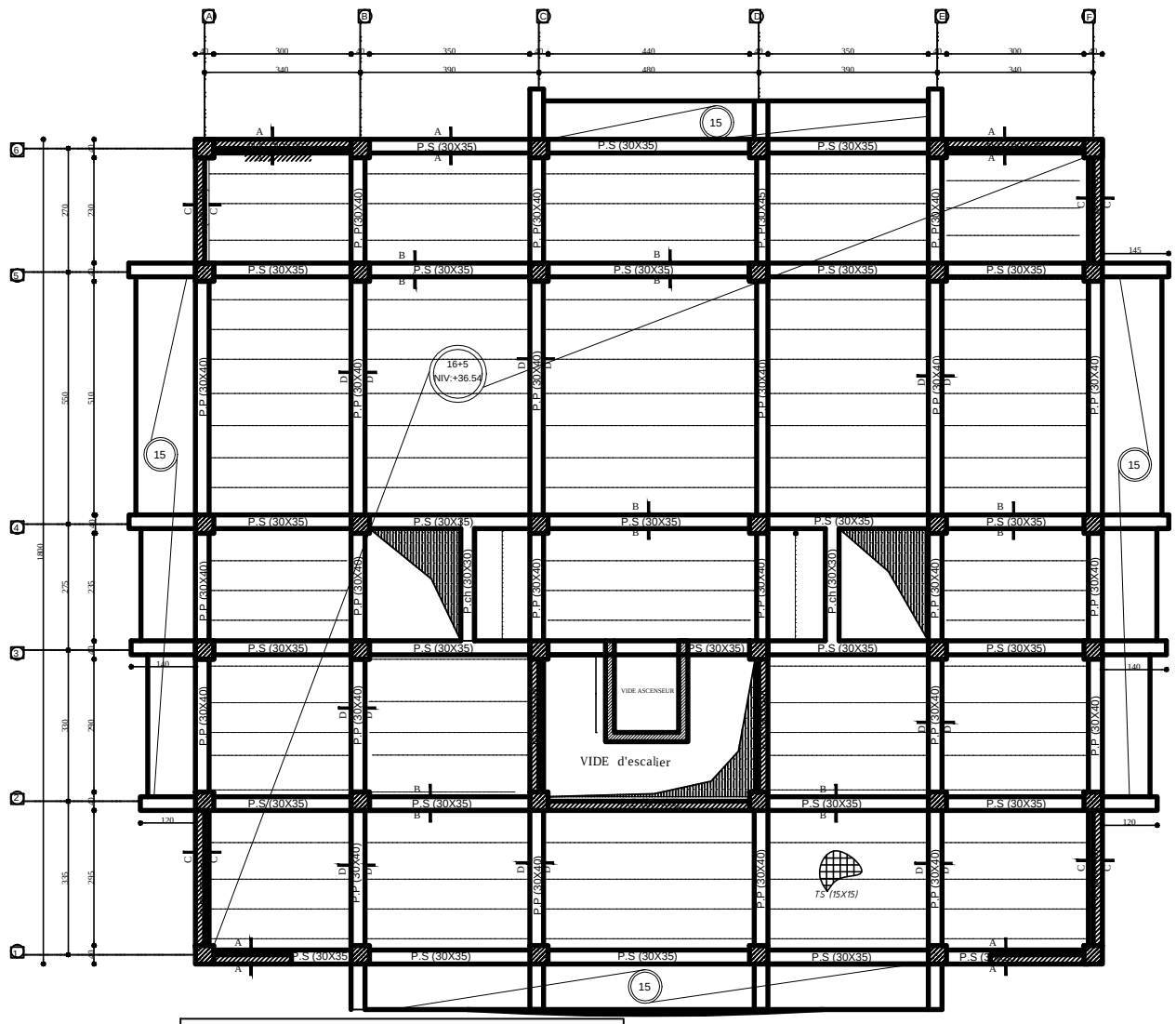
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COFFRAGE PLANCHER NIV:+33.30

