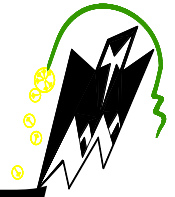


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE

DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : construction civil et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+5+2S/Sol) contreventé par voiles à usage d'habitation
et commerciale*



Dirigé par :

Mme: CHAHOUR.K

Etudié par :

Mr: DAHEB NACIM

Promotion 2016/2017

Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **CHAHOUR.K** pour la sollicitude avec laquelle elle a suivie et guidé ce travail.

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.

Dédicaces

Au nom d'Allah

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me
pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie
ma très chère maman et mon très cher papa et je
dis merci a leurs soutien, patience et confiance.*

A mes très chers frères

A mes chères sœurs

A tous les membres de ma famille

A mes amis (es)

*A toutes les personnes qui nous ont aidés de
prés et de loin*

A toute la promotion 2016/2017

Nacim

INTRODUCTION

La **construction parasismique** regroupe l'étude du comportement des bâtiments et des structures sujets à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de la superstructure et infrastructures résistant aux tremblements de terre.

Les objectifs principaux de la construction parasismique sont de :

- Comprendre l'interaction entre la superstructure et l'infrastructure de génie civil ou entre l'infrastructure de génie civil et le sol,
- Prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre,
- Concevoir et construire des structures résistantes aux séismes, conformément aux normes de construction locales.
- En Algérie, les expériences vécues, durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail, on présentera « **l'étude d'une structure d'un bâtiment (R+5 avec deux sous-sol) à usage d'habitation et commercial, avec l'application du logiciel ETABS** »

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- ✓ La deuxième étape sera le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments secondaires (Acrotère, Planchers, Escaliers..)
- ✓ La quatrième étape portera sur la modélisation de la structure et vérification des exigences du RPA.
- ✓ La cinquième étape portera sur le ferrailage de la structure (poutres, poteaux, voiles).
- ✓ La sixième étape portera sur l'étude des fondations.
- ✓ La septième étape portera sur l'étude du mur plaque.
- ✓ On terminera le travail par une conclusion générale.

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.	12
Chapitre III : Calcul des élément	
• III-1-Acrotère.....	29
• III-2-Plancher	39
• III-3- Poutre de chainage	62
• III-4-Escalier.....	70
• III-5- Poutre palière	86
• III-6- Salle Machine	96
• III-7-Balcon	109
Chapitre IV : Modélisation et vérification par l'RPA.....	115
Chapitre V : Ferrailage des poteaux.....	130
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	145
Chapitre VII : Ferrailage des voiles	163
Chapitre VIII : Etude des fondations	173
Chapitre IX : Etude du mur plaque	196

Conclusion

Bibliographie

I.1) Introduction Générale :

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment (RDC+5 étages +2 sous-sols) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles et Portiques en béton armé.

-Pour cela, nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes

(RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et

Constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL 91

modifié 99) afin d'assurer la résistance, la stabilité et la sécurité de la structure ainsi la sécurité des usagers.

-L'ingénieur doit définir la qualité, la stabilité et la sécurité des matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et

l'effondrement de la structure.

-L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un

ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré

de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à

choisir ...)

-Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule Solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

I.2) Présentation de l'ouvrage :

Le projet porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un ouvrage en béton armé à contreventement mixte. Cet ouvrage est à usage commercial et habitation composé de :

-D'un (01) Bloc de (R+5+2ss) contenant (06) locaux commerciaux au sous-sol (01) commerciaux et (02) logements par palier à partir du sous-sol (2) ; Le projet est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) , il est classé dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

I.2.1) Caractéristique géométriques :

- La hauteur totale :24.73 m
- hauteur sous-sol (02) :04.50m
- La hauteur sous-sol (01) :02.89m
- La hauteur du RDC :02.89m
- La hauteur d'étage courant : ..02.89m
- La longueur du bloc :22.95m
- La largeur du bloc :18.20m

I.2.2) La réglementation utilisée :

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

- règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BEAL 91**).
- Règles parasismique algérienne (**RPA 99 modifié 2003**).

I.3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

1.3.1) Ossature :

Le bâtiment est composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

1.3.2) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et qui ont pour fonctions de :

- supporter en outre de leur poids propres les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- assurer l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

A) Planchers à corps creux :

Sont constituées d'un remplissage en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système d'étanchéité multi couches en forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation ; les planchers des autres étages ont comme revêtement du carrelage scellé.

B) Planchers en dalle pleine :

Dans notre projet, les dalles pleines sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers et dans le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur).

I.3.3) Les escaliers :

La structure sera dotée d'une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, les escaliers des étages seront composés de deux volées et un palier de repos intermédiaire et celles du sous-sol seront composées de trois volées et deux paliers de repos intermédiaires réalisées en béton armé coulé sur place.

En plus des escaliers, le bâtiment comportera une cage d'ascenseur qui servira à déplacer facilement les personnes et les différentes charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, elle sera réalisée en béton armé coulé sur place.

I.3.4) Le remplissage :

-Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 [cm] d'épaisseur séparés d'une lame d'air de 5 [cm]. Les murs intérieurs se présenteront en une seule rangée de briques creuses de 10 [cm] d'épaisseur.

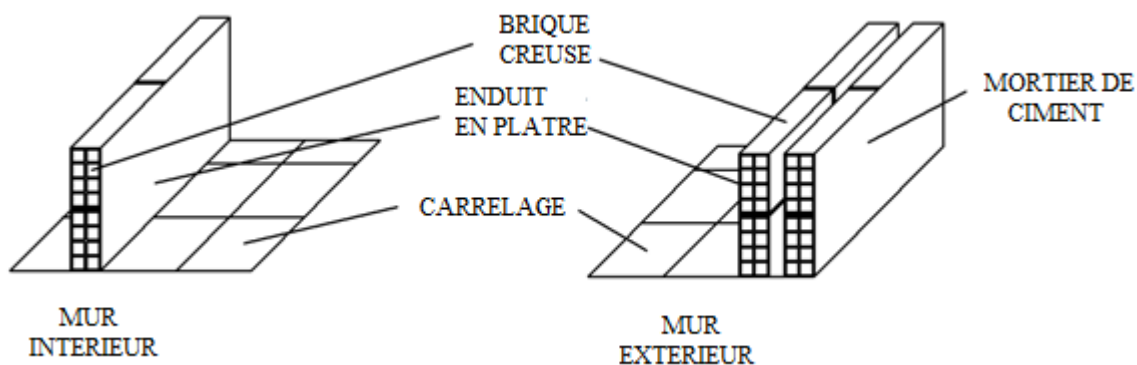


Figure I-1 : Les murs extérieurs et intérieurs.

I.3.5) Revêtements :

Ils seront réalisés en :

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

I.4)Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible (Sauf pour entretien), réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Revêtement d'étanchéité.

I.5) Etude du sol :

Protection lourde (gravier roulé). Terrain parfaitement stable constitué de trois formations géologiques

1. Des dépôts de limon désignés sous le terme de terre végétale.
2. Une couche argileuse de texture schisteuse présentant des tranches légèrement altérées.
3. Une couche de marnes grises très résistantes.

En conclusion on optera soit, pour des semelles filantes sur du gros béton ou un radier, dans les deux cas avec une contrainte de calcul de **2 bars**

I.6) caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.6.1) Le Béton :

C'est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350kg/m^3 de ciment portland (C P J).

A) Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} .

Par convention, la résistance à la compression du béton pour 1m^3 de béton courant dosé à 350 est obtenue en écrasant une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j \leq 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Dans notre étude, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$

B) Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction est donnée en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28}$

Pour $j=28$ jours, $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

C) Contrainte limite du béton :

➤ Etats limites :

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lequel la structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur.

Il existe deux types d'état limite :

1)Etat limite ultime :

Pour le calcul à l'ELU, nous adopterons le diagramme suivant :

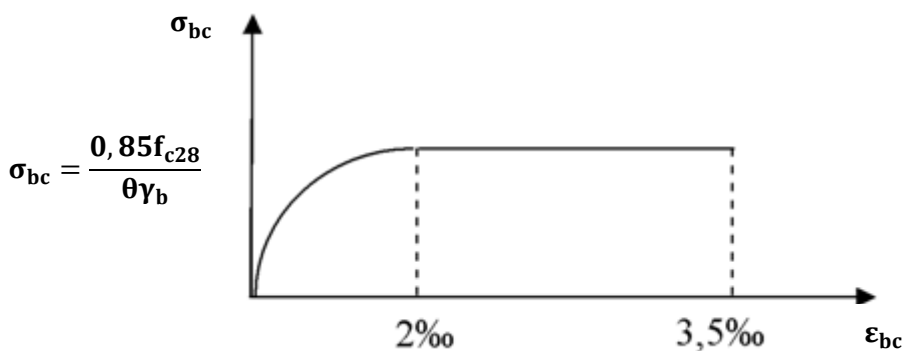


Figure I-2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.

σ_{bc} : contrainte limite ultime de béton en compression.

θ : Coefficient de sécurité dépendant de la durée de l'application de l'action considérée.

$\theta = 1$ Si la durée d'application est $>24h$.

$\theta = 0,9$ Si la durée d'application est entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ Si la durée d'application est $< 1h$.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ Dans le cas d'une situation courante.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ Dans le cas d'une situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

2) Etat limite de service :

Il correspond à un état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes sont plus satisfaites ; les déformations nécessaires pour atteindre cet état sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton.
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte admissible de compression du béton est donnée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

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

A l'E.L.S la déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire, la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

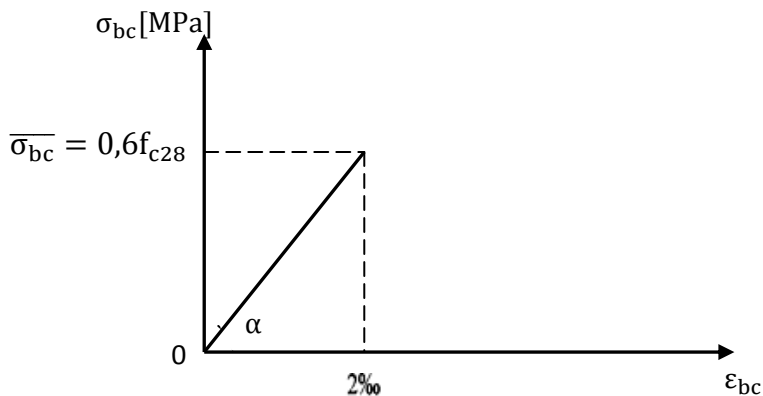


Figure I-3 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.

3) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b = Largeur de l'âme.

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \min\{0,13f_{c28}; 5\}$ [MPa]

-fissuration peu préjudiciable : $\tau_u \leq \min\{0,1f_{c28}; 4\}$ [MPa]

4) Module de déformation longitudinale :

a) Charges instantanées :(Art A.2.1.21 BEAL 91 modifié 99).

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation longitudinale instantanée du béton est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où : pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,195\text{MPa}$

b) Charges de longues durées: (Art A.2.1.22 BEAL 91 modifié 99).

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte le fluage du béton, on prend un module égale à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où : pour $E_{vj} = 10818,86\text{MPa}$

5) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young.

v: Coefficient de poisson. $\begin{cases} \nu = 0 & \text{A l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{A l'ELS.} \end{cases}$

I.6.2) Les 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 notre projet, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

•Acier à haute adhérence **feE400**.

•Treillis soudés **TLE520**.

a) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 200000 \text{MPa}$$

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

b) Contraintes limites :

1) ELU :(Art A.4.3.2 BEAL 91modifié 99).

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

γ_s : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

2) ELS : (Art A.4.3.2 BEAL 91modifié 99).

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures ;

D'après les règles BEAL 91modifié 99, On distingue trois types de fissuration :

Fissuration peu préjudiciable : c'est des éléments situés dans des locaux fermés, dans ce cas il n'y a pas de vérifications à faire

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$$

σ_{st} : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration tel que :

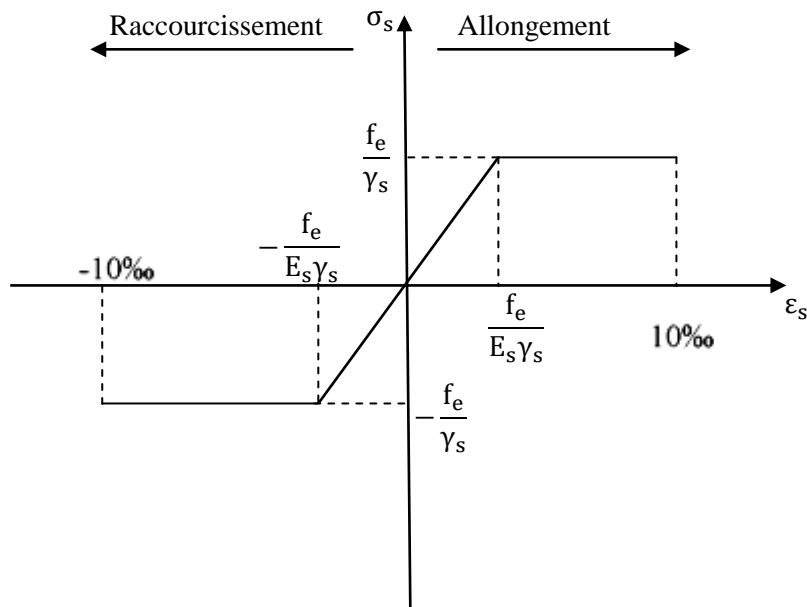
$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \dots\dots\dots \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 \dots\dots\dots \text{pour les aciers hauts adhérences.} \\ \eta = 1,3 \dots\dots\dots \text{pour les treillis soudés.} \end{array} \right.$$

Fissuration très préjudiciable : 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 est nécessaire de respecter la règle suivante :

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

I.7) Diagramme des contraintes-déformations de l'acier :

(Art A.2.2.2 BEAL 91 modifié 99).

**Figure I-4 : diagramme contraintes déformations.****I.8) Protection des armatures :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et d'éviter le problème de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. On adopte les valeurs suivantes :

- $c \geq 5$ cm : pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressifs.

- $c \geq 3$ cm : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

- $c \geq 1$ cm : pour des parois situés dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

Conclusion :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

Introduction :

L'évaluation de différentes sections des éléments de notre structure : poteaux, poutres et voiles, passe impérativement par un pré-dimensionnement. Il se fait selon les règles parasismiques algériens et les normes techniques, ce pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes charges appliquées aux différents éléments de la structure.

II.1) Pré-dimensionnement des éléments :**I.1.1) Les planchers :****a) Planchers à corps creux :**

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées parallèlement à la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t = \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

h_t : Epaisseur du plancher.

L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des Poutrelles.

Dans notre cas nous avons :

$L_{\max} = 340 \text{ cm}$.

$h_t \geq 340/22,5 \Rightarrow h_t \geq 15,11 \text{ cm}$.

On adopte une hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher de (16+4) cm.

4cm : épaisseur de la dalle de compression.

16cm : épaisseur du corps creux.

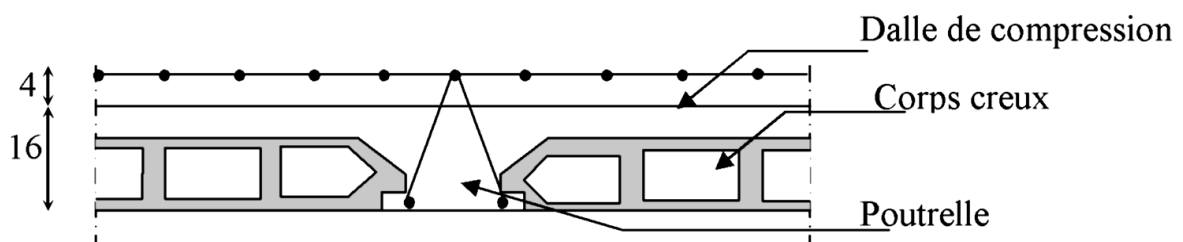


Figure 1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

b) Plancher en dalles pleines :

Ces dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de sa résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

b) 1-condition de la résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0/10$

L_0 : C'est la portée libre.

e : L'épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0=2m \Rightarrow e \geq \frac{200}{10} = 20cm \rightarrow e=20cm.$

b) 2-Résistance au feu :

Pour deux heures de coup de feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être égal à **$e = 11cm.$**

b) 3- Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique L est proportionnelle au logarithme de la masse.

$L = 13.3 \log (10 M) \rightarrow$ si $M < 200 \text{ kg/m}^2.$

$L = 15 \log (M) + 9 \rightarrow$ si $M > 200 \text{ kg/m}^2.$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de $350 \text{ kg/m}^2.$ D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14m \quad e = 14cm$$

Tel que : $\rho =$ poids volumique du béton $= 2500 \text{ kg/m}^3.$

Donc : $e = \max(e_1; e_2; e_3) = \max(20; 11; 14) = 20cm$

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

I.1.2) Les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

-Choix des sections des poutres selon les formules empiriques préconisées par le BAEL 91 modifié 99 et vérification selon RPA 99 version 2003.

-Vérification de la flèche pour la section choisie.

-Condition de rigidité

Les formules empiriques BAEL 91 modifiées 99 :

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : ht = la hauteur totale de la poutre.

b = Largeur de la poutre.

L : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 35 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b \end{array} \right.$$

Condition de rigidité : On doit vérifier que $\frac{L}{h} \geq \frac{1}{16}$

Les formules empiriques BAEL 91 modifié 99 :

A) Poutres principales:

$$L = 530 - 30 = 500 \text{ cm}$$

$$\frac{500}{15} \leq ht \leq \frac{500}{10}$$

$$33,33 \text{ cm} \leq ht \leq 50 \text{ cm}$$

on adopte une hauteur $ht = 40 \text{ cm}$.

Pour la largeur : $0,4ht \leq b \leq 0,7ht$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

On adopte une largeur $b = 30 \text{ cm}$.

Finalement, la section de la poutre principale à considérer est : **(30x40) cm²**.

B) Poutres secondaires :

$$L = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$\frac{340}{15} \leq ht \leq \frac{340}{10}$$

$$22,66 \text{ cm} \leq ht \leq 34 \text{ cm}$$

On prend $ht = 30 \text{ cm}$.

Pour la largeur : $0,4ht \leq b \leq 0,7ht$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On adopte une largeur $b = 25 \text{ cm}$.

La section définitive de la poutre secondaire est : **(25x30) cm²**.

Vérification au coffrage selon le RPA 99/ Art 7.5.1 :

Pour les poutres, les résultats obtenus doivent satisfaire les conditions suivantes :

1- Les poutres principales :

$$b = 30\text{cm} \geq 20$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$$

$$b_{\max} \geq 1,5(40) + 30 = 90$$

\Rightarrow conditions vérifiées.

2- Les poutres secondaires :

$$b = 25\text{cm} \geq 20$$

$$h = 30\text{cm} \geq 30$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4.$$

$$b_{\max} \geq 1,5(30) + 30 = 75$$

\Rightarrow conditions vérifiées.

Condition de rigidité :

On doit vérifier que : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

Les poutres principales : $\frac{h}{L} = \frac{40}{530} = 0,075 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$

Les poutres secondaires : $\frac{h}{L} = \frac{30}{370} = 0,081 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$

\Rightarrow conditions vérifiées.

I.1.3) les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Leur dimensionnement sera conforme au règlement R.P.A 99 (Art 7.7.1). Les éléments satisfaisant la condition $L_{\min} \geq 4a$, seront considérés comme des voiles et dans le cas contraire, ils seront considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur du voile "a" sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, tel que l'épaisseur minimale des voiles est :

$$a_{\min} \geq 15\text{cm.}$$

L : longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur d'étage.

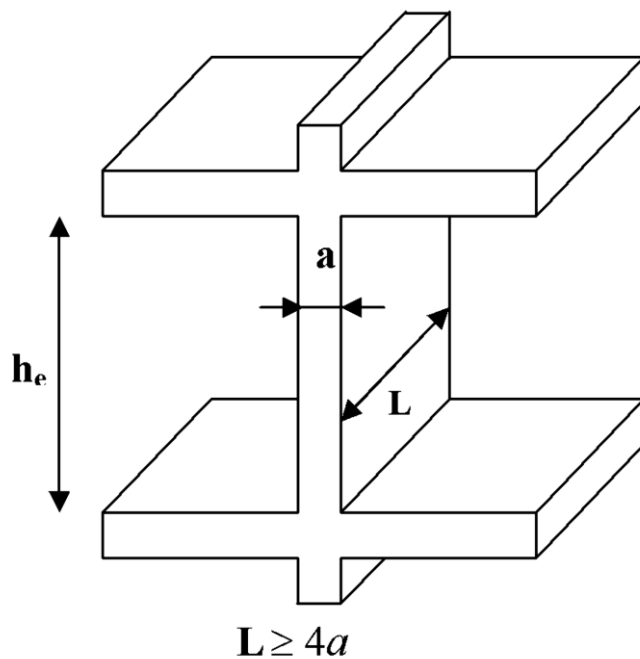


Figure2-a : coupe d'un voile en élévation.

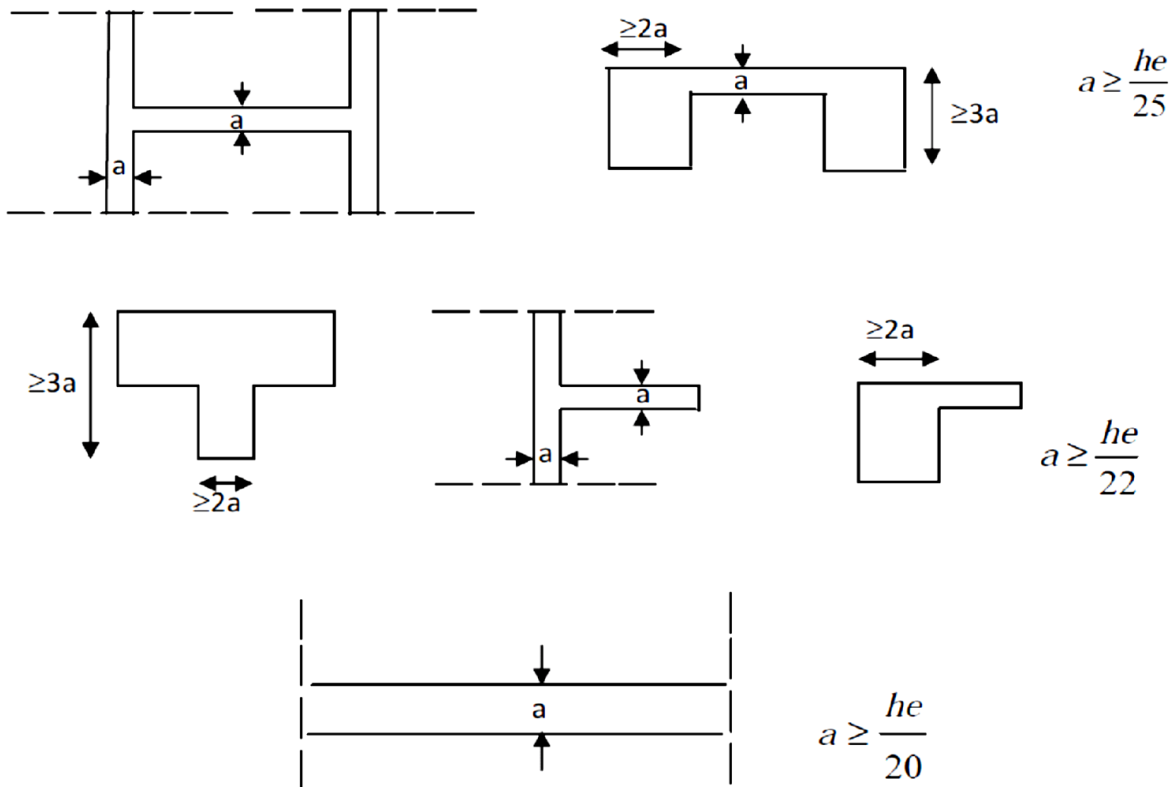


Figure2-b : coupe d'un voile en plan.

Dans notre cas : $a \geq \frac{he}{20}$

Avec: $he = H - e_{dalle} = 450 - 20 = 430 \text{ cm}$.

(20 cm c'est l'épaisseur de la dalle).

$a \geq \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow$ On adopte une épaisseur $a = 20 \text{ cm}$.

$a = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$L_{\min} = 100 \text{ cm} = 100 \text{ cm} \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

I.1.4) Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, Rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales).

Leur pré-dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article

(b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone II_a, on a :

$$\min(b_1; h_1) \geq 25$$

$$\min(b_1; h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

Ils seront pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s qui est la somme de charges Q et G.

La section transversale du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

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

S : c'est la section du poteau.

N_s : c'est l'effort normal déterminé à partir de la descente de charge.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression.

I.2) Détermination des charges et surcharges :(DTR B.C.2-2)

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment, qui seront données comme suit :

1-Charges permanentes (G) :**A) Les planchers :****a-Plancher terrasse inaccessible :**

N°	Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Feuille de poly âne	0,01	1	0,01
5	Isolant thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Feuille de poly âne	0,01	1	0,01
7	Plancher à corps creux	0,20	14	2,8
8	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G=5,84KN/m²

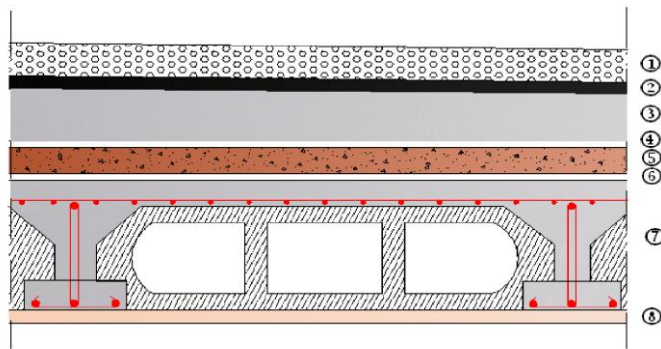


Figure 3-a : coupe verticale du plancher terrasse.

b- Plancher étage courant :

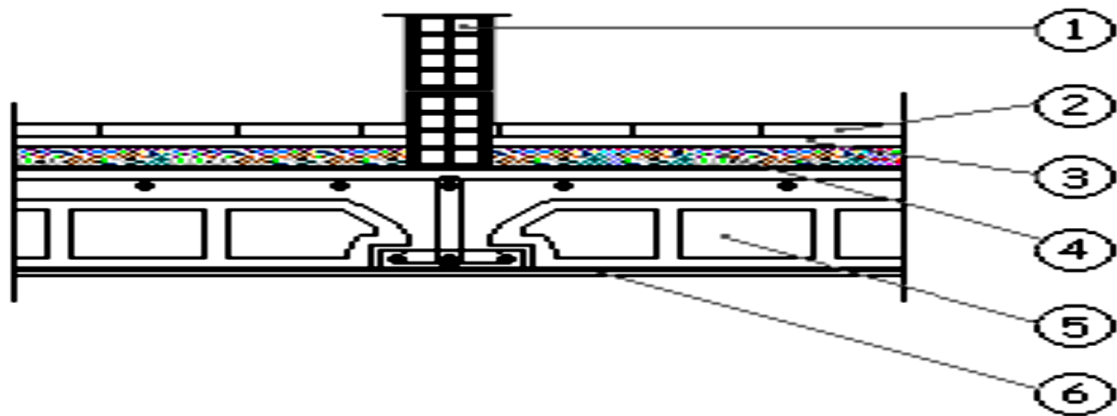


Figure3-b : coupe verticale d'un plancher d'étage courant

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	0,10	9	0,90
2	Carrelage scellé	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher en corps	0,2	14	2,8
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				G=5,28KN/m²

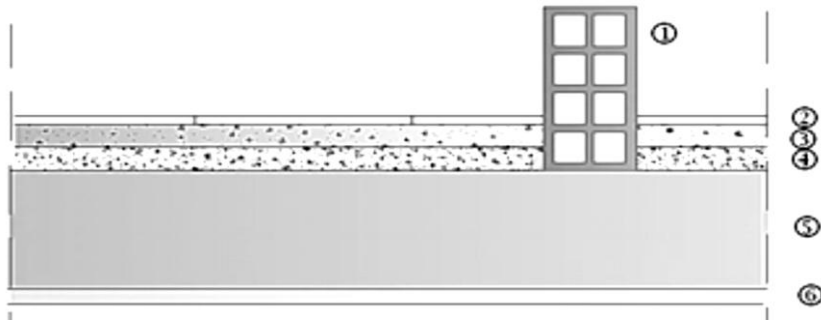
c-Dalle pleine :

Figure3-C : coupe verticale d'un plancher en dalle pleine.

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	0,1	10	1
2	Carrelage scellé	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Couche de sable	0,03	18	0,54
5	Dalle pleine en B.A	0,15	25	3,75
6	Enduit de ciment	0,02	20	0,40
				G=6,53KN/m²

B) Murs extérieurs :

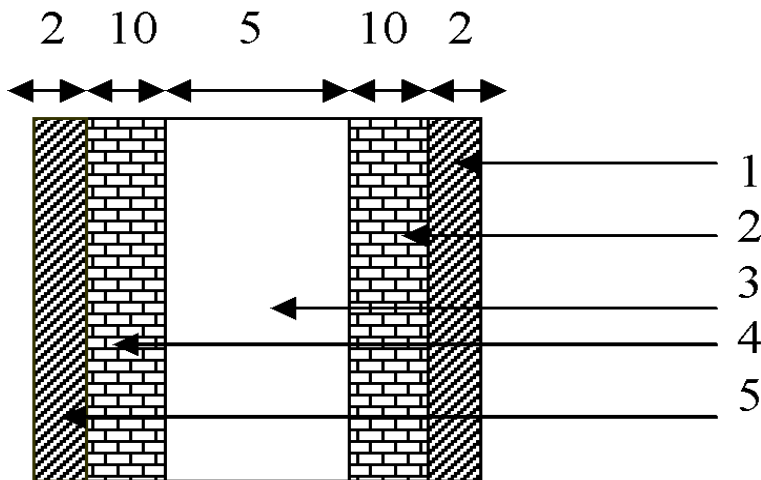


Figure3-d :Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	20	0,40
2	Briques creuses	0,1	12	1,2
3	Lame d'air	0,05		
4	Briques creuses	0,1	12	1,2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G=3,00KN/m²

C) Murs intérieurs :

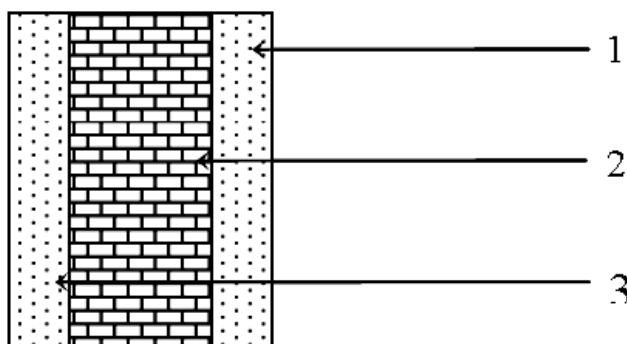


Figure3-e :Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	composition	Epaisseur (cm)	ρ [KN/m ³]	G [KN/m ³]
1	Cloison en briques creuses 8trous	10	-	0,9
2	Enduit en plâtre	2 x 2	10	0,4
$G_{me} = 1,3\text{KN/m}^2$				

D) L'acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - (0,1 \times 0,03/2) = 0,0685\text{m}^2.$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0,0685 = 1,7125\text{KN/ml}.$$

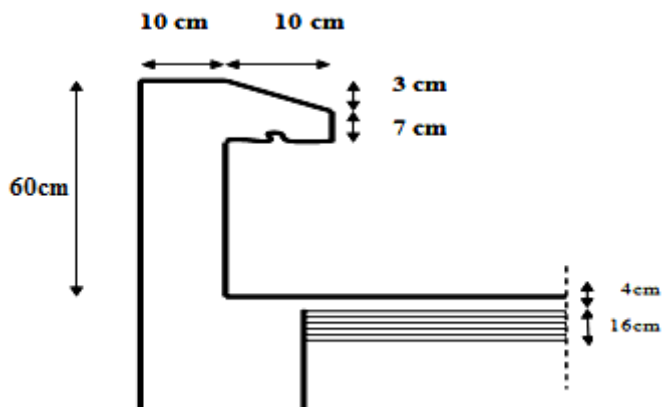


Figure3-f : coupe verticale de l'acrotère.

2-Les surcharges d'exploitation(Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

Plancher à étage courants à usage d'habitation..... $Q_{EC} = 1.50 \text{ KN/m}^2$.

Terrasse : $Q_{TER} = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

Escaliers : $Q_{ESC} = 2.50 \text{ KN/m}^2$.

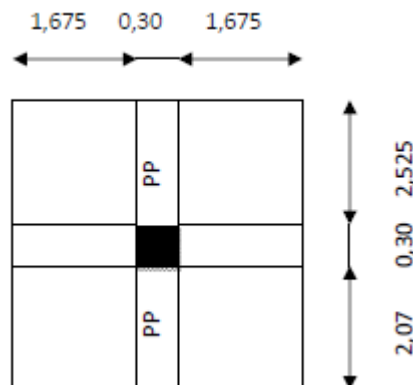
Balcon: $Q_{BAL} = 3.50 \text{ KN/m}^2$.

L'acrotère:..... $Q_{ACR} = 1, 00 \text{ KN/m}^2$.

I.3) Localisation du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est **B2**.

Le RPA minimise la section des poteaux à $(30 \times 30) \text{ cm}^2$, on démarre avec cette Section.

**A) Calcul des poids propres :****1- Plancher :**

$$S_{\text{PLANCHER}} = (1,675 \times 2,525) + (1,675 \times 2,525) + (1,675 \times 2,07) + (1,675 \times 2,07) = 15,39 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{PLANCHER}} = 15,39 \text{ m}^2$$

$$\text{Plancher étage courant : } G \times S = 5,28 \times 15,39 = 81,25 \text{ KN.}$$

$$\text{Plancher étage terrasse : } G \times S = 5,84 \times 15,39 = 89,87 \text{ KN.}$$

2-Poutres : $\rho = 25 \text{KN/m}^3$

Poutres principales : $G_{pp} = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times (2,07 + 2,525) = 13,785 \text{KN}$.

Poutres secondaires : $G_{ps} = 25 \times (0,25 \times 0,30) \times (1,675 + 1,675) = 6,281 \text{KN}$.

Poids poutres principales + Poids poutres secondaires = 22,066KN.

3-Poteaux :

- Poteau d'étage courant : $G_{pEc} = 25 \times (0,30 \times 0,30) \times 2,89 = 6,50 \text{KN}$

- Poteau de sous-sol : $G_{pss} = 25 \times (0,30 \times 0,30) \times 4,5 = 10,12 \text{KN}$.

B) Surcharges d'exploitation :

- Plancher étage courant $Q_c = 1,5 \times 15,39 = 23,08 \text{KN}$.

- Plancher de sous sol $Q_{ss2} = 5 \times 15,39 = 76,95 \text{KN}$.

-Terrasse : $Q \times S = 1 \times 15,39 = 15,39 \text{KN}$.

C) Loi de dégression des surcharges :

Elle s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5. elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum Q_i$$

-Coefficients de dégression des surcharges :

n	0	1	2	3	4	5	6	7
Niveau	5	4	3	2	1	RDC	SS1	SS2
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,71

Les valeurs du coefficient $(3+n/2n)$.

Surcharges cumulés d'après la loi de dégression des surcharges :

$Q_0 = 1 \times 15,39 = 15,39 \text{KN}$.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_5 = 1,5 \times 15,39 = 23,08 \text{KN}$.

$Q_{ss} = 5 \times 15,39 = 76,95 \text{KN}$.

5eme $Q_0 = 15,39 \text{KN}$

4eme $Q_0 + Q_1 = 38,47 \text{KN}$

3eme $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 59,42 \text{KN}$

2eme $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 77,70 \text{KN}$

1er $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 94,78 \text{KN}$

RDC $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 107,71 \text{KN}$

SS1 $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 119,25 \text{KN}$

SS2 $Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 130,10 \text{KN}$

Niveau	Charges permanentes (G) (KN)					Charges d'exploitation Q(KN)		Effort normal N(KN) $N=G_{cum}+Q_{cum}$	Section du poteau	
	plancher	poutre	poteau	G_{TOT}	G_{CUM}	$Q_{plancher}$	Q_{CUM}		$S_{Trouvée}$	$S_{Adoptée}$
5	81,25	22,066	6.50	109,816	109,816	15,39	15,39	125,206	83,47	30x30
4	89,87	22,066	6.50	118,436	228,252	23,08	38,47	266,722	177.81	30x30
3	89,87	22,066	6.50	118,436	346,688	23,08	61,55	408,238	272.15	35x35
2	89,87	22,066	6.50	118,436	465,124	23,08	84,63	549,754	366,50	35x35
1	89,87	22,066	6.50	118,436	583,56	23,08	107,71	691,27	460,84	35x35
RDC	89,87	22,066	6.50	118,436	701,996	23,08	130,79	832,786	555,19	40x40
SS1	89,87	22,066	6.50	118,436	820,432	23,08	153,87	974,302	649,53	40x40
SS2	89,87	22,066	10.12	122.056	942,488	76,95	230,82	1173,308	782,20	40x40

D) Vérifications :

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

Conditions exigés par le RPA	poteaux	Valeur calculée	vérification
$\text{Min}(b ; h) \geq 25$	(30x30) (35x35) (40x40)	$\text{Min}(b ; h) = 30$	✓
$\text{Min}(b ; h) \geq h_e / 20$	(30x30) (35x35) (40x40)	$H_e / 20 = 289 / 20 = 14,45$	✓
$1/4 \leq b / h \leq 4$	(30x30) (35x35) (40x40)	$b/h = 1$	✓

E) Vérification de la condition de non flambement des poteaux :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

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

Avec : L_f : Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7 L_0$.

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

h_0 : Hauteur libre du poteau.

S : Section transversale du poteau $\rightarrow S = b \times h$.

I : Moment d'inertie du poteau

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12}; I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = \frac{0,7l_0\sqrt{12}}{b}$$

Finalemment : $\lambda = 2,425l_0/b$

Niveau	poteau	$H_0(m)$	$b(m)$	λ	vérification
Du SS2 au RDC	(40x40)	3,06	0,45	16,49	✓
du 1 ^{ème} étage au 3 ^{ème} étage	(35x35)	3,06	0,4	18,55	✓
du 4 ^{ème} étage au 5 ^{ème} étage	(30x30)	3,06	0,35	21,2	✓

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Conclusion :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

-Hauteur du plancher en corps creux $\rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$.

-Epaisseur de la dalle pleine $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$.

-Epaisseur des voiles $\rightarrow a = 20 \text{ cm}$.

-Section des poutres :

- Poutres principales $\rightarrow (30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires $\rightarrow (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

-Section des poteaux :

- SS2,SS1,RDC $\rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Niveaux : 1,2,3 $\rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Niveaux : 4,5 $\rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

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

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère et les escaliers ainsi que des éléments structuraux comme le cas des planchers.

III.1.1) calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression. Il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation

($Q = 1 \text{ [KN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à l'ELU et l'ELS pour une bande de 1 [m] de largeur.

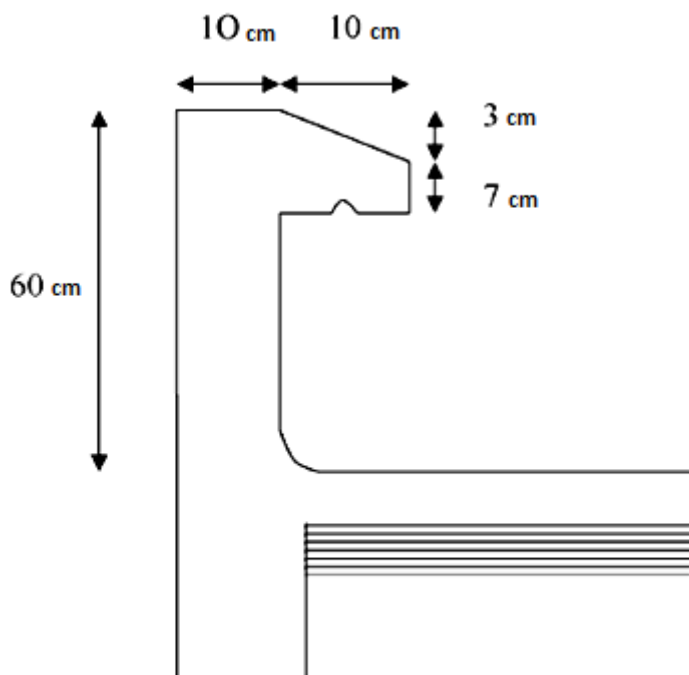
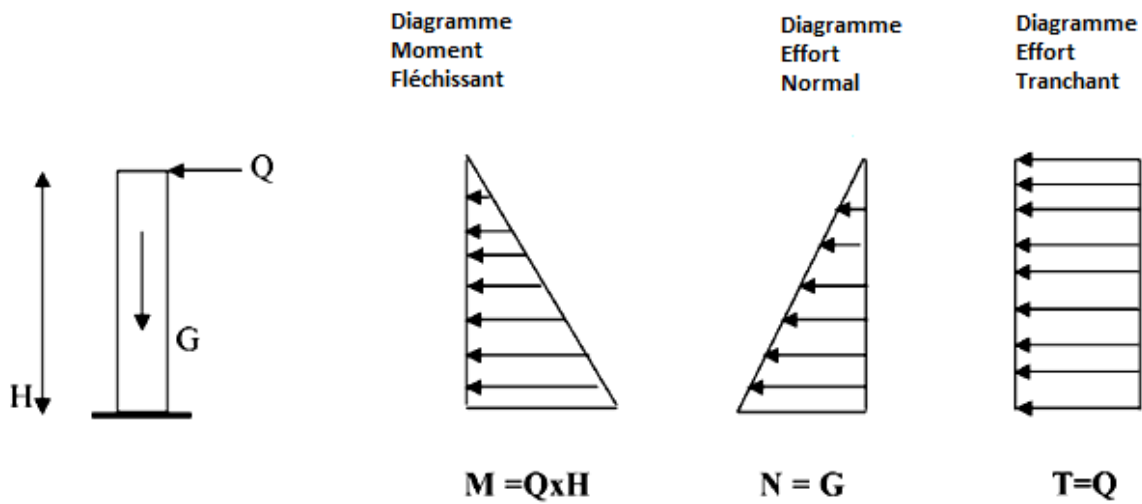
III.1.2) Dimension de l'acrotère :

Figure1 : coupe verticale de l'acrotère

Schéma statique :**III.1.3) Détermination des sollicitations :**

$$G = [0,6 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + (0,03 \times 0,1) / 2] \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml.}$$

Le poids propre de l'acrotère est : $G = 1,7125 \text{ KN/ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

Effort normal dû au poids propre $N = G \times 1 \text{ m} = 1,7125 \text{ KN.}$

Effort tranchant $T = Q \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN.}$

Moment fléchissant dû à la surcharge $M = T \times H = 0,6 \text{ KN.m}$

III.1.4) combinaisons des charges :**• À l'ELU :**

$$N_u = 1,35G = 1,35(1,7125) = 2,312 \text{ KN.}$$

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

• À l'ELS:

$$N_s = 1,7125 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m}$$

III.1.5) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section de $(b \times h)$ cm² soumise à la flexion composée.

h : L'épaisseur de la section=10cm.

b : La largeur de la section=100cm.

c : L'enrobage=2cm.

$d = h - c$: C'est la hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,312} = 38,92 \text{cm} = 39 \text{cm}$$

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

$$\frac{h}{2} - c < e_u$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

- Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif, puis en flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III.1.6.1) Calcul en flexion simple :**Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,9 + 2,312 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_f = 0,969 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,969 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta_\gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu_u \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,995$$

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,969 \cdot 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

III.1.6.2) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA8=2,51cm² ; avec un espacement S_t=20cm.

III.1.7) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité: (Art. A.4.2 .1/BEAL 91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \times \frac{e - 0,455d}{e - 0,185d}$$

$$A_{\min} = 0,23(100)(8) \left(\frac{2,1}{400} \right) \times \frac{39 - 0,455 \times 8}{39 - 0,185 \times 8} = 0,91\text{cm}^2$$

$$A = 2,51\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,91\text{cm}^2$$

—————> Condition vérifiée.

•Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4HA8=2,01cm²

Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

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

La fissuration est prise comme étant préjudiciable ; on doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875\text{MPa}$$

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

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ —————> Condition vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art. A.6.1.1,3/BAEL 91)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

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

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

$$\sum U_i = 5\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,16 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Espacement des barres :

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = 30 \text{cm}$$

$$20 \text{cm} \leq 30 \text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 40 \text{cm}$$

$$25 \text{cm} \leq 40 \text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Ancrage des armatures (longueur de scellement) : (Art. A.6.1.1,23/BAEL 91)

$$l_s = \frac{f_e \phi}{4\tau_{su}}$$

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

$\psi_s = 1$ pour les RL et 1,5 pour les HA

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

Soit $l_s = 30 \text{cm}$

III.1.8) Vérification à l'ELS :

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

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201,63\text{MPa}$$

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

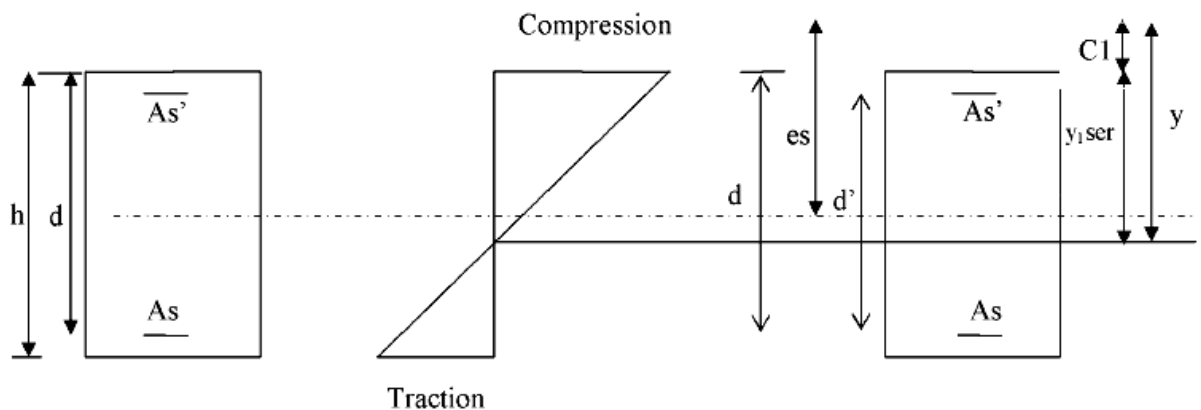


Figure 2 : répartition des contraintes dans l'acrotère

On a $C1$: distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C1 = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 35 = -30\text{cm}$$

On se basant sur la figure ci-dessus, on résout l'équation suivante pour trouver la valeur de Y

$$y^3 + py + q = 0$$

$$p = -3(c1)^2 - 90\hat{A}_s \left(\frac{c1 - \hat{c}}{b} \right) + 90\hat{A}_s \left(\frac{d - c1}{b} \right)$$

$$p = -3(-30)^2 - 90(2,51) \left(\frac{8 + 30}{100} \right)$$

$$p = -2614,158$$

$$q = -2(c1)^3 - 90\hat{A}_s \left[\frac{(c1 - \hat{c})^2}{b} \right] - 90\hat{A}_s \left[\frac{(d - c1)^2}{b} \right]$$

$$q = -2(-30)^3 - 90(2,51) \left[\frac{(8 + 30)^2}{100} \right]$$

$$q = 50738$$

$$\Rightarrow y^3 - 2614,158y + 50738 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

$$Q = \frac{3p}{9} = \frac{p}{3} = -871,386$$

$$R = \frac{-27q}{54} = -\frac{q}{2} = -25369$$

Calcul de Δ :

$$\Delta = Q^3 + R^2 = (-871,386)^3 + (25369)^2 = -1,8 \times 10^7$$

$\Delta \leq 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines

$$\begin{cases} y_1 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{\omega}{3} \\ y_2 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{\omega + 2\pi}{3} \\ y_3 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{\omega + 4\pi}{3} \end{cases}$$