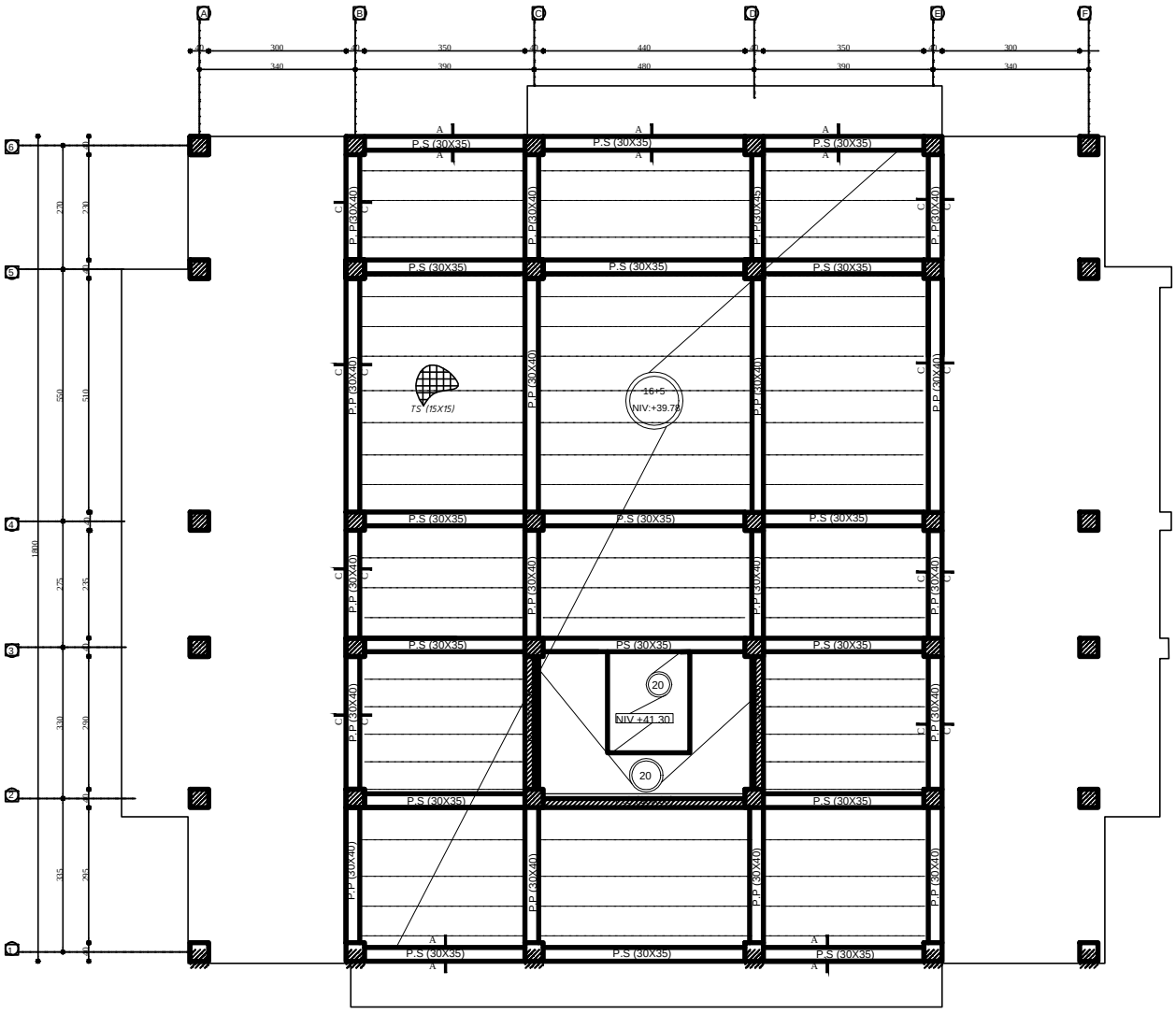


COFFRAGE PLANCHER NIV:+36.54

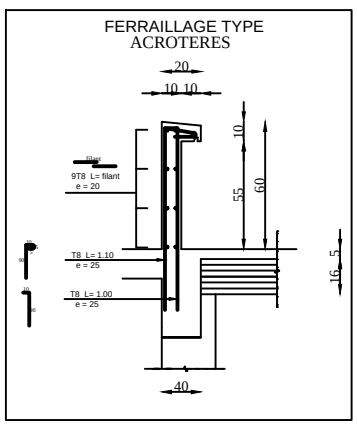
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

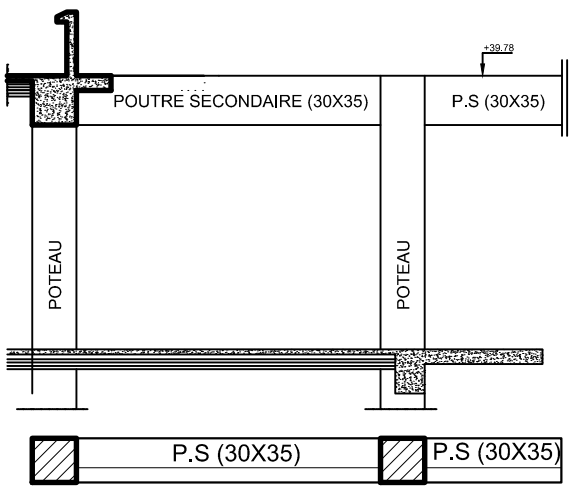
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COFFRAGE PLANCHER NIV:+39.78



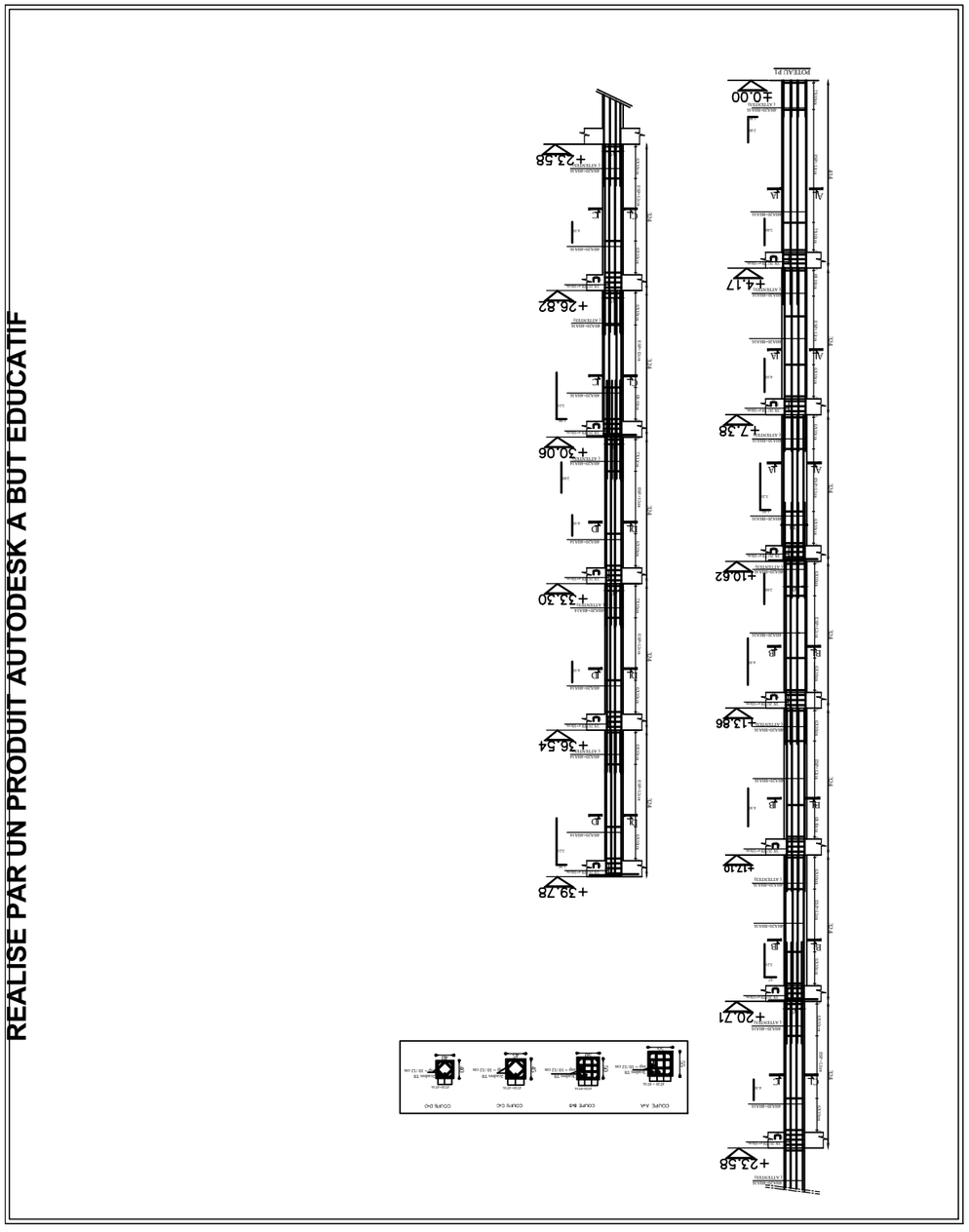


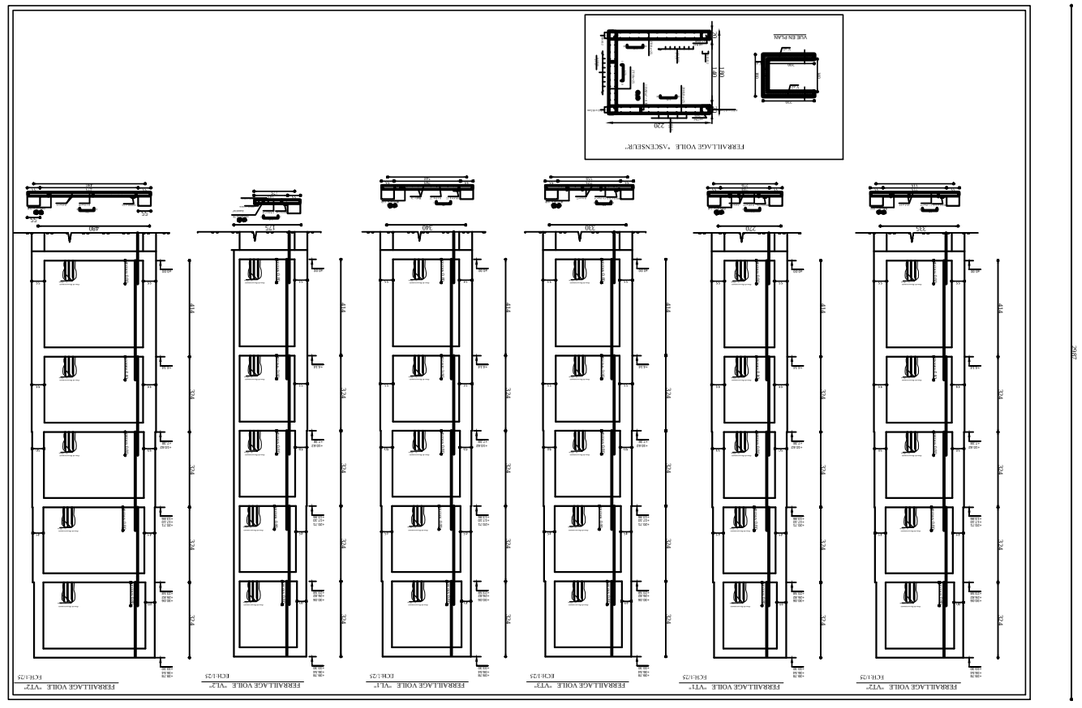