Avec :

$$\cos \omega = \frac{R}{\sqrt{-Q^3}} = -0,986$$

$$\omega = 170,48$$

Donc :

$$y_1 = 32,3$$

$$y_2 = -58,94$$

$$y_3 = 26,64$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$$0 \leq y_{\text{ser}} \leq d$$

$$y_{1\text{ser}} = y + C1$$

$$y_{1\text{ser}} = 32,3 - 30 = 2,3\text{cm}$$

$$y_{2\text{ser}} = -58,94 - 30 = -88,94\text{cm}$$

$$y_{3\text{ser}} = 26,64 - 30 = -3,36\text{cm}$$

$$y_{1\text{ser}} = 2,3\text{cm}$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b(y_{1\text{ser}})^3}{3} + n[A(d - y_{1\text{ser}})^2 + \dot{A}(y_{1\text{ser}} - d)^2]$$

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

$$I = \frac{100(2,3)^3}{3} + 15[2,51(8 - 2,3)^2]$$

$$I = 1628,82\text{cm}^4$$

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{yN_{\text{ser}}}{I} y_{1\text{ser}} = \frac{323 \times 1,7125 \times 10^3}{1628,82 \times 10^4} \times 2,3 \times 10 = 0,78\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

b) Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\overline{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{yN_{\text{ser}}}{I} (d - y_{1\text{ser}}) = 15 \times \frac{323 \times 1,7125 \times 10^3}{1628,82 \times 10^4} (80 - 23) = 29,03\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 29,03\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

→ Condition vérifiée.

c) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99.Art 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des efforts sismique selon la formule suivante :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II_a, groupe d'usage 2) A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,7125 kN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$$

→ Condition vérifiée.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

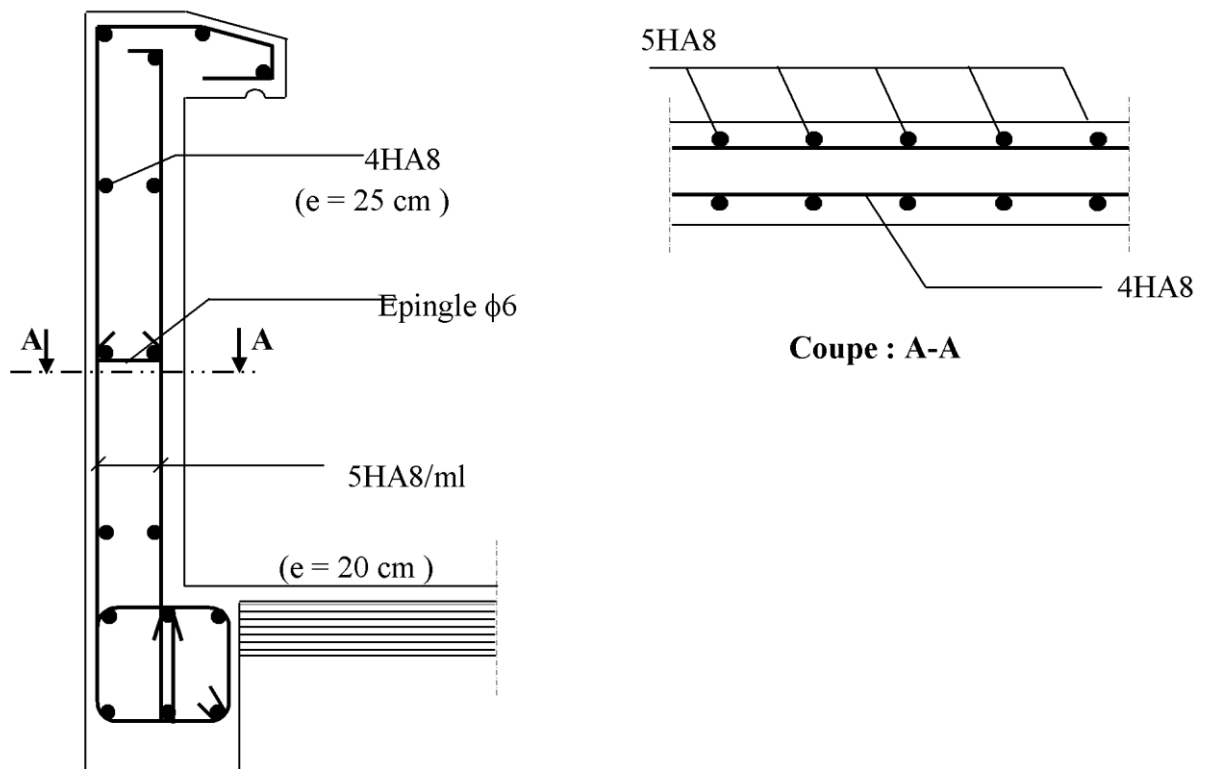


Figure 3 : Ferrailage de l'acrotère.

III.6) Calcul de la dalle salle machine :

Notre structure est constituée d'une seule cage d'ascenseur réalisée en dalle pleine reposant sur 04 cotés.

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

Vitesse d'entraînement $V = 1\text{m/s}$ pouvant charger 8 personnes de 6,3KN.

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

$$p = 90\text{KN}$$

$$\begin{cases} l_x = 1,5\text{m} \\ l_y = 1,80\text{m} \end{cases}$$

III.6.1) Calcul de la dalle pleine:

Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

A) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{180}{30} = 6\text{cm}$$

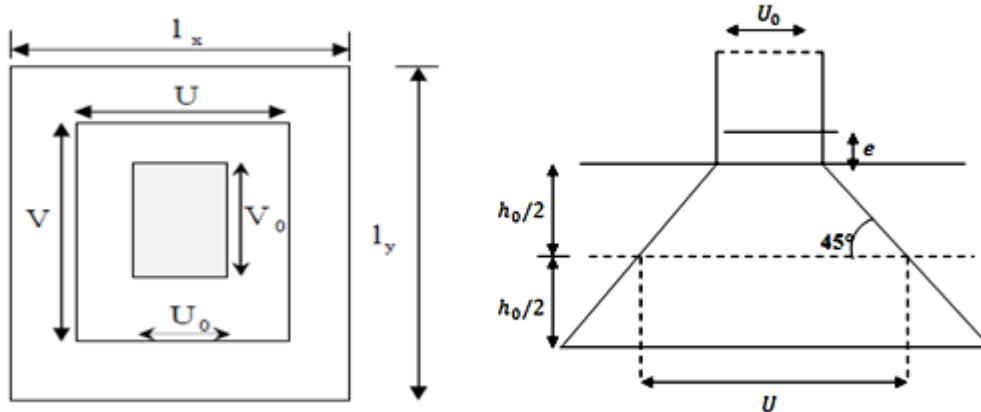
Le RPA 2003 exige une hauteur : $h_t \geq 12\text{cm}$, donc on prend $h_t = 15\text{cm}$

-Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{1,80} = 0,83$$

$$0,4 \leq \rho = 0,83 \leq 1$$

→ La dalle travaille dans les deux sens.



Caractéristique géométrique de la dalle salle machine

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact.

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

h_0 : Hauteur de la dalle.

e : Épaisseur de revêtement ($e = 5\text{cm}$)

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi \cdot e\right) \\ V = V_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi \cdot e\right) \end{cases}$$

$(\xi = 1)$: Revêtement en béton.

Avec : $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (côtés du rectangle qui limitent la charge concentrée « P »).

$$\begin{cases} U = 0,8 + 2(0,15) + 0,05 = 1\text{m} = 105\text{cm} \\ V = 0,8 + 2(0,15) + 0,05 = 1\text{m} = 105\text{cm} \end{cases}$$

B) Détermination des sollicitations :

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$P_s = P = 90 = 90 \text{ KN}$$

III.6.2) Calcul des moments :**a) Moments dû au système de levage :**

$$M_{0x} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{0y} = P (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$$\nu = \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \text{ À l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ À l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant les rapports :

$$\begin{cases} \rho = 0,83 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0,7 \\ \frac{105}{180} = 0,58 \end{cases} \longrightarrow \text{après interpolation} \begin{cases} M_1 = 0,085 \text{ KN.m} \\ M_2 = 0,061 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A L'ELU :

$$M_{x1} = (M_1 + M_2 \cdot \nu) \times P_u = (0,085 + 0) \times 121,5 = 10,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + M_1 \cdot \nu) \times P_u = (0,061 + 0) \times 121,5 = 7,41 \text{ KN.m}$$

$$\longrightarrow \begin{cases} M_{x1} = 10,32 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Moments dû au poids propre de la dalle :

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot (M_{x2}) \end{cases}$$

μ_x et μ_y : sont donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson ν

$$\begin{cases} \rho = 0,83 \\ \nu = 0 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$$

Poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b \cdot h_0 = 25(0,15) = 3,75 \text{KN/m}$$

Poids propre du revêtement :

$$G = 22(0,05) = 1,1 \text{KN/m}$$

$$G_{\text{total}} = 3,75 + 1,1 = 4,85 \text{KN/m}$$

$$Q = 1 \text{KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

1-Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,85) + 1,5(1) = 8,05 \text{KN/m}$$

Donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 = 0,0531(8,05)(1,5)^2 = 0,96 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot (M_{x2}) = 0,649(0,96) = 0,62 \text{KN.m}$$

2-Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,32 + 0,96 = 11,28 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,41 + 0,62 = 8,03 \text{KN.m}$$

Afin de tenir compte aux encastremets de la dalle, les moments calculés seront corrigées en les multipliant par 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,28 = 9,58 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,03 = 6,82 \text{KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,28 = 3,38 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,03 = 2,40 \text{KN.m}$$

III.6.3) Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Sens l_x :

Aux appuis :

$$M_x^a = 3,38 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,38 \cdot 10^3}{100(13)^2 14,2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,38 \cdot 10^3}{(0,993)(13)(348)} = 0,752 \text{cm}^2$$

Soit **4HA8=2,01cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,58 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,04$$

$$\mu_b = 0,04 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,06 \cdot 10^3}{(0,980)(13)(348)} = 2,16 \text{cm}^2$$

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

Sens I_y :

Aux appuis :

$$M_y^a = 2,40 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,40 \cdot 10^3}{100(13)^2 14,2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,40 \cdot 10^3}{(0,995)(13)(348)} = 0,53 \text{cm}^2$$

Soit **4HA8=2,01cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,82 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu_b = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,82 \cdot 10^3}{(0,986)(13)(348)} = 1,53 \text{m}^2$$

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

III.6.4) Vérifications à L'ELU :**Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :****Sens I_x :**

$$A_x^{\min} = \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot h$$

Avec ω_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\omega_0 = 0,0008$ pour les HA de classe feE400).

On a : $\rho = 0,83$ $h = h_0 = 15$ cm

$$A_x^{\min} = 0,8 \cdot 10^{-3} \left(\frac{3 - 0,83}{2} \right) (100)(15) = 1,30 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_x^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \leq A_a = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens I_y :

$$A_y^{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_y^{\min} = 0,8 \cdot 10^{-3} (100)(15) = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \leq A_a = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Diamètre minimal des barres:

On doit vérifier que $\varphi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

Dans notre cas : $\varphi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$

\longrightarrow Condition vérifiée.

b) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs suivantes :

Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min (2h_0, 25) = (30\text{cm} ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min (3h_0, 33) = (45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Dans les deux sens on a : $S_t = 25\text{cm}$

—————> Condition vérifiée.

c) Poinçonnement: (Art. A.5.2.42/BAEL 91) :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$P_u \leq P_c = 0,045\mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u : \text{Charge de calcul à L'ELU} \\ \mu_c : \text{Périmètre du contour} \\ h : \text{Epaisseur totale de la dalle} \end{array} \right.$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{0,045 \times 420 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } P_u = 121,5 \text{ KN} \leq P_c = 472,5 \text{ KN}$$

—————> Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} \quad \text{Avec : } P = 90 \times 1,35 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,8 + 1,5} = 23,82 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,80} = 22,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23,82 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,198 \text{ Mpa} \leq 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167$$

—————> Condition vérifiée.

III.6.5) Vérification à L'ELS :

A) Calcul des moments :

a) Moments dû au système de levage :

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

Avec : $\nu = 0,2$ et $P_s = 90 \text{ KN}$, $M_1 = 0,085$, $M_2 = 0,061$

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s \times (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0,085 + 0,2 \times 0,061) = 8,74 \text{ KN.m} \\ M_{y1}^s = P_s \times (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0,061 + 0,2 \times 0,085) = 7,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Moments dû au poids propre de la dalle:

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

Dans le sens de L_x :

$$M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$$

$$\begin{cases} \rho = 0,85 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,060 \\ \mu_y = 0,750 \end{cases}$$

Dans le sens de L_y :

$$M_{y2}^s = \mu_y \times (M_{x2}^s)$$

$$\begin{cases} M_{x2}^s = 0,060 \times 5,85 \times (1,5)^2 = 0,789 \text{ KN. m} \\ M_{y2}^s = 0,750 \times 0,789 = 0,591 \text{ KN. m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,74 + 0,789 = 9,529 \text{ KN. m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,02 + 0,591 = 7,611 \text{ KN. m}$$

d) Correction des moments :

En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,529 = 8,1 \text{ KN. m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,611 = 6,47 \text{ KN. m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9,529 = 2,85 \text{ KN. m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 7,611 = 2,28 \text{ KN. m}$$

III.6.6) Vérification des contraintes dans le béton :

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

- 1- La section est rectangulaire
- 2- La nuance d'acier est de FeE400
- 3- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

1) Sens X-X :**Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,85 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$\longrightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3,38}{2,85} = 1,18$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,18-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 \geq \alpha = 0,0126$$

—————> Condition vérifiée.

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{tx}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{8,1 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,033$$

$$\longrightarrow \alpha = 0,0406$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,06}{7,79} = 1,163$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,163-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,33 \geq \alpha = 0,0406$$

—————> Condition vérifiée.

2) Sens Y-Y :**Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ay}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{2,28 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$\longrightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2,40}{2,28} = 1,05$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,05-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 \geq \alpha = 0,0126$$

—————> Condition vérifiée.

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{bd^2f_{bu}} = \frac{6,47 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,027$$

$$\longrightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,82}{6,47} = 1,05$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1,05-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 \geq \alpha = 0,0355$$

\longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion :

Les trois conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser à la vérification de la contrainte de compression du béton.

Remarque :

Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

III.6.7) Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur de la dalle

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction L_x

M_x : Moment isostatique dans la direction de x-x pour une bande de largeur égale à 1m

A_x : Section d'armature par une bande de largeur égale à 1m

d : La hauteur utile de la bande

b : La largeur de la bande égale à 1m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{180} = 0,083 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \\ \frac{A_x}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \end{array} \right.$$

→ La vérification de la flèche est inutile.

III.6.7) Ferrailage du mur voile de la cage d'ascenseur:

Nous avons prévu un mur voile d'épaisseur égale à 20 cm: les armatures sont constituées de deux nappes.

Selon RPA 2003 le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% de la section du béton dans les deux sens : $A_{\min} = 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2$

Soit: **4HA8 / ml = 2,01 cm² / ml**

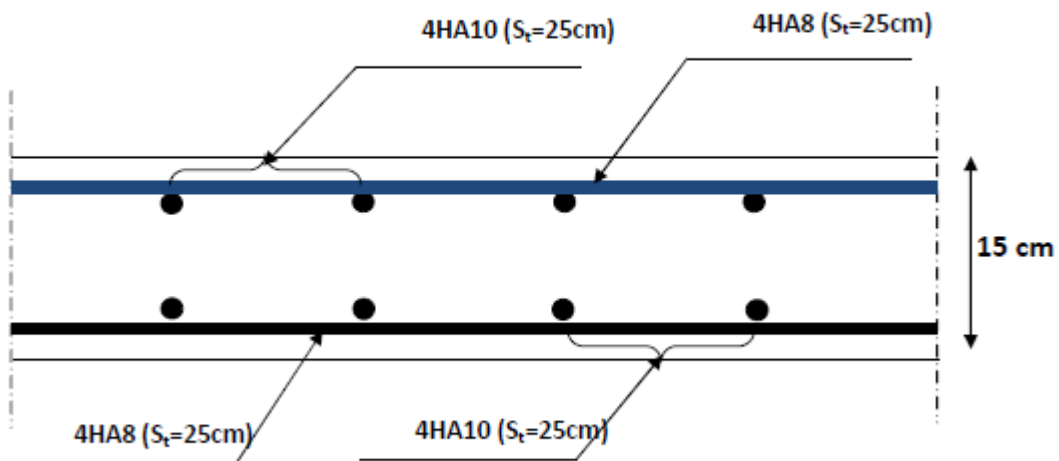


schéma du ferrailage de la salle machine

III.4) calcul de l'escalier :

III.4.1)Introduction :

Notre bâtiment est constitué des escaliers réalisés en béton armé et ils sont coulés sur place, ces escaliers sont composés de palier et de paillasse assimilés à des poutres isostatiques dans nos calcul.

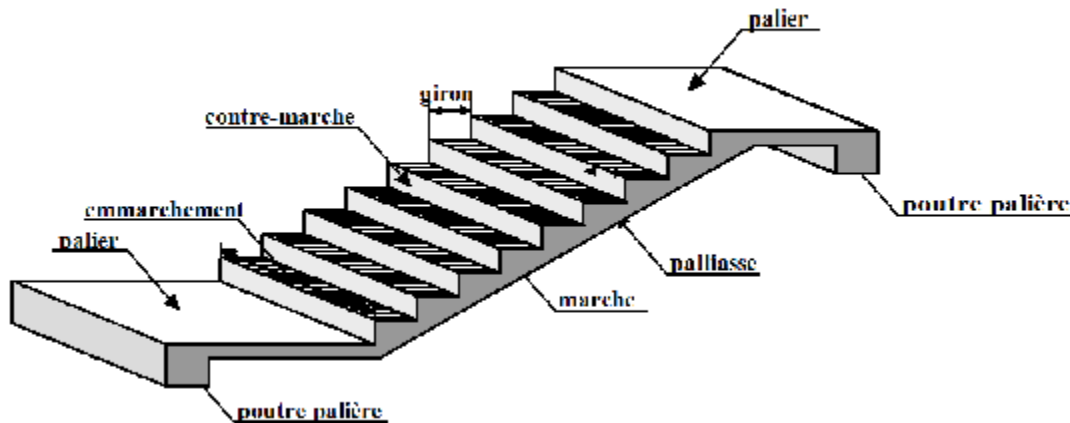


Figure I : terminologie de l'escalier

- **g** : Giron.
- **h** : Hauteur de la contre marche.
- **e_p** : Epaisseur de la paillasse.
- **H** : Hauteur de la volée.
- **L** : Longueur de la volée projetée.
- **L₂** : longueur du palier
- **he** : hauteur d'étage.
- **L_v** : longueur de la volée.
- **he = 289cm** , **h = 17cm**

III.4.2) Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des escaliers sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL** Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \\ 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_e}{h}$

Le nombre de girons est pris alors : $m = n - 1$.

$$H_e = 289\text{cm}.$$

$$\text{Soit : } h = 17\text{cm}$$

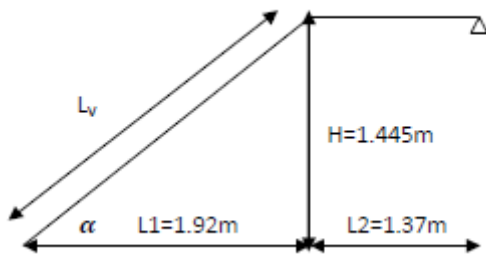
$$n = \frac{289}{17} = 17 \Rightarrow \text{Le nombre de marches } m = 17 - 1 = 16$$

Relation de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm} ; \mathbf{g+2h = 62\text{cm}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Soit } g = 28\text{cm}$$

Donc : on a 16 marches, 17 contre marches de 17cm de hauteur et un giron de 28cm.

La pailasse :

L : C'est la longueur réelle de la pailasse.

$$\cos \alpha = \frac{192}{L} \Rightarrow L = \frac{192}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = x = \frac{144,5}{192} = 0,75 \rightarrow \alpha = 37^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,79$$

$$L = \frac{192}{\cos \alpha} = 240\text{cm}$$

Donc, la longueur du palier et de la paillasse est : $2,40 + 1,37 = 3,77\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{377}{30} \leq e_p \leq \frac{377}{20}$$

$$12,57 \leq e_p \leq 18,85$$

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

III.4.3) Calcul des charges et des surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

1)Charge permanente :

La volée :

Elément	Poids [KN/m ²]
Poids propre de la paillasse	$1 \times 0,15 \times 25 = 3,75$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 1 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des revêtements (carrelage, sable, mortier, enduit, garde corps)	$0,20 + 0,20 + 0,20 + 0,44 + 0,36 = 1,4$
	G = 7,27

Tableau 4.1 : charge permanente totale de la volée.

Le palier :

Elément	Poids [KN/m ²]
Poids propre du palier	$25 \times 0,20 = 5$
Poids des revêtements	$(0,44 + 22 \times 0,02) \times 1 = 0,88$
	G = 5,88

Tableau 4.2 : charge permanente totale du palier.

2) Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, et elle est la même pour le palier et la volée $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

3) Charge concentrée :

$$p = (3,06 - 0,17)(3,04) \times 1\text{m} = 8,79\text{KN}$$

4) Calcul des efforts internes :**A) Combinaison de charge à l'ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{Volée : } 1,35 \times 7,27 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{13,56\text{KN/m.}}$$

$$\text{Palier : } 1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{11,68 \text{ KN/m.}}$$

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

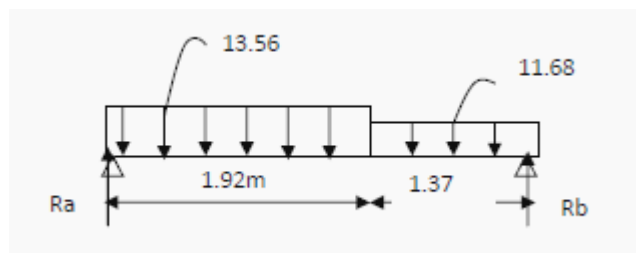


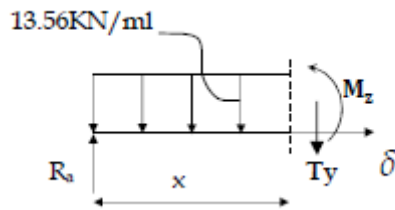
Figure II : Schéma statique d'escalier.