VOIR PLAN DE TOITURE
Niv: +39.78

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

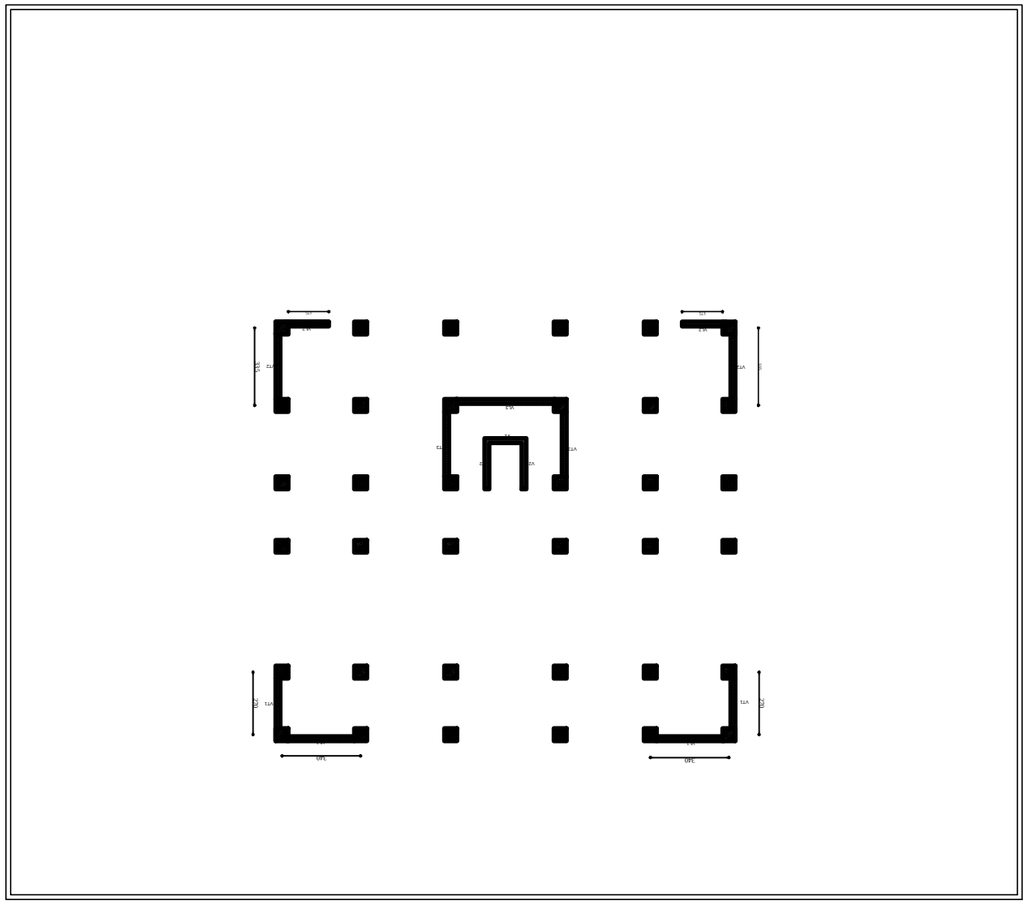


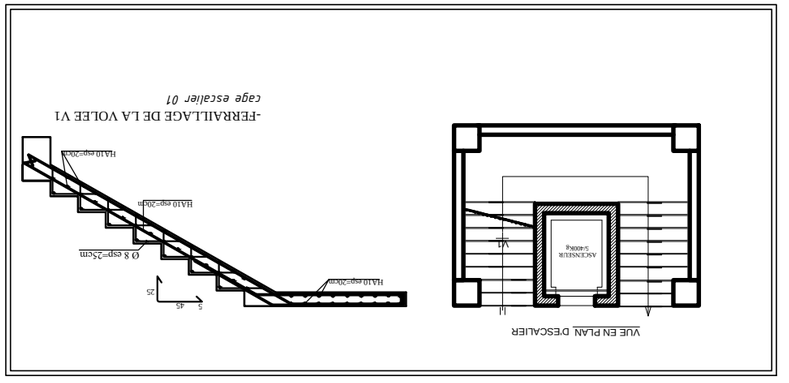