B) Les réactions d'appui :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = ((13,56 \times 1,92) + (11,68 \times 1,37)) = 42,036 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = \frac{13,56 \times 1,96^2}{2} + (11,68 \times 1,37 \times 2,6) = 3,29 R_B$$

Donc: $R_A = 21,8\text{KN}$ et $R_B = 20,24 \text{ KN}$

5) Calcul des efforts internes :**1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1,92\text{m}$:****Efforts tranchants :**

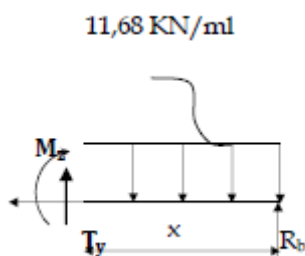
$$T = 13.56x - 21.79$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad \longrightarrow \quad T = 21.8\text{KN.} \\ \text{Pour } x=1,92\text{m} \quad \longrightarrow \quad T = 4.24\text{KN} \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

$$M = 13,56 \frac{x^2}{2} + 21,79x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad \longrightarrow \quad M = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=1,92\text{m} \quad \longrightarrow \quad M = 16,96\text{KN.m} \end{array} \right.$$

2^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1,37\text{m}$:

Efforts tranchants :

$$T = 11.68x - 20.24$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0\text{m} \Rightarrow T = -20,24\text{KN} \\ \text{Pour } x = 1,37\text{m} \Rightarrow T = 4,24\text{KN} \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

$$M = -5.84x^2 + 20.24x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0\text{m} \Rightarrow M = 0\text{KN.m} \\ \text{Pour } x = 1,37\text{m} \Rightarrow M = 16,86\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dM}{dx} = T = 11.68x - 20.24$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,6\text{m} \Rightarrow M(x = 1,6\text{m}) = 17,52 \text{ KN.m}$$

Remarque :

afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie les valeurs des moments fléchissant par des coefficients réducteurs tel que :

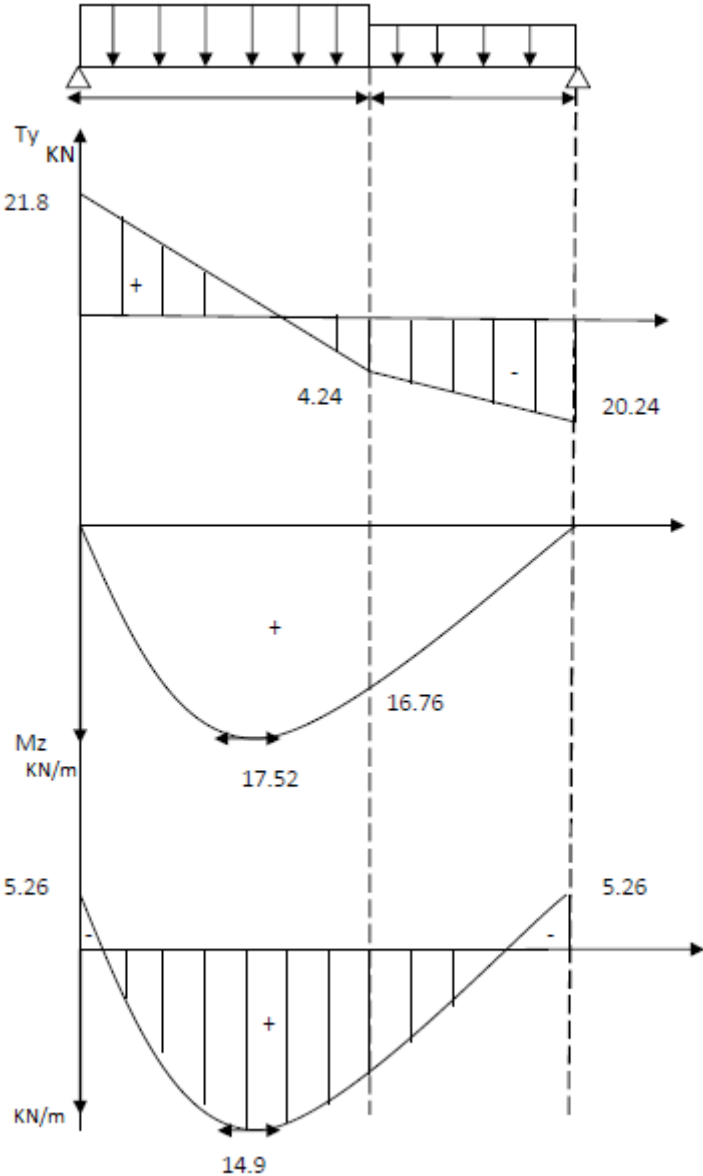
En travée :

$$M_{t1} = 0,85. M_{\max} = 0,85 \times 17.52 = 14.9\text{KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3. M_{\max} = -0,3 \times 17.52 = -5.26\text{Kn.m}$$

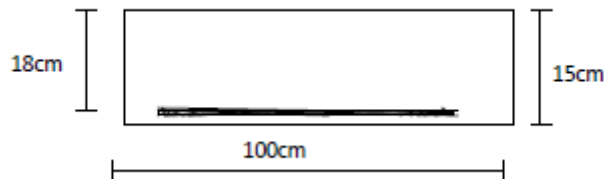
Diagramme des efforts internes à l'ELU:



Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

III.4.1.5) Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple, Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans les diagrammes précédents.

a) Aux appuis :**Armatures principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} , d = 23 \text{ cm} . \\ e = 15 \text{ cm} , c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85(25)}{1(1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{5,26 \cdot 10^6}{1000(130)^2(14,2)} = 0,02$$

$$\mu_u = 0,02 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,02 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,26 \cdot 10^6}{0,991(130)(348)} = 0,117 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10=3,93cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10=3,14cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b) En travée :

$$M_t = 14,9 \text{KN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,9 \cdot 10^6}{1000(130)^2(14,2)} = 0,062$$

$$\mu_u = 0,062 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,9 \cdot 10^6}{0,968(130)(348)} = 3,40 \text{cm}^2$$

Soit **4HA12=4.52cm²/ml** avec un espacement $S_t = 15 \text{cm}$

Armatures de répartition :

$$A_{sr} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,74,52}{4} = 1,13 \text{cm}^2$$

Soit **3HA10=2.35 cm²/ml** Soit **1HA10** avec un espacement $S_t = 15 \text{cm}$

III.4.1.6) Vérification à l'ELU :**A) Condition de non fragilité :(Art A.4.2,1/BAEL91)**

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{cm}^2$$

Aux appuis : $A_{ad} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

B) Espacement des barres :

Armatures principales $S_{t \max} = 15 \text{cm} < \text{Min} \{3 \text{ h}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

\longrightarrow Condition vérifiée.

Armatures répartitions : $S_{t \max} = 25 \text{cm} < \text{Min} \{4 \text{ h}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

\longrightarrow Condition vérifiée.

C) Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art. A.6.1,3/BAEL 91)

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

Pour les fissurations non préjudiciables : $\overline{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$.

$V_{max} = 21.8 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{21,80 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,167 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,167 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

d'où Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D) vérification de l'effort tranchant sur les armatures : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{21.8.10^3}{348.100} = 0.62 \text{cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 6.72 \text{cm}^2$$

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

E) Ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1, CBA93) :

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \overline{\tau}_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 423 \text{mm} \Rightarrow l_s = 35,27 \text{cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de

BAEL 91/99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A, soit : $L_c = 14 \text{ cm}$.

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A.5.1.3,21/BAEL91) :

$$T_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times b}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 13 \times 100 \times 10^{-1}}{1,5} = 780 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 21,80 \text{KN} < 780 \text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

G) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[21,8 \times 10^3 + \frac{5,26 \times 10^6}{0,9 \times 130} \right] = 19192 \text{mm}^2 = 1,91 \text{cm}^2$$

$$A_a = 3,93 \text{cm}^2 > 1,91 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.1.7) Calcul des efforts internes à l'ELS :**a) Combinaison de charge :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{m}$$

$$\text{Volée : } [(7,27) + (2,5)] \times 1 \text{m} = 9,77 \text{KN/ml}$$

$$\text{Palier : } [(5,88) + (2,5)] \times 1 \text{m} = 8,38 \text{KN/ml}$$

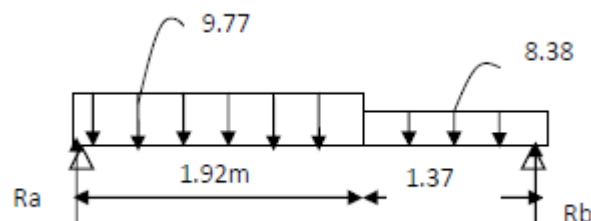


Figure III : schéma statique à l'ELS

b) Les réactions d'appui :

$$R_A = 15,69 \text{KN} \quad \text{et} \quad R_B = 14,54 \text{KN}$$

c) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1,92\text{m}$:****Efforts tranchants :**

$$T = -9,77x + 15,69$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad \longrightarrow \quad T = 15,69\text{KN} \\ \text{Pour } x=1,92 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T = -3,05\text{KN} \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

$$M = -9,77 \frac{x^2}{2} + 15,69x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \quad \longrightarrow \quad M = 0 \\ \text{Pour } x=1,92\text{m} \quad \longrightarrow \quad M = 12,13\text{KN.m} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon: $0 \leq X \leq 1,37 \text{ m}$:**Efforts tranchants :**

$$T = 8,38x - 14,54$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0\text{m} \Rightarrow T = -14,54\text{KN} \\ \text{Pour } x = 1,37\text{m} \Rightarrow T = -3,06\text{KN} \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

$$M = -4,19x^2 + 14,54x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0\text{m} \Rightarrow M = 0 \\ \text{Pour } x = 1,37\text{m} \Rightarrow M = 12, \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dM}{dx} = T = 0 \Rightarrow x = 1,60\text{m} \Rightarrow M_{\max}(x = 1,60) = 12,62\text{KN.m}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELS :

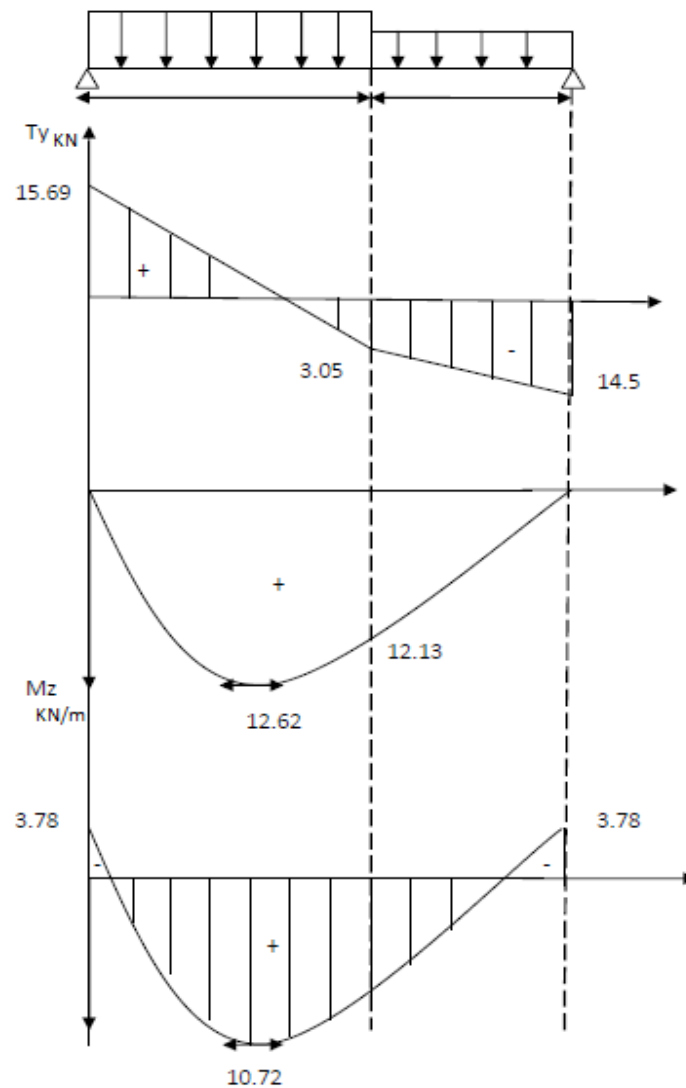
Les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement. Soit :

En travée :

$$M_{tl} = 0,85(12,62) = 10,72 \text{KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_{al} = -0,3(12,62) = -3,78 \text{KN.m}$$

Diagramme des efforts internes :

Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III.4.1.8) Vérifications à l'ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6(25) = 15\text{MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \text{ avec } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{200,92}{39,38} = 5,10\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,10\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche: (BAEL91/B.6.5.1) :

Le calcul de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{329} = 0,045 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$$

→ Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, donc on procède au calcul de la flèche.

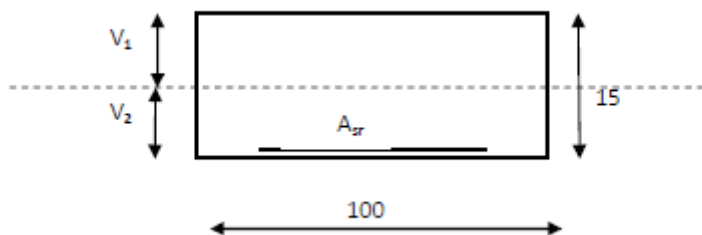
$$f = \frac{10M_t l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 10,06\text{mm}$$

$$q_s = \max(11,125; 8,19) = 11,125\text{KN/ml}$$

Avec E_v : module de déformation longitudinale

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819\text{MPa}$$

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



Coupe longitudinale de la pailleuse

1-Aire de la section homogénéisée :

Avec B_0 : section homogène

$$B_0 = B + n.A = b \times h + 15A = (100 \times 15) + (15 \times 4.52)$$

$$B_0 = 1567,8 \text{ cm}^2$$

2-Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b.h^2}{2} + 15xAd = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 13 = 12131,4 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx} = 12131,4 \text{ cm}^3$$

3-Position du centre de gravité:

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{12131,4}{1567,8} = 7,73 \text{ cm} \text{ donc } V_1 = 7,73 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,73 = 7,26 \text{ cm}$$

4-Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

Soit I_0 le moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = [(7,73)^3 + (7,26)^3] \frac{100}{3} + 15(4,52)(7,26 - 2)^2 = 30027 \text{ cm}^4$$

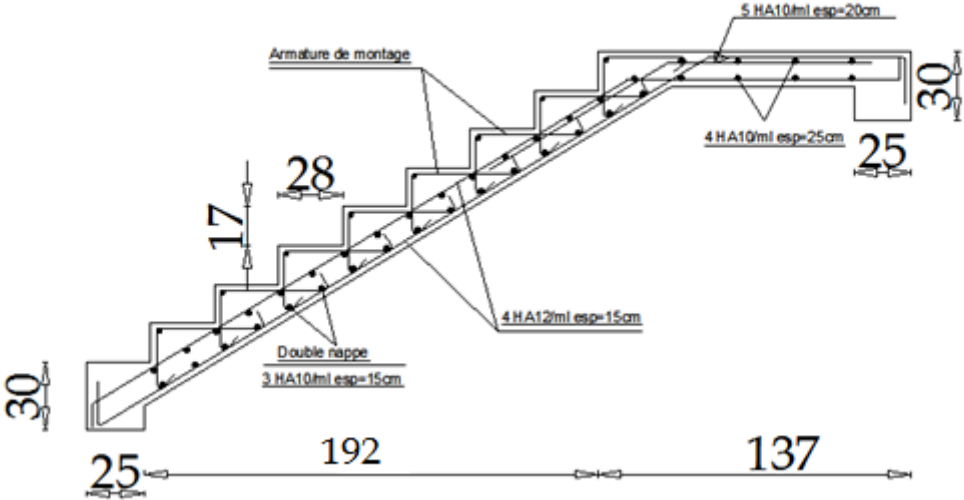
$$f = \frac{10M_t l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{10,70 \times 10^6 \times 3290^2}{10 \times 10819 \times 28808,510^4} = 3,71 \text{ mm} \leq \frac{l}{500} = \frac{5260}{500} = 10,52 \text{ mm}$$

—————> La condition de la flèche est vérifiée.

5-Etat limite d'ouverture des fissures :

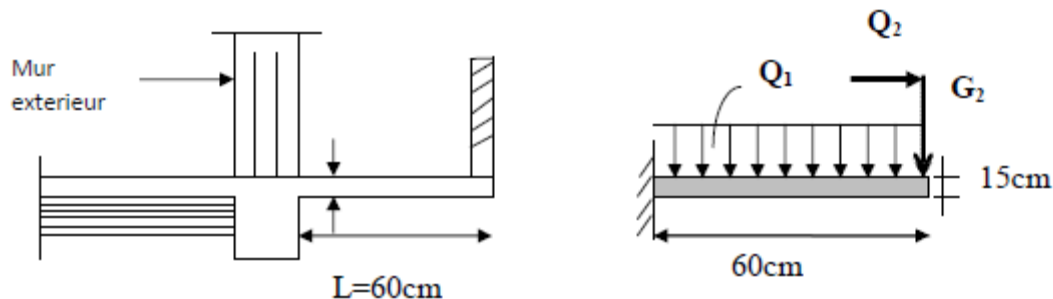
La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Schéma de ferrailage des escaliers



III.7) Etude du balcon :**Introduction :**

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

**III.7.1) pré dimensionnement :**

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

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{60}{10} = 6\text{cm}$$

On prend une épaisseur $e = 15\text{cm}$

III.7.2) Charges et surcharges :

- **Charges permanentes :** $G = 5.53 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 5.53 \text{ KN/ml}$
- **Charges d'exploitations:** (DTR B.C 2.2/Art 7.1) $Q=3.5 \text{ KN/ml}$.
 $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 1.5 \text{ KN/ml}$
- **Charge concentrée :**
 Poids propre de garde corps..... $g = 1.3 \text{ KN/ml}$.
 Charge due à la main courante $q = 1\text{KN/ml}$.

III.7.3) Les combinaisons de charges :**a-Les combinaisons de charges à l'ELU :**

Pour la dalle : $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.53 + 1.5 \times 3.5 = 12.71 \text{ KN/ml}$

Pour le garde-corps : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ KN/ml}$

Pour la main courante : $q_{u1} = 1.5 \times 1 = 1,5 \text{ [KN/ml]}$.

b-Les combinaisons de charges à l'ELS :

Pour la dalle : $q_s = 5.53 + 3.5 = 9.03$ [KN/ml].

Pour le garde-corps : $g_s = 1.3$ [KN/ml].

Pour la main courante : $q_{s1} = 1$ [KN/ml].

III.7.4) Ferrailage :**1-Calcul des efforts internes :****À ELU :**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + g_u(L) + q_u x h = \frac{12.71(0.6)^2}{2} + 1.755(1.4) + 1.5x(1.2) = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u x L + g_u + q_u = 12.71x 0.60 + 1.75 + 1.5 = 10.87 \text{ KN.}$$

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple dont le calcul se fera pour une bande de 1ml.

- Armatures principales :

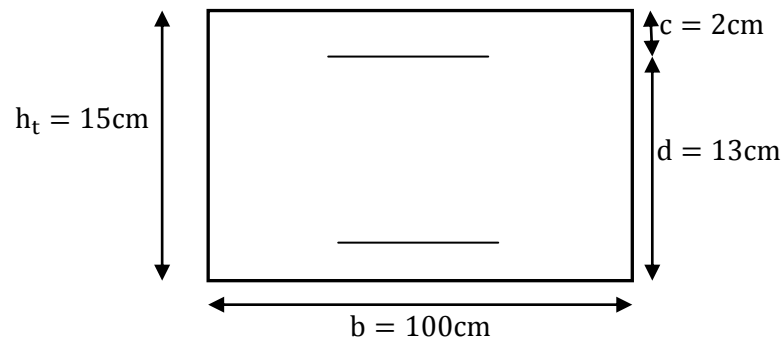
$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.53(10)^3}{100(13)^2 14.2} = 0.032$$

$$\mu_b = 0.032 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.53(10)^3}{0.993(13)(348)} = 1.58 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement **S_t = 20cm**

**-Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**

III.7.5) Vérifications à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)(13) \left(\frac{2,1}{400} \right) = 2,17 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,56 \text{cm}^2 \leq A_{st} = 1,58 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

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

$$V_u = 10,87 \text{KN}$$

$$\sum U_i = n(\pi)(\varphi) = 5(3,14)(12) = 188,4 \text{mm}^2$$

$$\tau_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5(2,1) = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{10,87(10)^3}{0,9(130)(188,4)} = 0,5 \text{MPa} \leq \tau_{se} = 3,15 \text{MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

c) Vérification au cisaillement: (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b)(d)} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{10,87(10)^3}{(1000)(130)} = 0,0836 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'espacement des barres: (A.8.2,42/BAEL91modifié 99)**Armatures principales :**

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.6) Vérification à l'ELS

Il faut vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a) Dans les aciers :

La fissuration étant préjudiciable, donc :

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

Avec $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}(400); 110\sqrt{1,6(2,1)}\right\} = \min\{266,67; 201,63\} = 201,63\text{MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100(4,52)}{(100)(13)} = 0,347 \rightarrow K_1 = 39,95 \rightarrow \beta_1 = 0,909$$

$$\sigma_{st} = \frac{3,4(10)^3}{(0,909)(13)(4,52)} = 63,65\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 2,23\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Longueur de scellement :

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_s}$$

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

$$l_s = \frac{1,2(400)}{4(2,835)} = 42,32\text{cm}$$

$$\text{Soit } l_s = 42,5\text{cm}$$

Pour des raisons de pratique, on adopte des crochets normaux.

La longueur de recouvrement est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0,4l_s = 0,4(42,5) = 17\text{cm}$$

III.7.7) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

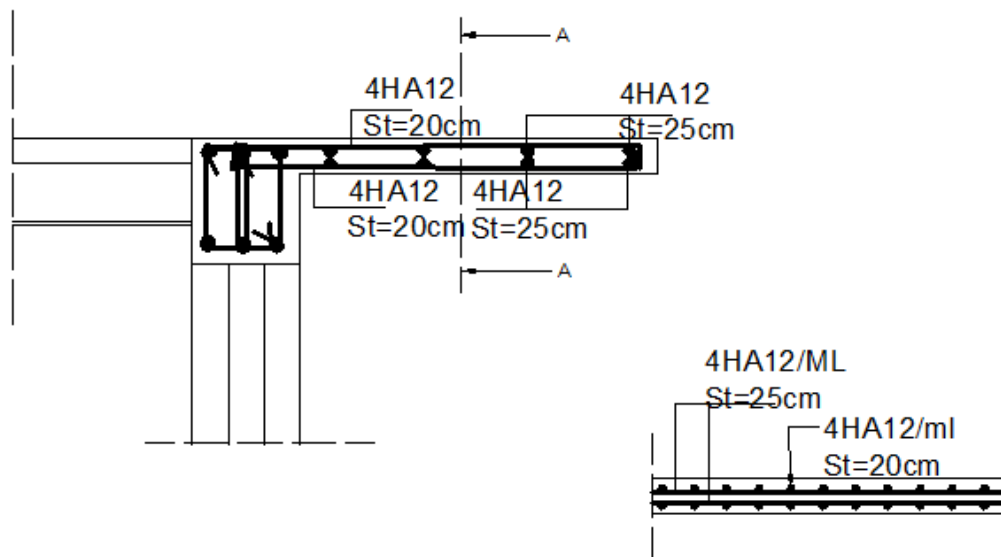
$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{e}{L} = \frac{15}{60} = 0,25 > \frac{1}{22,5} = 0,04 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{e}{L} = 0,25 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{8,65}{10(12,2)} = 0,07 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b.d} = \frac{4,52}{(100)(13)} = 0,003 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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



COUPE AA

III.2) Calcul des planchers à corps creux :

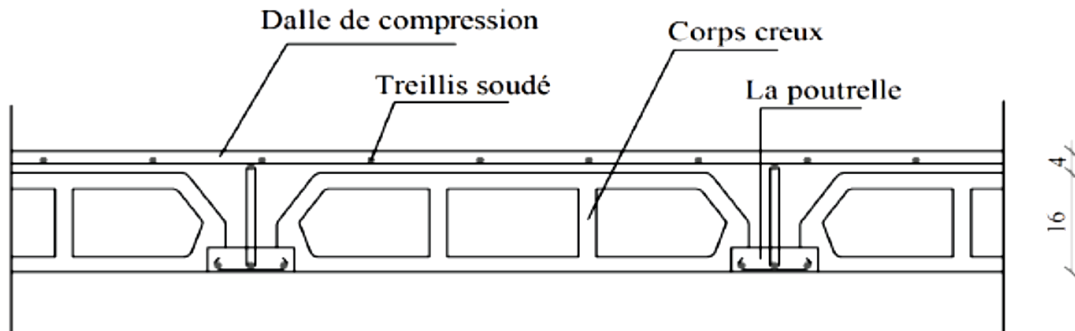


Figure 4 : schéma descriptif d'un plancher en corps creux

Dans notre projet, le plancher est constitué de la dalle de compression et du corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante : —

Avec : h : c'est la hauteur totale du plancher.

L : c'est la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

Dans notre cas : $L=340m$, ce qui nous donne :

— cm

On opte pour un plancher (16+4) $h=20cm$.

III.2.1) ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place ($e= 4cm$), armée d'un quadrillage de barres (Treillis soudés TL520 avec) dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- **20cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **33cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

-Calcul des armatures :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

—

Avec l' : distance de l'entre axe des poutrelles comprise entre 50 et 80 [cm].

— ². Soit $5T4=0,63cm^2$.

Avec

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

//=

//=0,63/2 =0,315cm². Soit 4T5=0,49cm².