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



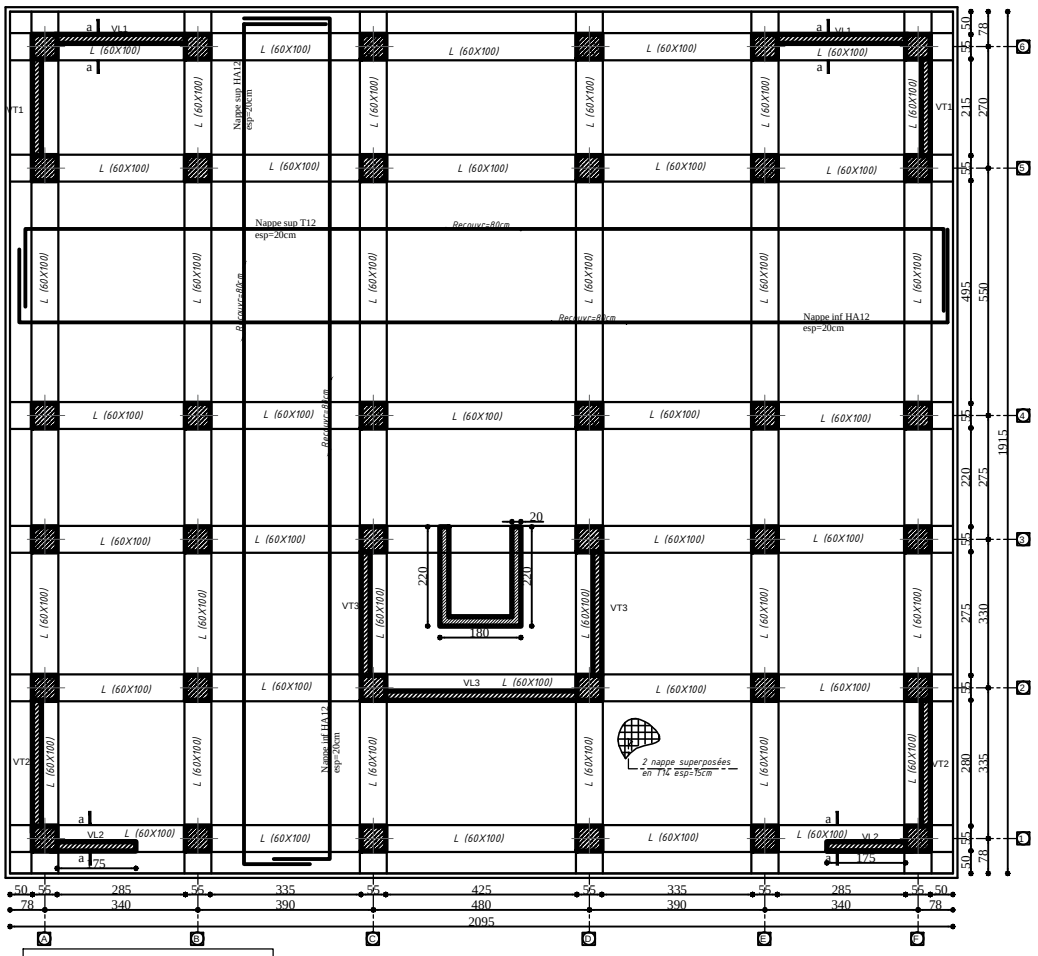


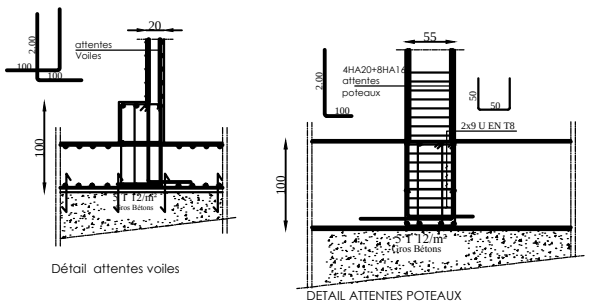
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

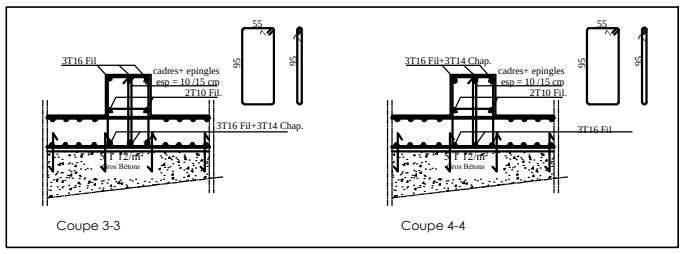
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

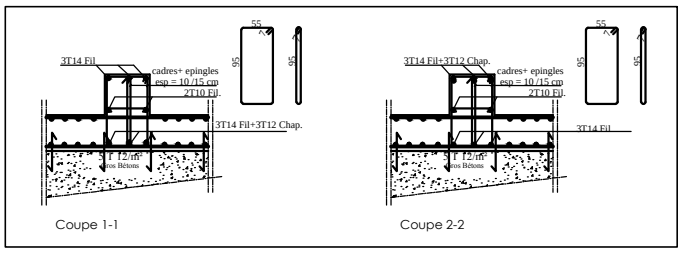
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