Avec :

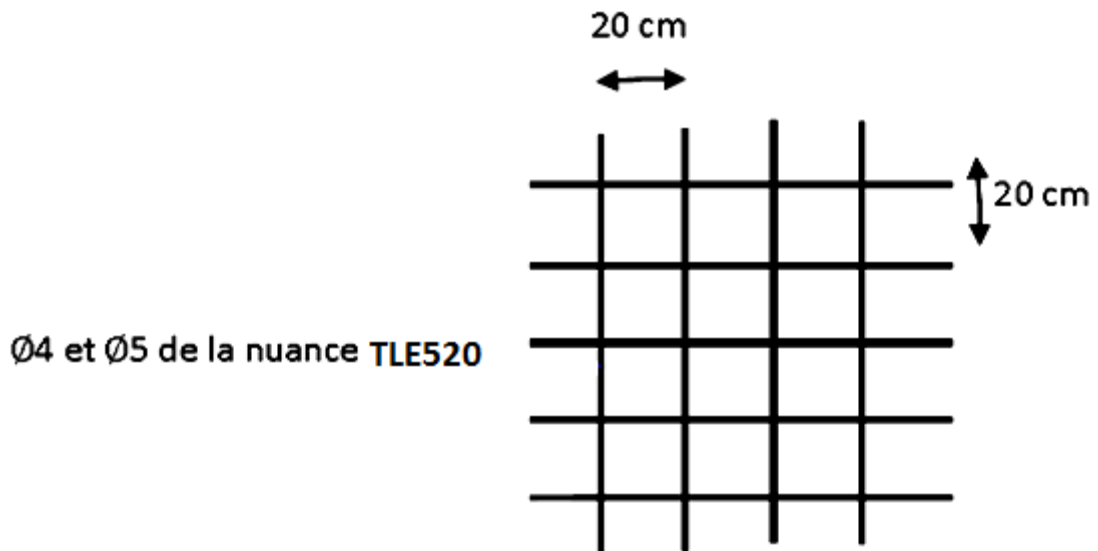
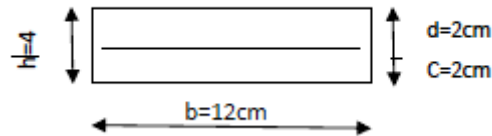


Figure 5 : treillis soudé (200x200)

III.2.2) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Le calcul de la poutrelle se fait par deux étapes.

III.2.2.1) Avant coulage de la dalle de compression :➤ **Dimensionnement**

$b=12\text{cm}$ largeur de la poutrelle
 $h=4\text{cm}$: hauteur de la poutrelle
 $c=2\text{cm}$: enrobage ;
 $d=2\text{cm}$: hauteur utile.

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux extrémités, elle travaille en flexion simple. Elle supporte, en plus de son poids propre, le poids du corps creux ainsi que celui de l'ouvrier.

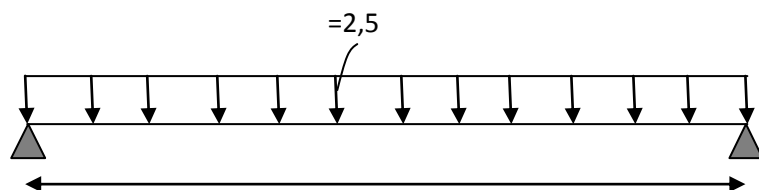
- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 0.25 = 0.12 \text{ KN/ml}$;
- poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$;
- surcharge due à l'ouvrier : 1.00 KN/ml .

Charge permanente : **$G = 0.74 \text{ KN/ml}$**

Charge d'exploitation : **$Q = 1 \text{ KN/ml}$**

III.2.2.2) Calcul à l'ELU :

- **ferraillage à l'ELU** : le calcul se fera pour la plus longue travée, $L = 3.35 \text{ m}$

**a) Combinaison de charge :**

b) Calcul du moment en travée :

c) Calcul de l'effort tranchant :

d) Calcul des armatures :

SD

Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, donc il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que ses armatures de compression ne soient pas nécessaires.

III.2.3) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement par ses deux extrémités, elle sera calculée comme une section en T soumise aux charges uniformément réparties. Elle est soumise aux charges suivantes :

A) Poids du plancher :**1-Plancher terrasse :**

Charges permanentes: $G = 5,84 \times 0,65 = 3,796 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

2-Planchers étage courant à usage d'habitation :

Charges permanentes: $G = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

B) Combinaison de charges :**a) Plancher terrasse :**

$$\begin{aligned} \text{ELU:} & \quad 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,796) + (1,5 \times 0,65) = 6,1 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS :} & \quad = G + Q = 3,796 + 0,65 = 4,446 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

b) Plancher étage courant à usage d'habitation:

$$\begin{aligned} \text{ELU:} & \quad = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,432) + (1,5 \times 0,975) = 6,09 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS :} & \quad = G + Q = 3,432 + 0,975 = 4,407 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher qui représente le cas le plus défavorable est celui de la terrasse .

C) Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

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

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire (CBA93-Article B.6.2.2.1) :

1- La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien 5 KN/m^2 , c'est-à-dire:

$$[Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN/m}^2)]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 2,5 \text{ KN/m}^2. \\ G = 5,2 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G = 10,4 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2- . Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \longrightarrow Condition vérifiée.

3- Les rapports des longueurs entre deux travées successives vérifient la condition suivante :

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

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{---} \quad ,0625 \\ \text{---} \quad \quad \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

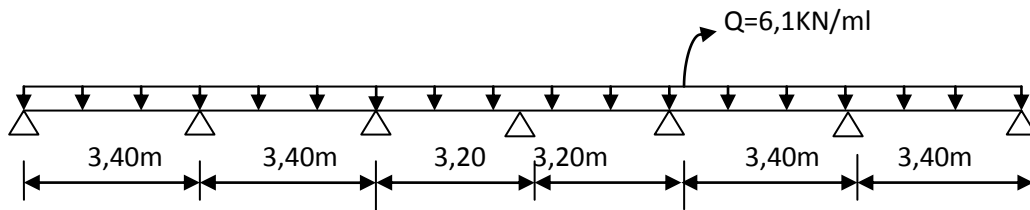
III.3) Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.



Figure III.2.3. : Diagramme des moments

-Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



Calcul des coefficients :

: Rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{---} \text{---} \\ 1 + 0,3 \alpha = 1,043 \\ \text{---} \quad 0,521 \\ \text{---} \quad 0,621 \end{array} \right.$$

III.5) Méthode forfaitaire :

a) Calcul des moments isostatiques :

Travée 1-2 :

— ———

Travée 2-3 :

Travée 3-4 :

— ———

Travée 4-5 :

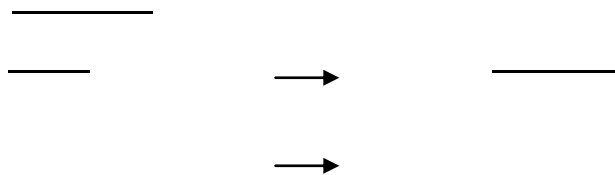
Travée 5-6 :

Travée 6-7 :

b) Calcul des moments aux appuis :

c) Calcul des moments en travée :

Travée de rive 1-2 :



On prend :

Travée intermédiaire 2-3 :



On prend :

Travée intermédiaire 3-4 :



On prend :

Travée intermédiaire 4-5 :



On prend :

Travée intermédiaire 5-6 :

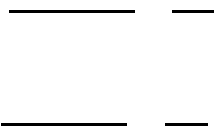


On prend :

Travée de rive 6-7 :



On prend :

Calcul des efforts tranchants :

Représentent respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travées	(1-2)=3,4m	(2-3)=3,4m	(3-4)=3,2m	(4-5)=3,2m	(5-6)=3,4m	(6-7)=3,4m
	2,644	4,407	3,525	3,120	3,525	4,407
	4,407	3,525	3,120	3,525	4,407	2,644
	9,852	10,629	9,886	9,630	10,110	10,880
	-10,880	-10,110	-9,630	-9,886	-10,629	-9,852
	6,152	5,711	5,241	5,241	5,711	6,152

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Diagramme des moments fléchissant :

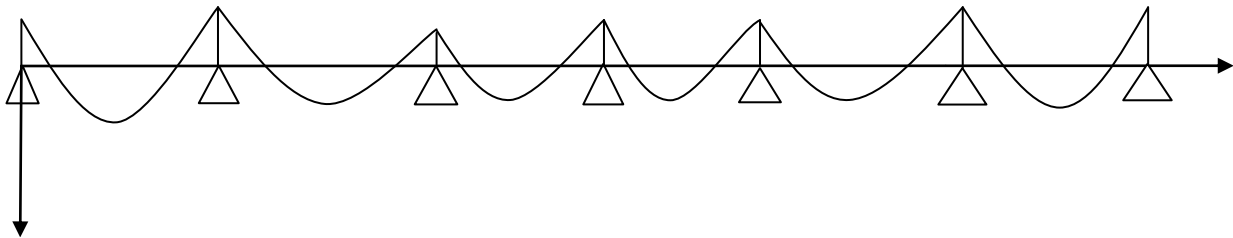
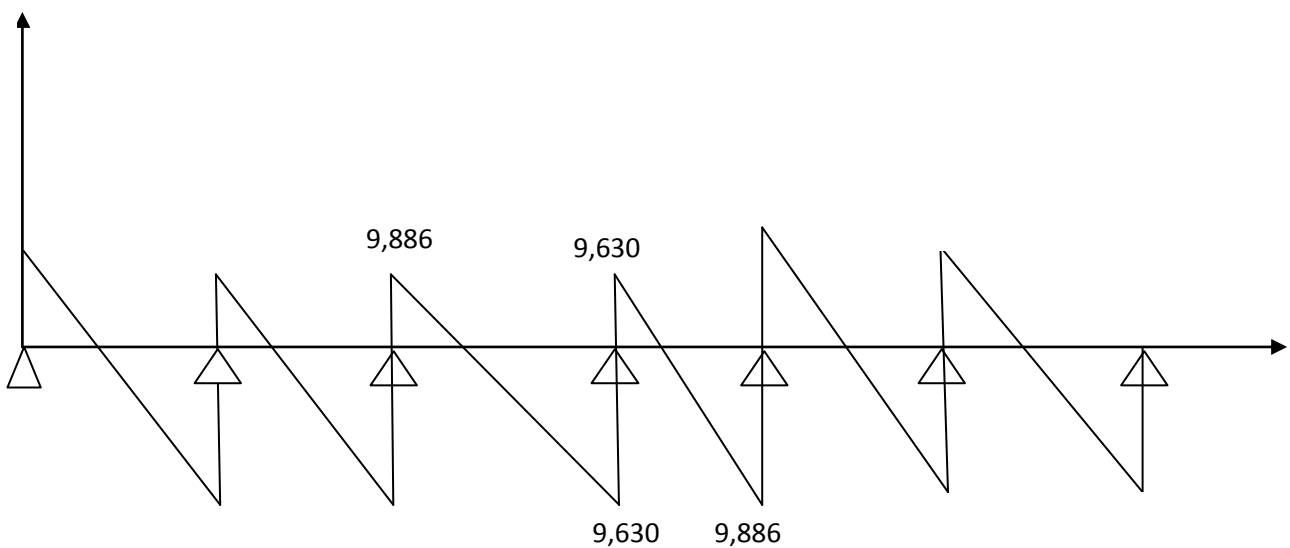


Diagramme des efforts tranchants:



III.5) Ferrailage à l'ELU :

4,407

KN

A) Armatures longitudinales :

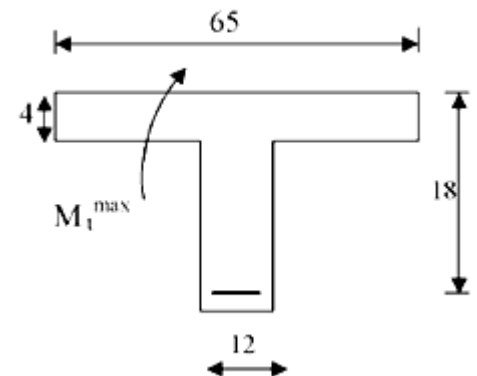
En travée : le calcul en travée s'effectue pour une section en Té.-

Position de l'axe neutre :

Si l'axe neutre est dans la nervure.

Si l'axe neutre est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :



L'axe neutre est dans la table de compression.

Donc, le calcul se fera comme une section rectangulaire (b x h) = (65 x 20).



On adopte **3HA10 = 2,35cm²**

Aux appuis :



On adopte **2HA10 = 1,57cm²**

B) Armatures transversales :(Art A.7.2, 2/BAEL91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le BAEL91 :

$$\frac{h}{20} \text{ ou } \frac{b}{4}$$

Avec :

La hauteur totale de la poutrelle.

Largeur de l'âme.

Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\left(\frac{h}{20} \text{ ou } \frac{b}{4} \right)$$

On choisit un étrier avec

Espacement des barres :(Art. A.5.1,22/BAEL91)

$$S \leq \frac{h}{4}$$

$$S \leq 15$$

On prend : S

Si on désigne par S la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_{ctd} , on doit avoir :

$$\frac{S}{S} \leq \frac{S}{S} \leq \frac{S}{S}$$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en A_{500} avec un espacement de 15cm sur la totalité de la poutrelle.

Longueur de scellement :(Art. A.6.1, 23/BAEL91)

$$l_{sc} \geq 15d$$

$$l_{sc} \geq 15d$$

On adoptera des crochets à 45° avec une longueur

III.6) Vérification à l'ELU :**a-Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

— (—)

En travée :

—————> Condition vérifiée.

Aux appuis :

—————> Condition vérifiée.

III.7) Vérification au cisaillement: (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

— —

Avec : — —

————— —————> Condition vérifiée.

III.8) Influence de l'effort tranchant sur le béton: (A.5.1, 313/BAEL91modifié 99)

— —

Sur appuis de rives :

—————> Condition vérifiée.

Sur appuis intermédiaires :

—————> Condition vérifiée.

III.9) Influence de l'effort tranchant sur les armatures:

On doit vérifier que : — ———

Sur appuis de rives : — (———)

—————> Condition vérifiée.

Sur appuis intermédiaires : — (———)

—————> Condition vérifiée.

III.10) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

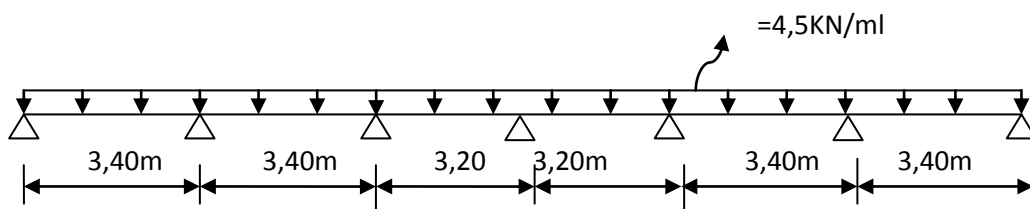
On doit vérifier que :

————— —————

—————> Condition vérifiée.

➤ **Calcul à l'ELS :**

a-Combinaison de charge :



La contrainte de compression est limitée à :

Lorsque la valeur de la charge est identique dans les différentes travées, le (**Art-A-6-5-1/BAEL91**) précise que la multiplication des résultats obtenus à l'ELU par le coefficient (γ) nous donne directement les valeurs des efforts internes à l'ELS.

— —

b-Moment aux appuis :

c-Moment en travée :

d-Calcul des efforts tranchants :

Travée		T_e
(1-2)	7,27	-8,02
(2-3)	7,83	-7,46
(3-4)	7,29	-7,10
(4-5)	7,10	-7,29
(5-6)	7,46	-7,83
(6-7)	8,02	-7,27

Diagramme des efforts internes :

Diagramme des moments fléchissant :

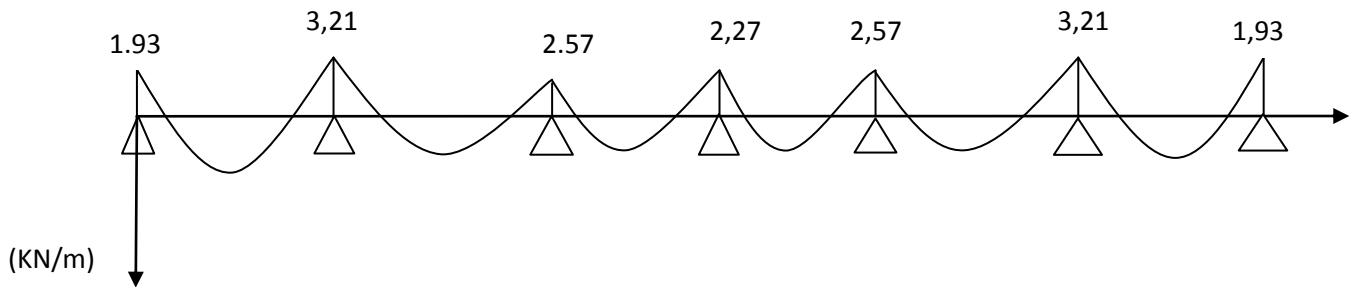
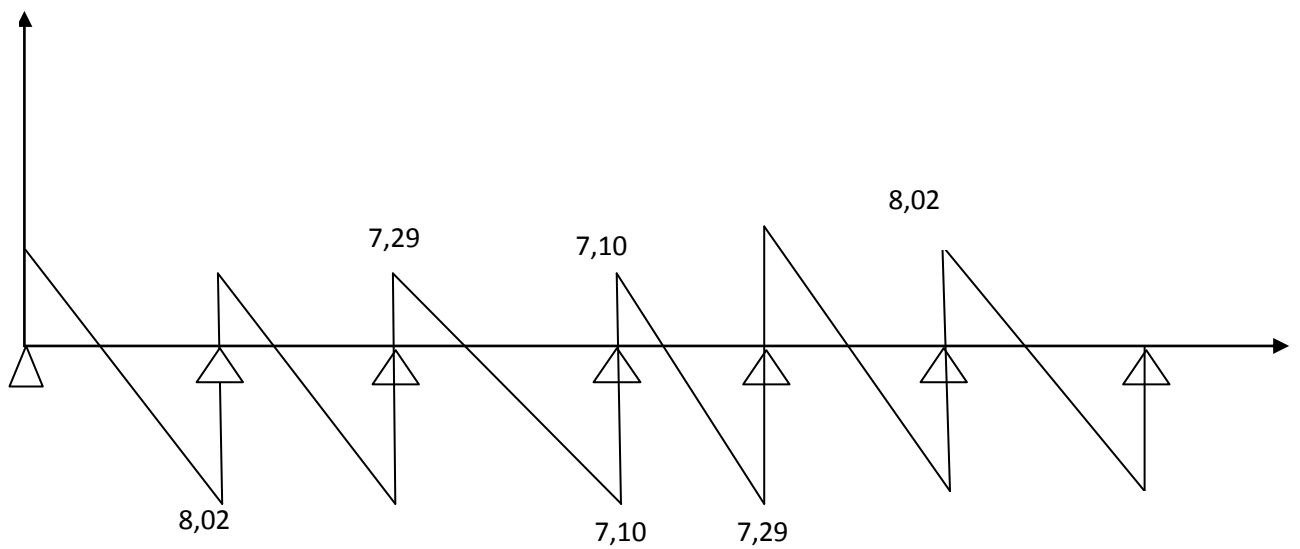


Diagramme des efforts tranchants :



➤ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications relatives aux états limites de service sont :

- Etat limite de résistance à la compression du béton.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite d'ouverture des fissures.

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

La contrainte de compression est limitée à :

—

En travée :

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier que : $\sigma < \sigma_{st}$

D'où la contrainte dans les aciers est :

—————> Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

— _____

—————> Condition vérifiée.

Aux appuis :

Donc, la contrainte dans les aciers est :

La contrainte dans le béton est :

—————> Condition vérifiée.

Les armatures calculées à l'ELU sont satisfaisantes.

a-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable, donc la vérification n'est pas exigible.

b-Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

Les règles (Art.6.5,2/BAEL91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_c}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : Moment max en travée.

: Moment max de la travée isostatique.

: Largeur de nervure.

: Hauteur utile de la section droite.

A : section des armatures.

— — — — — → Condition vérifiée.

— — — — — → Condition vérifiée.

$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{2,35}{18 \times 12} = 0,010 < \frac{3,6}{400} = 0,009$ → Condition non vérifiée.

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$F_v = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \frac{1}{500} \text{ avec } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$F_i = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} < \frac{1}{500} \text{ avec } I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_i}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818,86 = 32456,6 \text{ MPa}$$

: Module de déformation différé.

: Module de déformation longitudinal instantané.

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

Section du béton.

= Section d'armature tendue.

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

b-Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^3$$

V_1 : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

: Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_{xx} = [(b - b_0) \frac{h_0^3}{3} + (b - b_0) h_0 V_1 + 15 A_{st} d^2]$$

Dans notre cas

$$I_{xx} = [(65 - 12) \frac{4^3}{3} + (65 - 12) 4 \times 7,1 + 15 \times 2,35 \times 18^2]$$

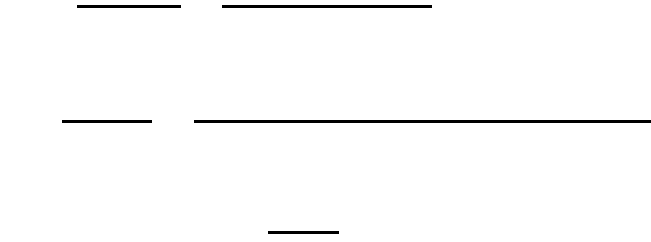
Soit ρ , le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_c} = \frac{15 \times 2,35 \times 18}{(65 - 12) \times 4} = 0,105$$

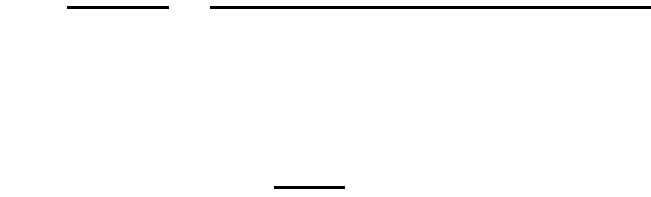
: Pour les déformations instantanées.

: Pour les déformations de longue durée.

$$\{ I_{xx} \}$$



→ Condition vérifiée.



→ Condition vérifiée.

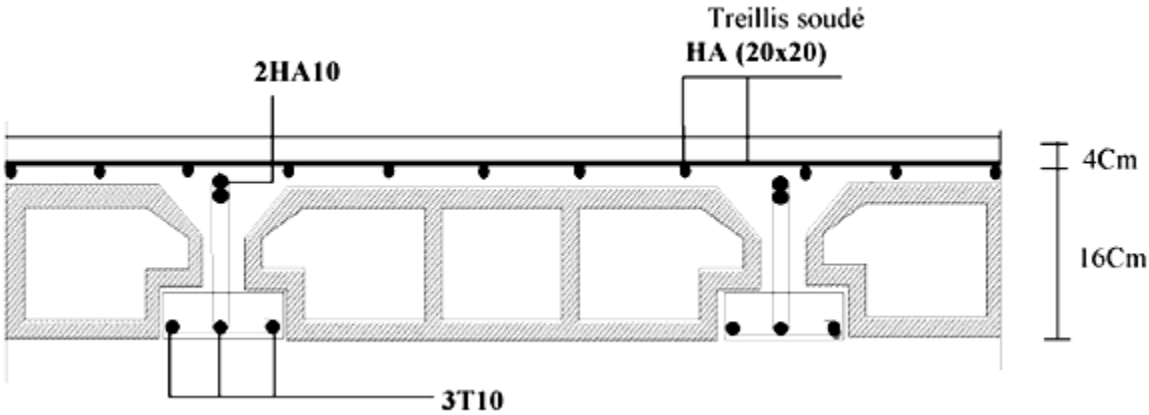


Schéma de ferrailage du plancher à corps creux

III.3) Etude de la poutre de chaînage :**-Introduction :**

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.3.1) Pré dimensionnement de la poutre :**a) hauteur h_t :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L max : c'est la longueur libre entre nus d'appui dans le sens considéré.

$$\frac{340}{15} = 22,66\text{cm} \leq h_t \leq \frac{340}{10} = 34\text{cm}$$

D'après le RPA ver2003 (Ar.7.5.1),

La condition ($h \geq 30\text{cm}$.) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit **$h_t=30\text{cm}$**

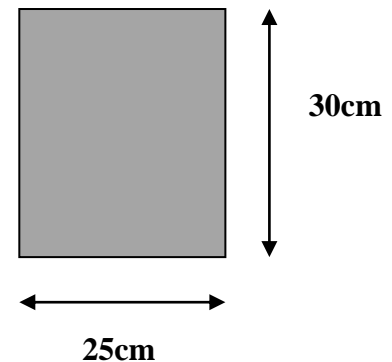


Figure I: coupe transversale de la poutre

b) Largeur b :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{On adoptera une largeur } \mathbf{b=25\text{cm}}.$$

c) Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :

- $h_t = 30\text{cm} \geq 30 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $b = 25\text{cm} > 20 \Rightarrow$ condition est vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1,5 \leq 4 \Rightarrow$ condition est vérifiée.

III.3.2) Calcul des charges et surcharges :**♦ les charges permanentes :**

ELEMENTS	Charge (KN/ml)
poids propre de la poutre	$0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875$
poids du mur (double cloison)	$(3,06 - 0,3) \times 3,04 = 8,390$
Poids de plancher	$5,20 \times (0,65/2) = 1,690$
	G=11,95

◆ la surcharge d'exploitation :

$$Q=1.5 \times (0,65/2)=0.487\text{KN/ml}$$

III.3.3) Combinaison des charges :

ELU:

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

$$q_u = 1,35 \times 11,95 + 1,5 \times 0.487 = 16,85\text{KN/ml}$$

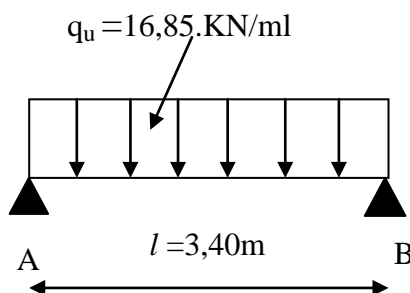


Figure II.a : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 11,95 + 0.487 = 12,43\text{KN/ml}$$

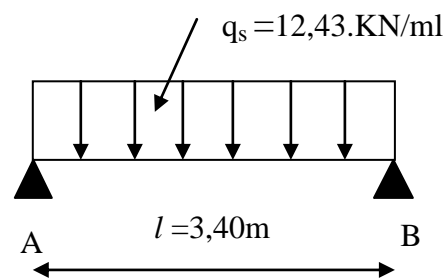


Figure II.b : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

Etude de la poutre :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

Remarque :

Les extrémités de la poutre représentent un semi encastrement.

III.3.4) Calcul des moments et des efforts tranchants :

• **ELU :**

a) **Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,85 \times 3,4^2}{8} = 24,34\text{KN.m}$$

▪ **Aux appuis :** $M_a = 0,3 \times 24,34 = 7,30\text{KN.m}$

▪ **En travée :** $M_t = 0,85 \times 24,34 = 20,69\text{KN.m}$

b) Les efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16,85 \times 3,40}{2} = 28,64 \text{KN.}$$

• ELS :**a) Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12,43 \times 3,40^2}{8} = 11,97 \text{KN.m}$$

▪ **Aux appuis :** $M_a = -0,3 \times 11,97 = -3,59 \text{KN.m}$

▪ **En travée :** $M_t = 0,85 \times 11,97 = 9,57 \text{KN.m}$.

b) Les efforts tranchants:

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,43 \times 3,40}{2} = 21,13 \text{ KN}$$

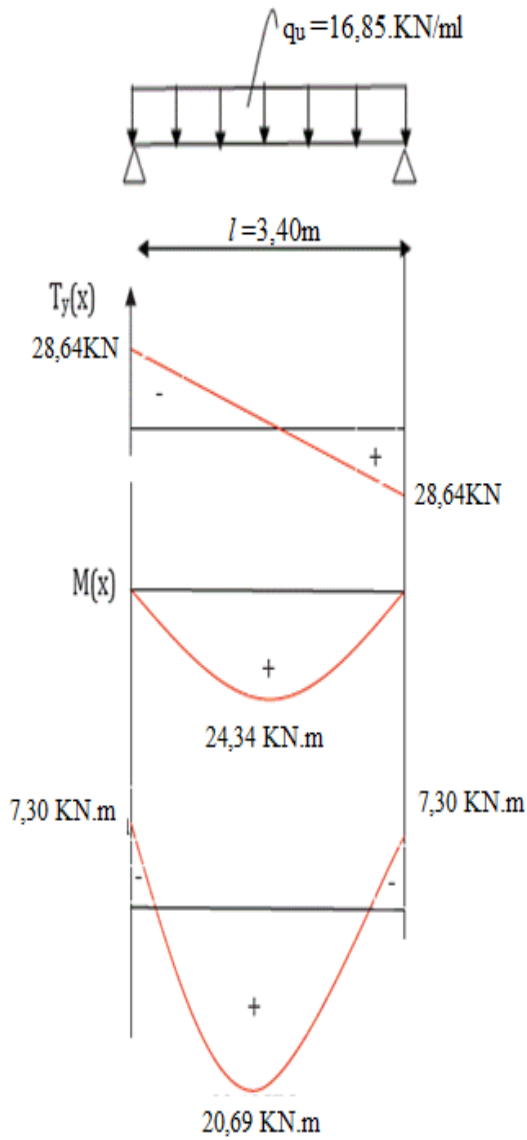
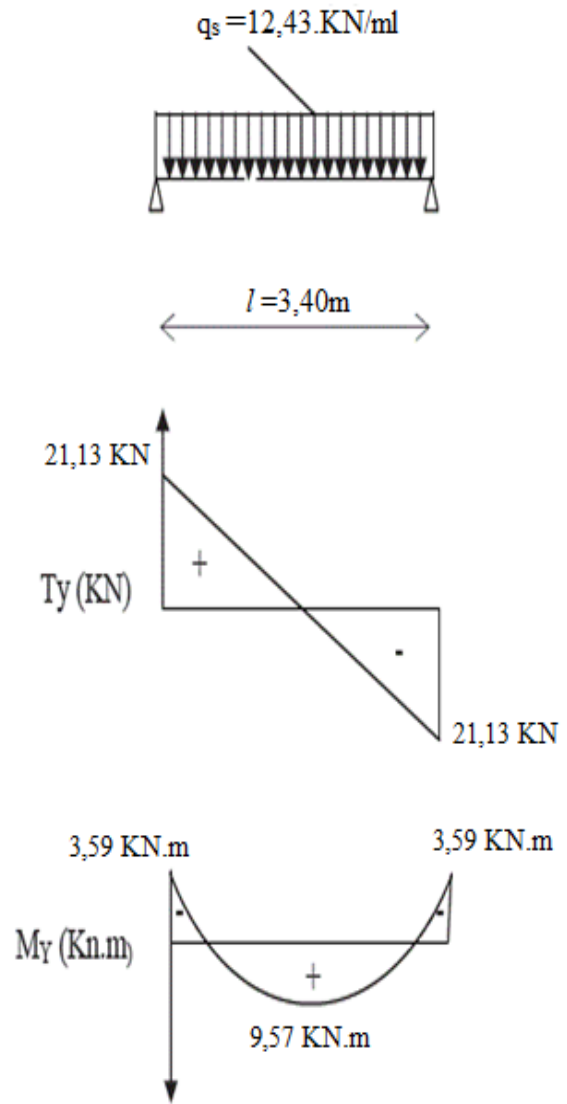


Figure III.1: diagramme des efforts internes a L'ELU



FigureIII.2 : diagramme des efforts internes L'ELS

III-3.5) Calcul des armatures :• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28.45 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1,42} = 0,06 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28.45 \times 10^2}{0,969 \times 28 \times 34,8} = 3,01 \text{cm}^2$$

On opte : **3HA14** \longrightarrow $A_t = 4.62 \text{cm}^2$.

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.04 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1,42} = 0,03 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.04 \times 10^2}{0,984 \times 28 \times 34,8} = 1.08 \text{cm}^2$$

On opte : **3HA14** \longrightarrow $A_t = 4.62 \text{cm}^2$.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art. A5.1.211) :**

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31.13 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,44 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**• **Sur le béton :**

$$T_u \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9(f_{c28}/\gamma_b) = 420 \text{KN} > 31.13 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Sur les armatures inférieures :**

$$T_u = 31.13 \text{KN}, M_a = -10.04 \text{kN.m}, d = 28 \text{cm.}$$

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[31.13 \times 10^3 + \frac{-10.04 \times 10^5}{0,9 \times 28} \right] \times 10^{-2} = -0,25 \text{cm}^2$$

$$A_a = 4.62 \text{cm}^2 > -0,25 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)**

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

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

$$\sum u_i = n\phi\pi = 3 \times 0,14 \times 3,14 = 1,32 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d\sum u_i} = \frac{31.13 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 132} = 0,94 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement (**Art A.6. 1.221 BAEL91**)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{MPa.}$$

$$\phi = 1,4 \text{cm} \rightarrow l_s = 49,4 \text{cm}$$

Nous adoptons un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$L_r = 0,4l_s = 0,4 \times 49,4 = 19,76 \text{cm}$$

❖ Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 0,85; 1,2; 2,5 \} = 0,87 \text{cm.}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{mm}$.

On opte comme armatures transversales : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 35 \text{cm} \} = 25,2 \text{cm} \quad \text{soit: } S_t = 20 \text{cm.}$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{Mpa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,608 \text{Mpa} > 0,4 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification selon le R.P.A 99 :

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{cm} \right\} = \min \{ 7,5; 16,8; 30 \} = 7,5 \text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 7 \text{cm}$$

• En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = 15 \text{cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{cm.}$$

* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t = 4,62 \text{cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{cm}^2 \rightarrow \text{C. V}$$

III.3.6) Vérifications à l'ELS :

a. vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15MPa$

– **Aux travées :** $M_t = 20.94kN.m$; $A_a = 4.62cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0,661 \rightarrow \beta = 0,881 \rightarrow K_1 = 27.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{20.94 \times 10^6}{0,899 \times 280 \times 462} = 138.74MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{138.74}{27.02} = 6.80MPa < 15MPa \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

– **Aux appuis :**

: $M_a = 7.39kN.m$; $A_t = 4.62cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0,333 \rightarrow \beta = 0,881 \rightarrow k_1 = 27.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{7.39 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} = 64.84MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{64.84}{27.02} = 2.40MPa < 15MPa \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

❖ **Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2) :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{fe}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{430} = 0,0697 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{l} = 0,0697 > \frac{Mt}{15M_0} = 0,063$$

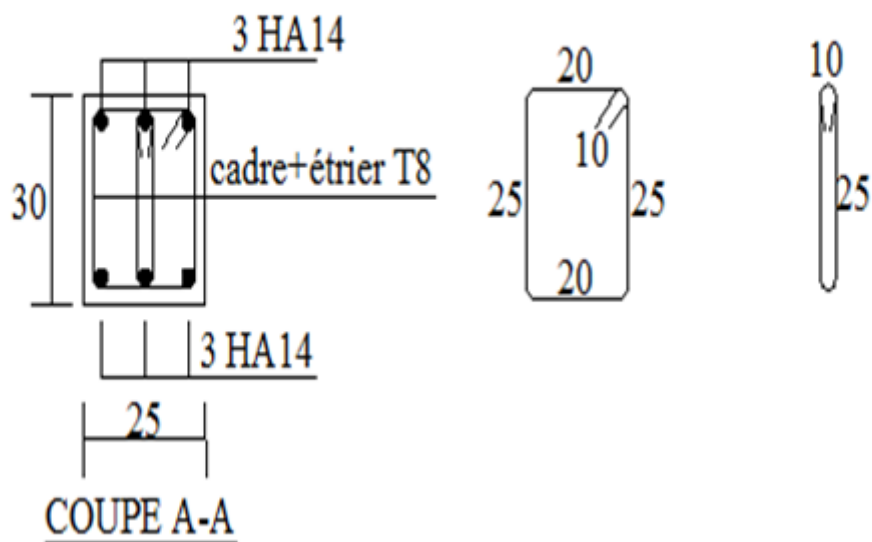
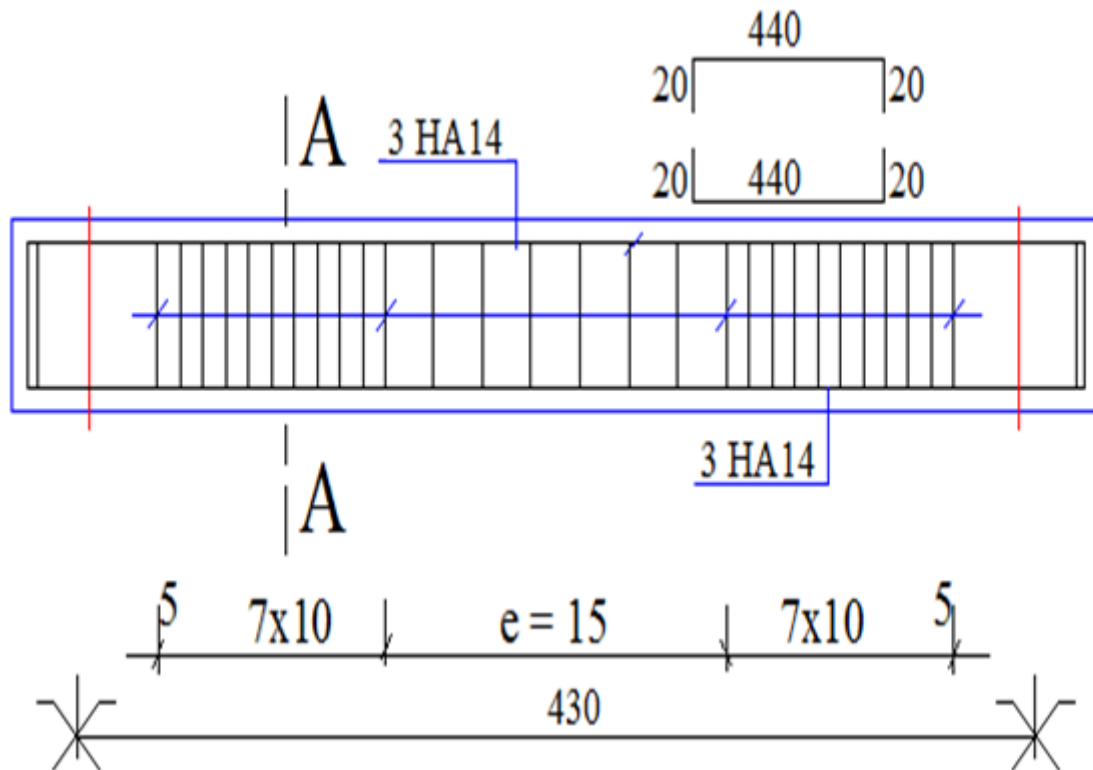
$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

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

➤ **Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- 3 HA14 = 4.62 cm²



Ferrailage de la poutre de chaînage

III.5) Calcul de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

III.5.1) Pré dimensionnement :

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10}$$

$$20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}$$

On prend $h_t = 30\text{cm}$

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4(30) = 10\text{cm} \leq b \leq 0,7(30) = 17,5\text{cm}$$

On prend $b = 25\text{cm}$

Recommandation du RPA 99 Version 2003 :

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots h_t = 30\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots b = 25\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les dimensions de la poutre palière sont : **(b x h) = (25x30)**

III.5.2) Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre: $G = 0,35 \times 0,25 \times 25 = 1,87 \text{ KN/m.}$

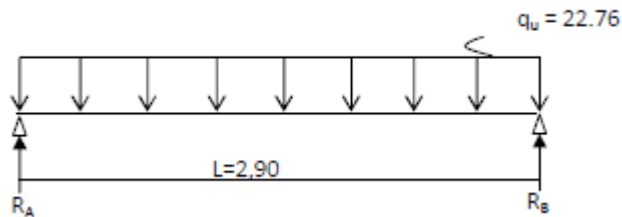
Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m.}$

$$\text{Réaction du palier} \begin{cases} \text{ELU} \longrightarrow R_u = 20,24\text{KN}/1\text{ml} = 20,24\text{KN}/\text{ml} \\ \text{ELS} \longrightarrow R_s = 14,54/1\text{ml} = 14,54/\text{ml} \end{cases}$$

III.5.3) Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + R_u = 1,35(1,87) + 20,24 = 22,76/m$$

$$q_s = G + R_s = (1,87) + 14,54 = 16,41\text{KN/m}$$

A) Calcul à l'ELU:**Schéma statique de la poutre palière****Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{22,76(2,90)}{2} = 33,002\text{KN}$$

Efforts internes :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{22,76 \times 2,90}{2} = 33,002\text{KN}$$

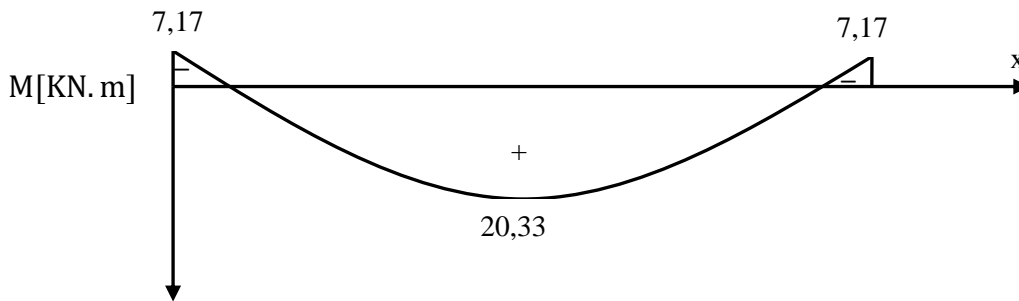
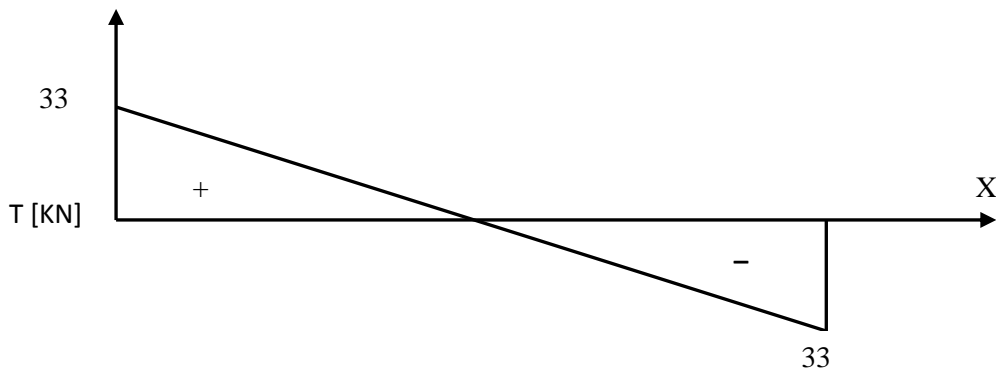
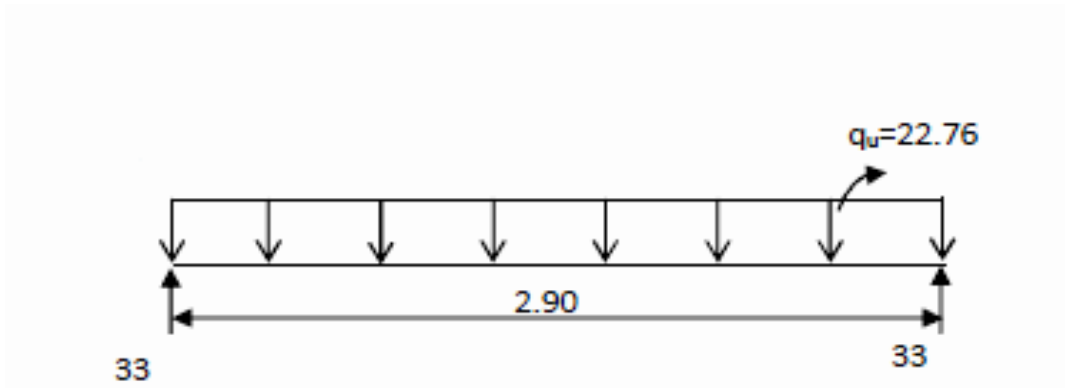
$$M = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{22,76 \times 2,90^2}{8} = 23,92 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement :

$$M_A = -0,3(23,92) = -7,17\text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85(23,92) = 20,33\text{KN.m}$$

Diagramme des efforts internes :



III.5.4) Calcul des armatures à l'ELUArmatures longitudinales :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \\ C = 2\text{cm} \\ d = 28\text{cm} \end{array} \right.$$

Aux appuis :

$$M_u^a = 7,17\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{7,17 \cdot 10^3}{25(280)^2 14,2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,17 \cdot 10^3}{(0,978)(28)(348)} = 1,29\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}12=3,39\text{cm}^2$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,33 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,0125$$

$$\mu_b = 0,125 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,125 \rightarrow \beta = 0,932$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,33 \cdot 10^3}{(0,932)(28)(348)} = 3,85\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14=4,62\text{cm}^2$$

III.5.5) Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(25)(28) \left(\frac{2,1}{400} \right) = 0,84\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_{\min} = 0,84\text{cm}^2 < A_t = 4,62\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min} = 0,84\text{cm}^2 \leq A_a = 3,39\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement: (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b)(d)} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{33(10)^3}{(250)(280)} = 0,47\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis: (A.5.1, 313/BAEL91modifié 99)**Sur le béton :**

$$T_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} (0,9)db = 0,4 \frac{25 \cdot 10^{-1}}{1,5} (0,9)(28)(25) = 420\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 7,17\text{KN} \leq 420\text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sur les armatures:

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 3,39\text{cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left(7,17 + \frac{20,33}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,25\text{cm}^2$$

\longrightarrow Condition vérifiée.

III.5.7) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**(BAEL91.Art. A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{7,17 \times 10}{0,9 \times 28 \times 3(1,2) \times 3,14} = 0,25 \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal.

Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42 \text{cm}$$

On prend $l_s = 35 \text{cm}$

Armatures transversales :(Art A.7.2, 2/BAEL91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le BAEL91 :

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1^{\min}\right)$$

Avec :

h = La hauteur totale de la poutre.

b = Largeur de la poutre.

φ_1^{\min} = Le diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{0,12; 0,857 ; 0,25\} = 0,857 \text{cm}$$

On choisit un diamètre de **$\varphi 8$, $4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$** .