ECHELLE *1/50*

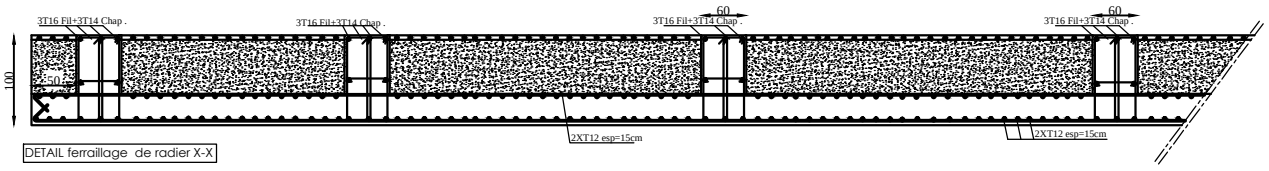


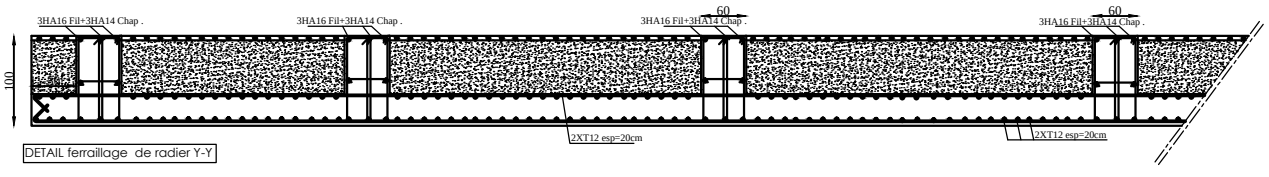


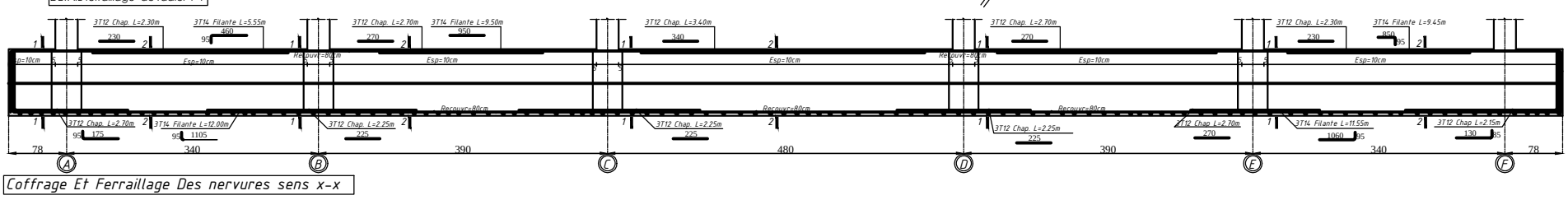




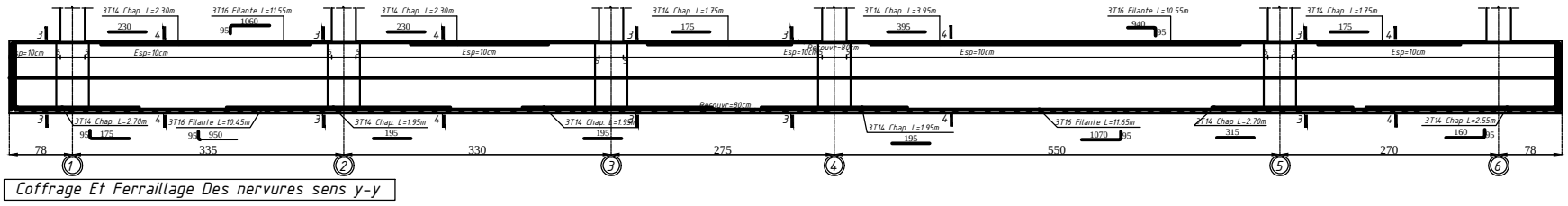
Coffrage De radier







Coffrage Et Ferraillage Des nervures sens x-x



Coffrage Et Ferraillage Des nervures sens y-y

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les connaissances acquises et assimilées tout au long de notre cursus.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituants un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments.

Ajouter à cela nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple AUTOCAD ou encore le logiciel ROBOT que nous avons manipuler durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude obtenus avec le logiciel ROBOT, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.