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{25,2; 40\text{cm}\} = 29,7 \text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25,2 \text{ cm.}$$

III.5.8) Vérification de l'espacement des barres selon le RPA99 modifié en 2003 :**En zone nodale :**

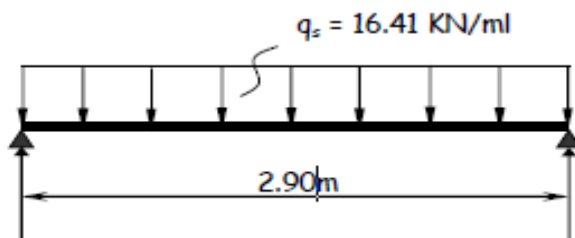
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 30\right) = \min(7,5; 14,4; 30) = 7,5\text{cm}$$

Soit : $S_t = 7\text{cm}$ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$ **Calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + R_s = (1,87) + 14,54 = 16,41\text{KN/m}$$

**Schéma statique de la poutre palière à l'ELS****Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{16,41 \times 2,90}{2} = 23,8\text{KN}$$

Efforts internes :

$$M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{16,41 \times (2,90)^2}{8} = 17,25\text{KN.m}$$

$$T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{16,41 \times 2,90}{2} = 23,8\text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 17,25 = -5,17 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 17,25 = 14,66 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivants :

Diagramme des efforts internes :

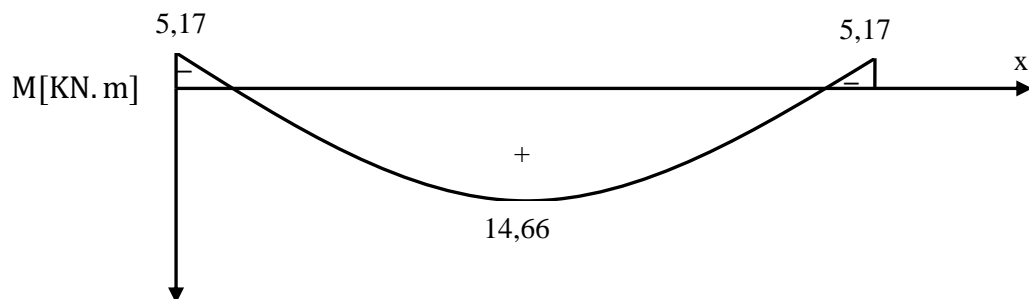
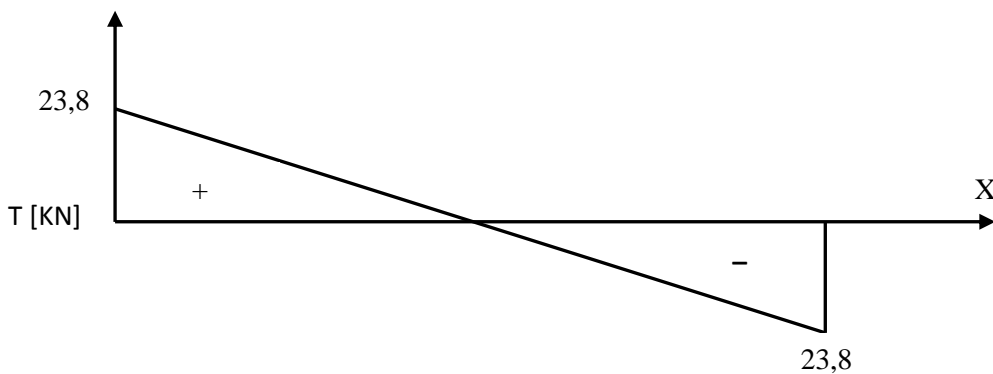
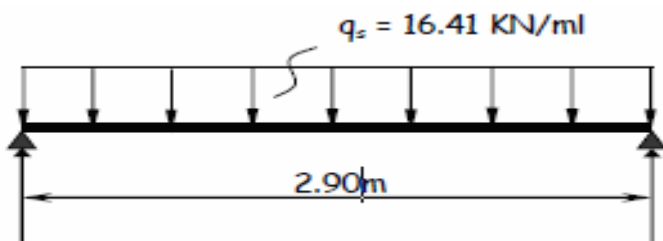


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III.5.9) Vérifications à l'ELS :**Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier la condition suivante :

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

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st}$$

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

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100(4,52)}{(25)(28)} = 0,66 \rightarrow K_1 = 27,02 \rightarrow \beta_1 = 0,881$$

$$\sigma_{st} = \frac{14,66 \cdot 10^3}{0,881(28)(4,62)} = 128,63\text{MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,03$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 6,96\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,96\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b \cdot d} = \frac{100(3,39)}{(25)(28)} = 0,484 \rightarrow K_1 = 32,62 \rightarrow \beta_1 = 0,895$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,17 \cdot 10^3}{(0,895)(28)(3,39)} = 105 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,03$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 2,69\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,69\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

III.5.10) Vérification de la flèche : (BAEL91/B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{290} = 0,120 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{25,26}{10 \times 29,72} = 0,0849 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

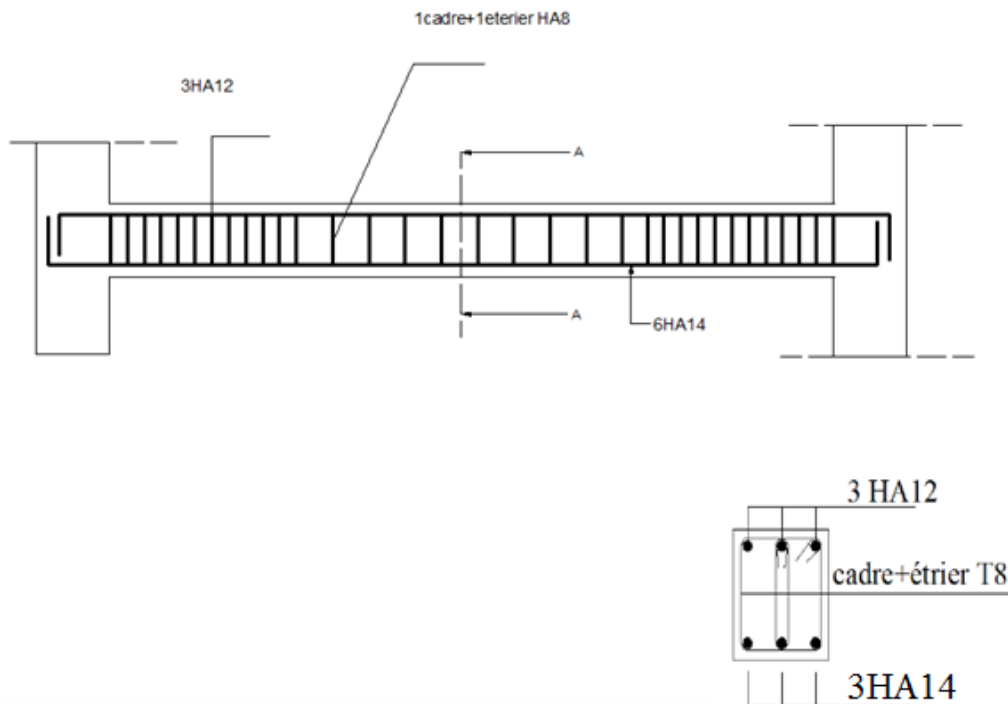
$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4,52}{25 \times 28} = 0,0066 \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,011 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense de calculer la flèche ; Les armatures calculées à l'ELU

sont suffisantes et Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- **Armatures principales :**
- **3HA14** au niveau des travées. - **3HA12** au niveau des appuis.
- **Armatures de répartition :**
- **1cadre et 1 étrier en HA8**



Ferrailage de la poutre palière

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

IV.1) Description du logiciel ETABS :(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil dont le calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel **ETABS**, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.2)Méthode de calcul : On distingue deux cas:

Calcul statique: C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

Calcul dynamique : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.2) Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

a) Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Hypothèses de calcul :

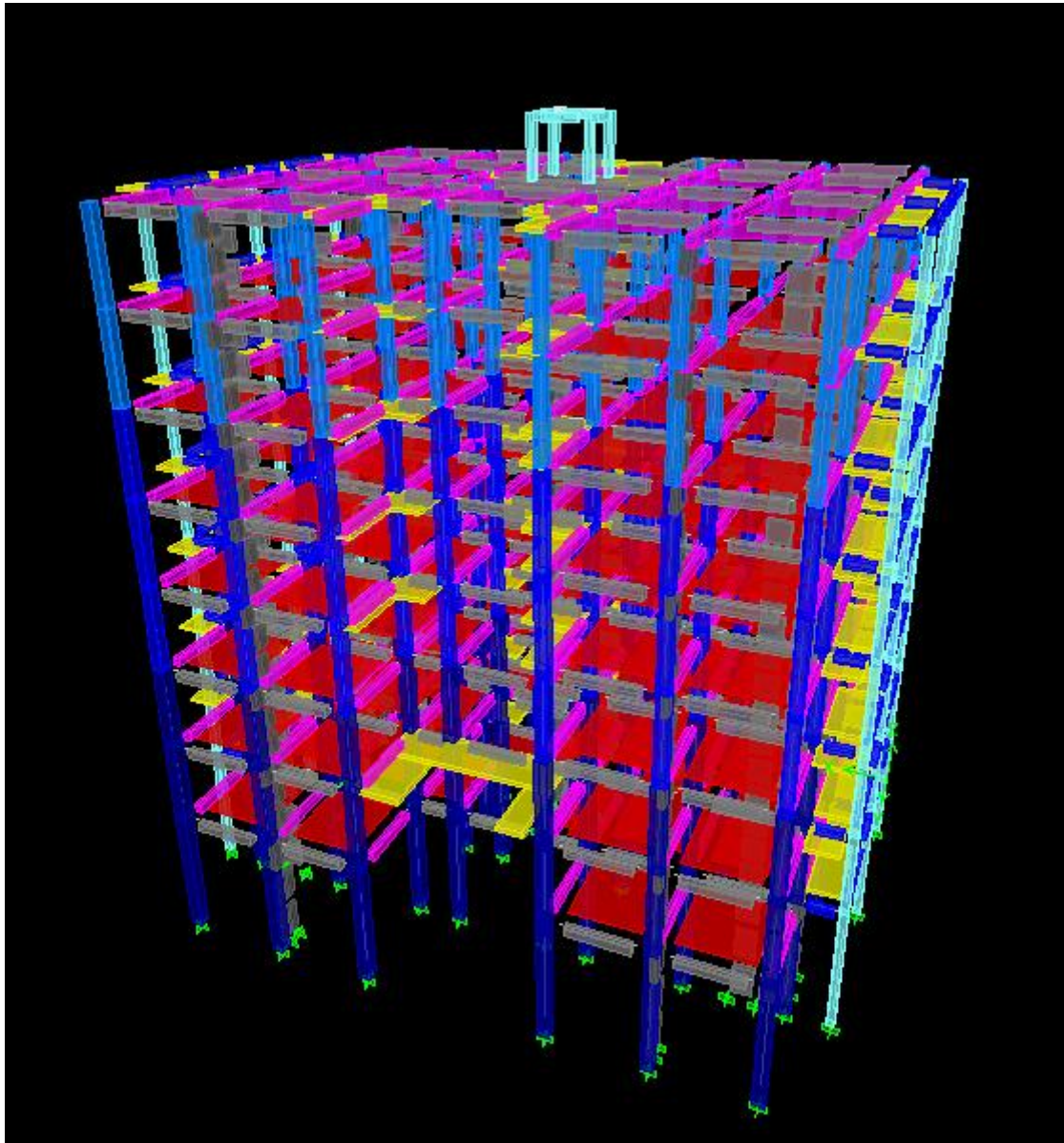
- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

IV.3) Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :



Vue en trois dimensions de la structure

IV.4) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)Q/R & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & T \geq 3s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0,1 sec.

A : coefficient d'accélération de la zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum p_q$

p_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (**tableau 4-4 du RPA 2003**)

Avec : $A = 0,15$ [zone II, groupe d'usage 2 (tableau 4-1 du RPA 2003)]

η : Est donné par la formule $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

$R = 5$ Mixte portique/voile avec interaction RPA 2003 tableau 4-3 $\implies \xi = 7\%$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour $\xi = 7\%$; on a $\eta = 0,881$

$T_1 = 0,15\text{sec}$, $T_2 = 0,4\text{sec}$ [Site S2 RPA 2003 tableau 4-7]

1) Calcul du facteur de qualité Q :

Tableaux donnant les valeurs des pénalités P_q :

Sens longitudinale :

Critère q	Pénalité P_q
1-condition minimale sur les files de contreventement	0
2-redondance en plan	0
3-régularité en plan	0
4-régularité en élévation	0,05
5-contrôle de la qualité des matériaux	0
6-contrôle de la qualité d'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0) = 1,05$$

Sens transversale :

Critère q	Pénalité P_q
1-condition minimale sur les files de contreventement	0
2-redondance en plan	0
3-régularité en plan	0
4-régularité en élévation	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	0
6-contrôle de la qualité d'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1$$

Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable **Q =1,05**

2) Nombre de modes à considérer :

a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale du système.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'importante influence des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir est :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \geq 0,2\text{sec}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol ; T_K la période du mode K.

$$\text{Dans notre cas } N = 10 \rightarrow K \geq 3\sqrt{10} = 9,49$$

Donc $K = 10$ nombre de modes.

3) Combinaison des réponses modales :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

$$\text{Avec : } r = T_i / T_j \quad (T_i \geq T_j)$$

i et j : Deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement $\xi_i; \xi_j$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : Effet de l'action sismique considérée.

E_i : Valeur modale de E selon le mode « i »

K : Nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendants ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{([E_1] + [E_2])^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

IV.5)Caractéristiques géométriques de la structure :**A) Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**♦ **Suivant le sens x-x :**

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% Lx$

ETAGES	Diaphragm	XCM	XCR	CM-CR	5%Lx	CONDITION
SS1	D1	12,276	12,328	0,052	1,23	VERIFIEE
SS2	D2	12,288	12,321	0,033	1,23	VERIFIEE
RDC	D3	12,289	12,310	0,021	1,23	VERIFIEE
ETAGE1	D4	12,289	12,298	0,009	1,23	VERIFIEE
ETAGE 2	D5	12,289	12,270	0,0019	1,23	VERIFIEE
ETAGE 3	D6	12,289	12,284	0,005	1,23	VERIFIEE
ETAGE 4	D7	12,289	12,256	0,033	1,23	VERIFIEE
ETAGE 5	D8	12,264	12,249	0,019	1,23	VERIFIEE

♦ **Suivant le sens y-y :**

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% Ly$

ETAGES	Diaphragm	YCM	YCR	CM-CR	5%Ly	CONDITION
SS1	D1	8,835	11,307	0,109	0,857	VERIFIEE
SS2	D2	8,589	11,139	0,467	0,857	VERIFIEE
RDC	D3	8,631	10,838	0,493	0,857	VERIFIEE
ETAGE1	D4	8,594	10,514	0,432	0,857	VERIFIEE
ETAGE 2	D5	8,594	9,907	0,351	0,857	VERIFIEE
ETAGE 3	D6	8,594	10,202	0,273	0,857	VERIFIEE
ETAGE 4	D7	8,594	9,632	0,201	0,857	VERIFIEE
ETAGE 5	D8	8,558	9,41	0,139	0,857	VERIFIEE

B) L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragme horizontaux rigides dans leur plans, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- Excentricité théorique résultante des plans

IV.6)Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participation massique de toutes les modes

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,851459	76,8773	0,0036	0	76,8773	0,0036	0
2	0,621388	0,0029	74,2806	0	76,6733	74,2842	0
3	0,555921	0,7076	0,0106	0	77,3809	74,2947	0
4	0,243310	13,2264	0,0004	0	90,6073	74,2951	0
5	0,161441	0,0005	15,7674	0	90,6079	90,0626	0

Périodes et participations massiques

La valeur de participation massique a atteint 90% dans le **mode 4**

IV.7) Vérification de la résultante des forces sismique :

Selon le RPA la résultante des forces sismique à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**.

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0\text{sec} \end{cases}$$

$$T_1 = 0,15 \text{ sec} , T_2 = 0,4 \text{ sec}$$

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 24,73 \text{ m}$$

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau 4.6 $\longrightarrow C_T = 0,05$

$$T = 0,72 \text{ sec} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,488$$

R : Coefficient de comportement global de la structure RPA 2003 tableau 4.3

$$R = 5 \text{ (Mixte portique/voile avec interaction RPA 2003 tableau 4 – 3)}$$

Q : Facteur de qualité $Q = 1,05$

W : Poids total de la structure, donné par ETABS

Story	Diaphragm	MassX	MassY
E5	D8	405,692	405,692
E4	D7	423,7623	423,7623
E3	D6	427,9298	427,9298
E2	D5	432,7186	432,7186
E1	D4	432,7186	432,7186
RDC	D3	439,7379	439,7379
SS2	D2	445,8529	445,8529
SS1	D1	469,1034	469,1034
Poids total w(KN)		3477,5155	3477,5155

Conclusion :

MSE (RPA 2003)	Sans x		Sans y	
	<i>Coefficient forces sismiques V (KN)</i>	A	0.15	A
D		1.488	D	1.488
Q		1.05	Q	1
R		5	R	5
	2284.95		2176.14	

La force sismique à la base**IV.8) Résultante des forces sismiques de calcul :(RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **EATABS** ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par **la méthode statique équivalente** V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée : ($V_t \geq 0,8V_{max}$)

-Si $V_t \leq 0,8V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8V/V_t$

<i>forces sismiques KN</i>				vérification	
MSE (V_{max})		ETABS (v_t)		V_t/V	
X	Y	E_x	E_y	X	y
		X	y	>0.80	>0.80
2469.85	2352.24	3103.75	3979.40	CV	CV

Vérification de la résultante des forces sismiques

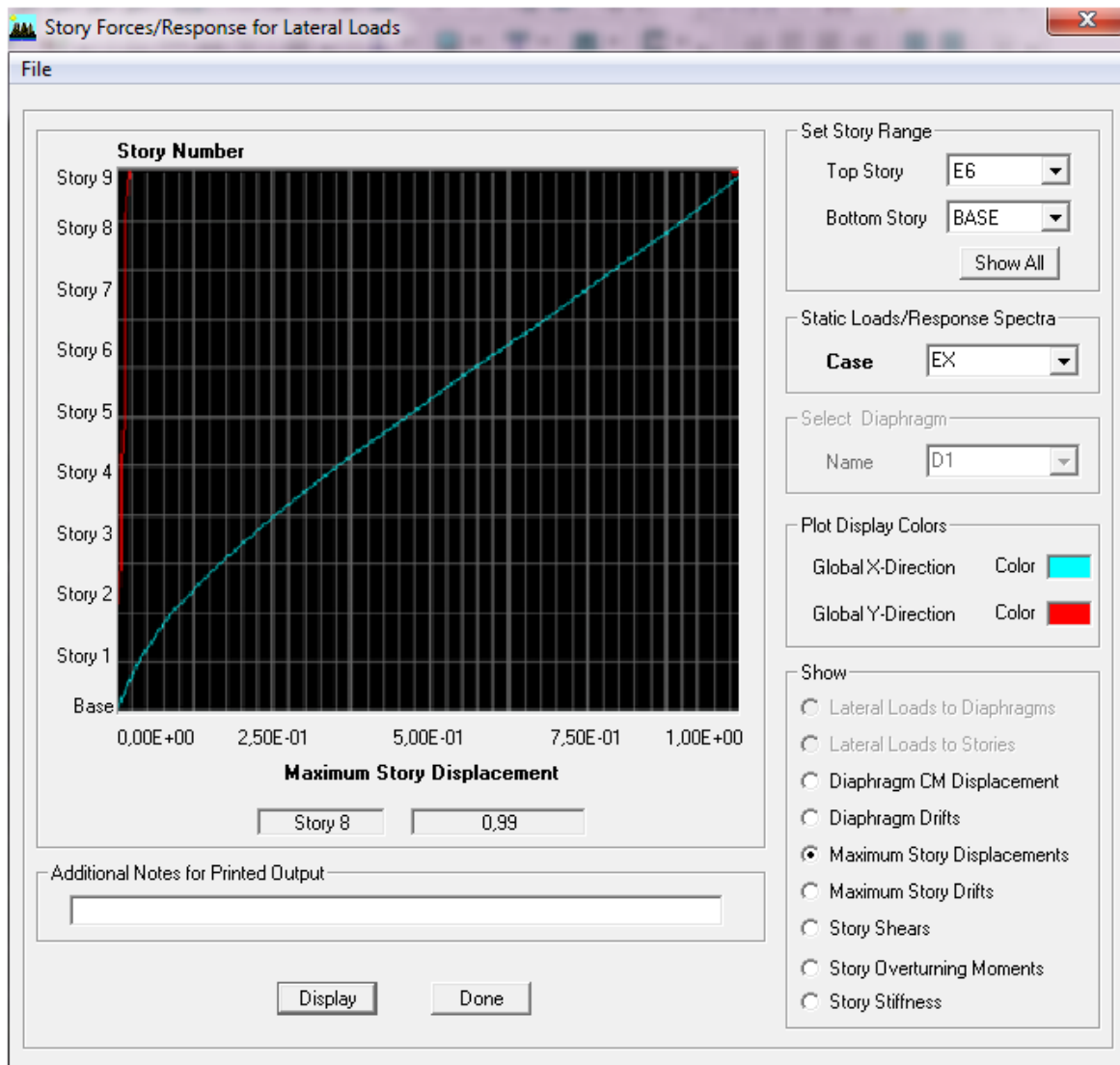
IV.9) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

1) Déplacement maximal :

Sens transversal :



Vérification des déplacements selon E_x

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

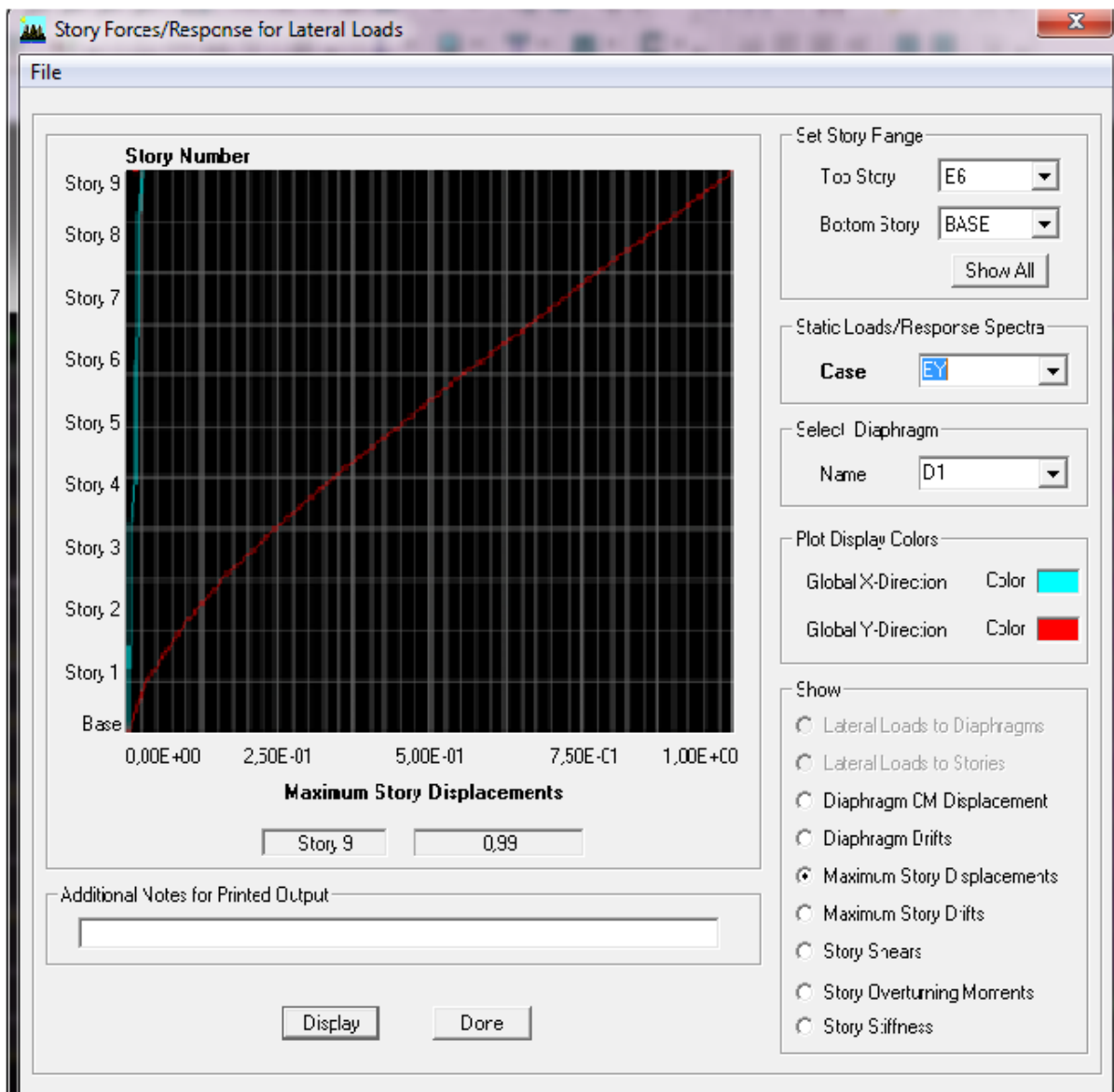
f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,04 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{24,73}{500} = 0,049$$

—————> Condition vérifiée.

Sens longitudinal :



Vérification des déplacements selon E_y

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,04 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{24,73}{500} = 0,049$$

—————> Condition vérifiée.

2) Déplacements relatifs :

D'après le RPA 2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit d'après le RPA 2003 (Art 4.4.3) : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_K : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion)

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Story	Ux	UY	Δx	Δy	$\Delta x \times R$	$\Delta y \times R$	1%He	OBS
STORY8	0,021	0,0166	0,0024	0,002	0,0084	0,007	0,0306	C-V
STORY7	0,0186	0,0146	0,0028	0,0024	0,0098	0,0084	0,034	C-V
STORY6	0,0158	0,0122	0,0032	0,0025	0,0112	0,00875	0,034	C-V
STORY5	0,0126	0,0097	0,0033	0,0025	0,0155	0,00875	0,034	C-V
STORY4	0,0093	0,0072	0,0032	0,0025	0,0112	0,00875	0,034	C-V
STORY3	0,0061	0,0047	0,0028	0,0022	0,0098	0,0077	0,034	C-V
STORY2	0,0033	0,0025	0,0025	0,0019	0,00875	0,00665	0,0408	C-V
STORY1	0,0008	0,0006	0,0008	0,0006	0,0028	0,021	0,306	C-V

Déplacement relatif sous E_x et E_y

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduire dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse)

IV.10) Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K \leq 0.1$$

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k h_k}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons les combinaisons sismiques (G+Q+E et 0.8G+E)

H_k : hauteur de l'étage « k »

$P_K = m \times g$ (pour chaque niveau).

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

NIV	P_k	Δ_{kx}	Δ_{ky}	V_{kx}	V_{ky}	h_k	θ_{kx}	θ_{ky}	vérificatio n
8	3685.2	0.005	0.0035	2461.15	2710.14	3.06	0.002	0.0015	vérifiée
7	4182.53	0.0059	0.0037	4734.90	5201.45	3.06	0.0017	0.0009	vérifiée
6	4182.53	0.0065	0.0039	6600.68	7202.38	3.06	0.0013	0.0007	vérifiée
5	4182.53	0.007	0.0039	8127.87	8810.04	3.06	0.0011	0.0006	vérifiée
4	4229.17	0.0142	0.0037	9375.92	10085.32	3.06	0.002	0.004	vérifiée
3	4283.7	0.007	0.0034	1035.22	11049.32	3.06	0.009	0.0004	vérifiée
2	4283.7	0.0075	0.0034	11072.67	11748.51	4.08	0.0007	0.0003	vérifiée
1	4215.36	0.0029	0.0014	11301.82	11968.55	3.52	0.0003	0.0001	vérifiée

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ dans les deux sens

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période fondamentale est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

V) Ferrailage des poteaux :**Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{lcl}
 1,35G + 1,5Q & \longrightarrow & \text{ELU} \\
 G + Q & \longrightarrow & \text{ELS} \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow & \text{RPA99 modifié 2003}
 \end{array}$$

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

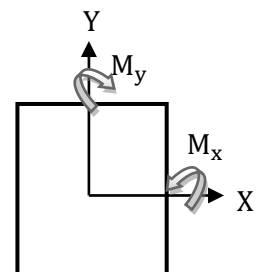
Situation	f_e [MPa]	f_{c28} [MPa]	γ_b	γ_s	f_{bu} [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	400	25	1.5	1,15	14,2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18,48	400

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.

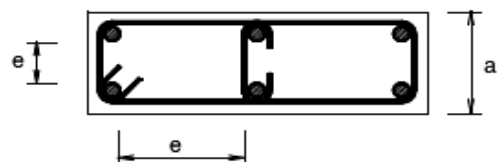
M_x : Moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : Moment du poteau dans le sens transversal

**Recommandation du RPA 2003 :****V.1) Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone II_a).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.



-Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

-Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8%** de la section du béton (zoneII_a) :

poteaux (40 x 40): $A_{\min} = 0,8\%(b \times h) = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$

poteaux (35 x 35): $A_{\min} = 0,8\%(b \times h) = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$

poteaux (30 x 30): $A_{\min} = 0,8\%(b \times h) = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$

❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zoneII_a) :

➤ Zone courante :

poteaux (40 x 40): $A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

poteaux (35 x 35): $A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

poteaux (30 x 30): $A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

➤ Zone de recouvrement :

poteaux (40 x 40): $A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

poteaux (35 x 35): $A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$

poteaux (30 x 30): $A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

V.2) Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

-Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

-Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 modifié 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400\text{MPa}$

A_t : Armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2,50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3,75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ En zone nodale.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ En zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec \emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale :

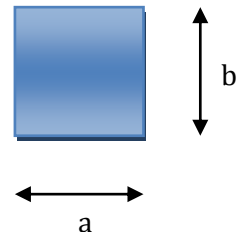
$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ En % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Calcul d'élanement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset$ minimum.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$



Avec : « **a** » et « **b** » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

V.3) Calcul du ferrailage à L'ELU :

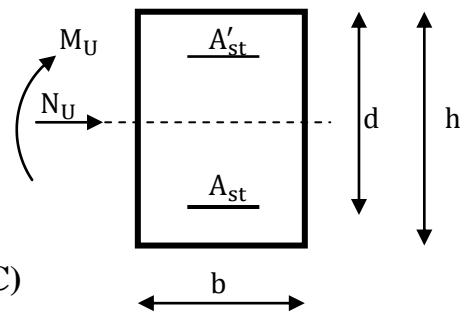
V.3.1) Les armatures longitudinales :

V.3.1.1) Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



a) Section partiellement comprimée : (SPC)

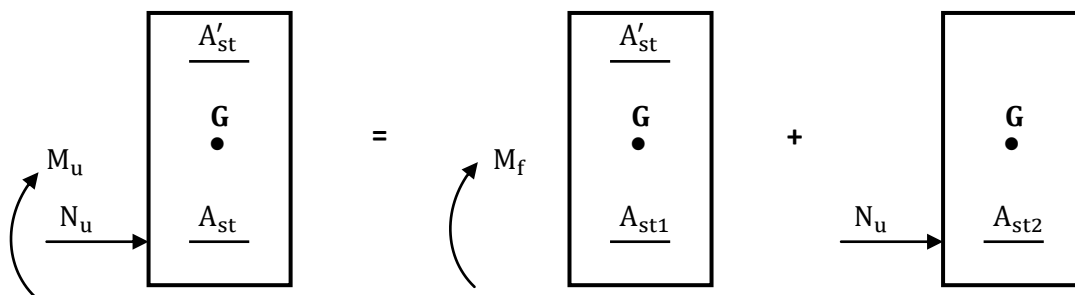
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :

M_f : Moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

- Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ \longrightarrow La section est simplement armée (SSA)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

- Si : $\mu > \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_f = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

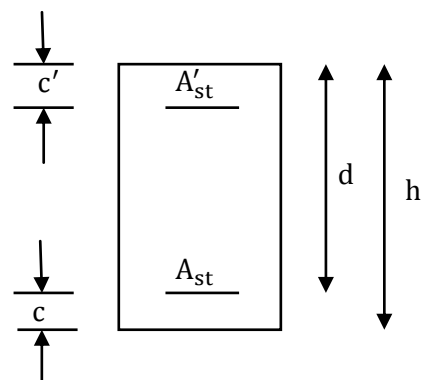
1^{er} Cas : Section Simplement Armée :

Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \longrightarrow A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

Avec :
$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}$$



2^{eme} Cas : Section Doublement Armée :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0,5h) bh f_{bu}}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} B : \text{Aire de la section du béton seul.} \\ \sigma_{st} : \text{Contrainte de l'acier.} \end{array} \right.$

Note :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : SS2, SS1, RDC.
- **Zone II** : Du 1er étage au 3eme étage.
- **Zone III** : Du 3eme au 5eme étage.

V.4) Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN. m)	Section b×h (Cm ²)	Obs.	A _s ' (Cm ²)	A _s (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{s(adopt)} (Cm ²)	Choix des barres
SS2,SS1, RDC.	N _{max} =-1825,02	M _{cor} =0,791	40x40	SEC	0,00	0,00	12,8	14,19	4HA16+ 4HA14
	N _{min} =578,17	M _{cor} =2,466		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} =933,32	M _{max} =-71,961		SEC	0,00	0,00			
Etages 1, 2 et 3	N _{max} =-1194,62	M _{cor} =-3,887	35x35	SEC	0,00	0,00	10,6	12,31	4HA14+ 4HA12
	N _{max} =133,94	M _{cor} =3,852		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} =-380,51	M _{max} =-76,416		SPC	0,00	0,2			
Etages 4 et 5	N _{max} =-473,64	M _{cor} =-7,575	30x30	SEC	0,00	0,00	9,8	11,21	8HA14
	N _{min} =17,68	M _{cor} =1,602		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} =-87,97	M _{max} =-59,764		SPC	0,00	2,9			

Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant les deux sens**V.4.1) Détermination des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est de :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

V.4.2) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_L^{\max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V.4.3) Espacements des armatures transversales: (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

-Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

-Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l = 21 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : $\phi_l = 14 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

V.4.4) La quantité d'armatures transversales minimale :

Calcul de λ_g et de A_t^{\min} :

▪ **Poteaux (40x40) :**

Sous-sol (02) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7L_0}{a} = \frac{0,7 \times 4,5}{0,4} = 7,87 \quad \longrightarrow \lambda_g < 5 \quad \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,0030 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,0030 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- SS (01),RDC,1er étage :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7L_0}{a} = \frac{0,7 \times 2,89}{0,4} = 5,057 \quad \longrightarrow \lambda_g > 5 \quad \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

▪ **Poteaux (35x 35) :**

- Etage 1,2,3

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7L_0}{a} = \frac{0,7 \times 2,89}{0,35} = 5,78 \quad \longrightarrow \quad \lambda_g > 5 \quad \longrightarrow \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,575 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

▪ **Poteaux (30x 30) :**

- Etage 4,5 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7L_0}{a} = \frac{0,7 \times 2,89}{0,30} = 6,74 \quad \longrightarrow \quad \lambda_g > 5 \quad \longrightarrow \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Conclusion : les armatures transversales de tout les poteaux seront composées de :

2 cadres $\Phi 8$

➤ **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{-Pour les HA14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

$$\text{-Pour les HA14 : } L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA16 : } L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

Selon le RPA 2003, la zone nodale est délimitée comme suit :

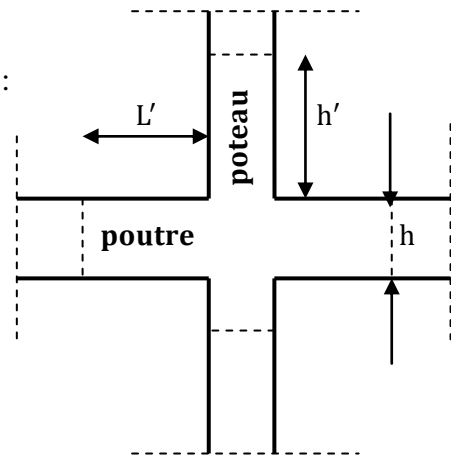
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51, 45, 45, 60 \} \text{ cm}$$

b_1 et h_1 : Dimension du poteau

h_e : Hauteur de RDC

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$



➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075(25) = 1,875 \text{ MPa} \\ 0,04 \text{ Si } \lambda_g < 5 & \longrightarrow \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,04(25) = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

▪ **Poteaux (40 x 40)**

$$\tau_b = \frac{33,33 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,222 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa}$$

▪ **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{33,48 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,294 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa}$$

▪ **Poteaux (30 x 30)**

$$\tau_b = \frac{33,48 \times 10^3}{300 \times 275} = 0,405 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

V.5) Vérifications à l'ELS :**V.5.1) Vérification des contraintes :**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

❖ **L'état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

❖ **La contrainte dans le béton :**

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → section entièrement comprimée.

V.5.2) Vérification d'une section entièrement comprimée :

–On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

–On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0,5 \times h - c') - A_s(d - 0,5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

–On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A'_s \times (0,5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0,5 \times h - X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \longrightarrow \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \longrightarrow \text{Sur la fibre inférieure.}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que : $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ → Section partiellement comprimée.

V.5.3) Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : Est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + P \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s \text{ Et } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot \overline{A_u} \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot \overline{A_u} \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot \overline{A_u} \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot \overline{A_u} \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = \sqrt[3]{t}$, $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si $\Delta \leq 0$: l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec : $a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right)$, $a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h \text{ **Donc :** } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

Niveaux	Effort normal [KN]	Moment [KN. m]	e_s [m]	$\frac{h}{6}$ [m]	Obs.	$\sigma_{st\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{st\ inf}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ in}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs.
SS2-RDC	$N_{max} = -1418,87$	$M_{cor} = -26,301$	0,018	0,075	SEC	111,5	75,7	348	7,58	4,9	15	vérifiée
	$N_{min} = 578,17$	$M_{cor} = 2,466$	0,004	0,075	SEC	39,8	36,5		2,67	2,42		Vérifiée
	$N_{cor} = -933,32$	$M_{max} = -71,931$	0,077	0,075	SEC	110,5	12,7		7,77	0,44		Vérifiée
RDC-3	$N_{max} = -944,31$	$M_{cor} = -46,236$	0,049	0,066	SEC	126,1	34,3	348	8,84	1,85	15	Vérifiée
	$N_{min} = 133,94$	$M_{cor} = 3,852$	0,029	0,066	SEC	15,2	7,55		1,05	0,47		Vérifiée
	$N_{cor} = -380,51$	$M_{max} = -76,416$	0,2	0,066	SPC	126,9	-130,7		9,69	0		Vérifiée
4-5	$N_{max} = -362,83$	$M_{cor} = -29,685$	0,082	0,058	SPC	83,4	-4,87	348	6,05	0	15	Vérifiée
	$N_{min} = 17,68$	$M_{cor} = 1,602$	0,09	0,058	SPC	4,33	-0,61		0,32	0		Vérifiée
	$N_{cor} = -87,97$	$M_{max} = -59,764$	0,679	0,058	SPC	121,8	-348,8		10,7	0		vérifiée

Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.

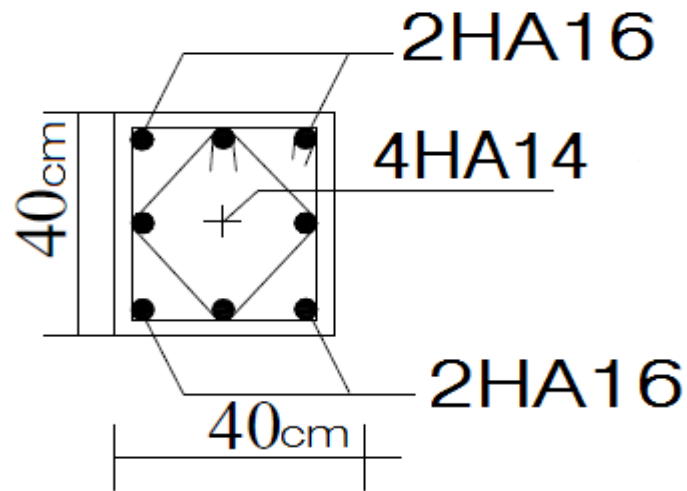
V.5.4) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e_s - 0,455d)}{e_s - 0,185d} b \cdot d$$

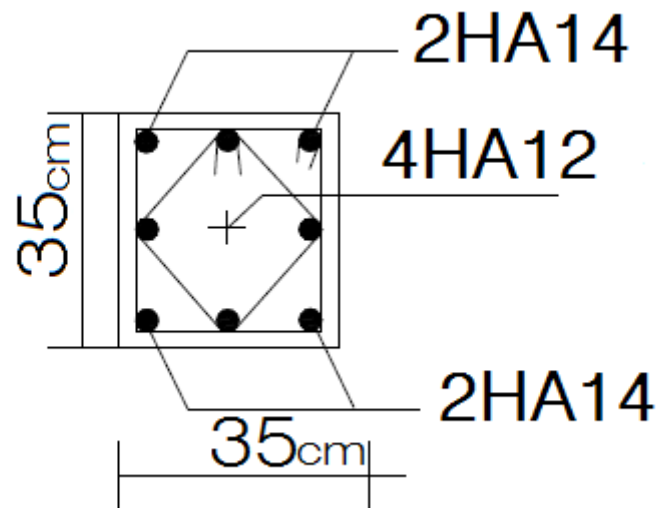
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	N(KN)	M(KN. m)	e_s (m)	d(cm)	b(cm)	A_{\min} (Cm ²)	A_s (cm ²)	Obs
SS2- RDC	$N_{\max} = -1418,87$	$M_{\text{cor}} = -26,301$	0,018	42,5	45	6,68	20,6	Vérifiée
	$N_{\min} = 578,17$	$M_{\text{cor}} = 2,466$	0,004	42,5	45	5,86	20,6	Vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -933,32$	$M_{\max} = -71,931$	0,077	42,5	45	9,33	20,6	Vérifiée
1-3	$N_{\max} = -944,31$	$M_{\text{cor}} = -46,236$	0,049	37,5	40	10,81	14,19	Vérifiée
	$N_{\min} = 133,94$	$M_{\text{cor}} = 3,852$	0,029	37,5	40	6,35	14,19	Vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -380,51$	$M_{\max} = -76,416$	0,2	37,5	40	0,41	14,19	Vérifiée
4-5	$N_{\max} = -362,83$	$M_{\text{cor}} = -29,685$	0,082	32,5	35	4,14	12,31	Vérifiée
	$N_{\min} = 17,68$	$M_{\text{cor}} = 1,602$	0,09	32,5	35	2,66	12,31	Vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -87,97$	$M_{\max} = -59,764$	0,679	32,5	35	1,18	12,31	Vérifiée

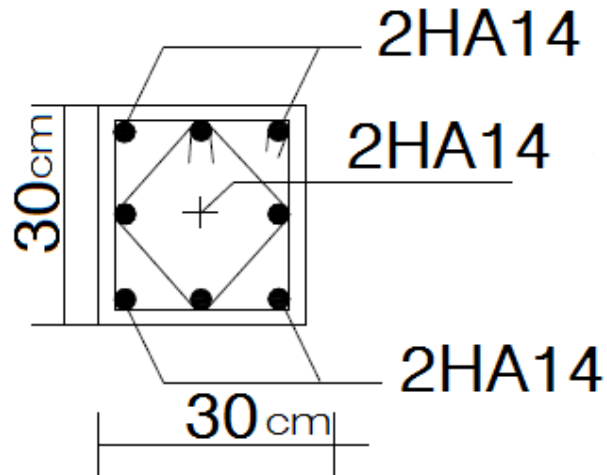
❖ Exemple De Ferrailage d'un poteau (40x40)



❖ Exemple De Ferrailage d'un poteau (35x35)



❖ Exemple De Ferrailage d'un poteau (30x30)



VI) Les Poutres**❖ Introduction :**

Les poutres seront ferrillées en flexion simple selon les sollicitations données par les combinaisons d'actions les plus défavorables :

-À l'état limite ultime : $1,35G + 1,5Q$

-Situation accidentelles : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$

Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

VI.1) Calcul des armatures à l'ELU :**❖ Armatures longitudinales :**

Calcul des moments réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

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

$\gamma_b = 1,5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$: Dans le cas d'une situation accidentelle.

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

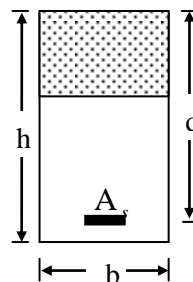
- **1^{er} cas :** $\mu \leq \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

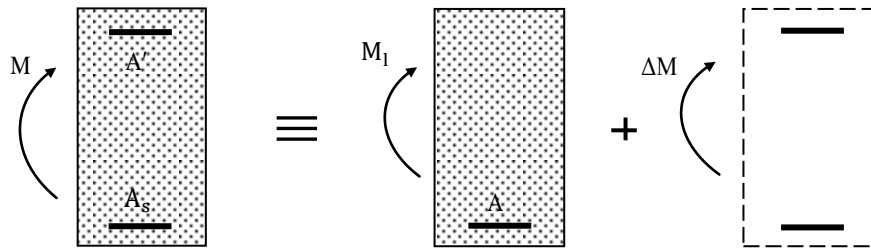
$$A_s = \frac{M_u}{\beta d\sigma_{st}}$$

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

$$\gamma_s = 1,15$$



➤ 2^{ème} cas : $\mu > \mu_1 = 0,392$ La section est doublement armée (S.D.A).



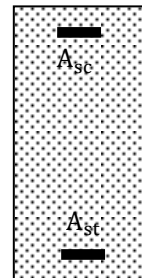
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_1$$

$$M_{f1} = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$



Finalement, les sections théoriques sont :

Armatures tendues : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Armatures comprimées : $A_{sc} = A_{st2}$

VI.2) Recommandation du RPA99-modifié2003 :

A) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

-Poutres principales : $0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires : $0,005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux le long de la poutre est :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement pour la zone sismique II_a est de 40ϕ .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets de 90°.

A.N :

▪ **Poutres principales :**

$$0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courant.}$$

$$0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

▪ **Poutre secondaire :**

$$0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

B) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par la condition :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12.\varphi\right) : \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad : \text{En dehors de la zone nodale.}$$

φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée doublement armée, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3) Vérifications à l'ELU :**1-Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91 Art A64)**

La section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour chaque cas de

poutre est donnée par la formule suivante : $A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{c28}}{f_c}$

Si la section d'armatures choisie dépasse les 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile (BAEL 91).

2-Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art 521)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \min\left(0,20.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

3-Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91 Art 521)**a) Influence sur le béton :**

On doit vérifiée la relation suivant :

$$T_u^{\max} \leq 0,4.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.a.b \quad ; \quad a = 0,9d$$

b) Influence sur les aciers :

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, On doit prolonger au delà de l'appareil d'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$ les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

4-Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad ; \quad \bar{\tau}_{se} = \psi.f_{c28}$$

$\psi_s = 1,50$ Pour les aciers hauts adhérence.

5-Ancrage des barres (Art. A.6.1,23/BAEL91):

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$L_s = \max\left\{\frac{\varphi f_e}{4\bar{\tau}_{su}} ; 40\varphi\right\}$$

$$L_r = 0,4L_s$$

VI.4) Vérifications à l'ELS :**1-Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$

2-Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

3-Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2):

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si toutes les conditions suivantes sont Vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

M_0 : Moment de travée de référence.

M_t : Moment en travée.

A_s : Section d'acier tendue en travée.

L : Portée libre de la poutre.

Si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$F_v = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I \cdot F_v} \leq \frac{1}{500} \quad ; \quad \lambda = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)} \quad ; \quad E_v = 1100 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \quad ; \quad IF_v = \frac{I_0}{1 + 0,4\mu \cdot \lambda}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad , \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

A_s : La section d'armatures tendues.

E_v : Module de déformation longitudinal différée ($E_v = 10818,86\text{MPa}$)

Application : Le ferraillage des poutres s'effectuera à partir de logiciel « SOCOTEC » et à partir de « ETABS » on extrait les efforts internes.

VI.5)Ferraillage des poutres principales :

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :

$h = 40\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$; $d = 37,5\text{cm}$

Niveau		M (KN.m)		Situation	As (cm ²)	As' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres		As adoptée (cm ²)
SS2	appuis	52,58	-	ACC	3,64	0	6.00	3HA14+3HA12	-	8,01
	travée	-	47,75	ACC	3,29	0	6.00	-	3HA14+2HA12	6,88
SS1	appuis	66,51	-	ACC	4,65	0	6.00	3HA14+3HA12	-	8,01
	travée	-	68,68	ACC	4,81	0	6.00	-	3HA14+2HA12	6,88
RDC	appuis	75,51	-	ACC	5,31	0	6.00	3HA14+3HA12	-	8,01
	travée	-	73,71	ACC	5,18	0	6.00	-	3HA14+2HA12	6,88
1	appuis	82,38	-	ACC	5,83	0	6.00	3HA14+3HA12	-	8,01
	travée	-	75,06	ACC	5,28	0	6.00	-	3HA14+2HA12	6,88
2	appuis	89,56	-	ACC	6,37	0	6.00	3HA14+3HA12	-	8,01
	travée	-	83,40	ACC	5,91	0	6.00	-	3HA14+2HA12	6,88
3	appuis	90,78	-	ACC	6,47	0	6.00	3HA14+3HA12	-	8,01
	travée	-	77,07	ACC	5,43	0	6.00	-	3HA14+2HA12	6,88
4	appuis	89,82	-	ACC	6,39	0	6.00	3HA14+3HA12	-	8,01
	travée	-	67,28	ACC	4,70	0	6.00	-	3HA14+2HA12	6,88
5	appuis	92,09	-	ACC	6,57	0	6.00	3HA14+3HA12	-	8,01
	travée	-	69,54	ACC	4,87	0	6.00	-	3HA14+2HA12	6,88

Calcul du ferraillage des poutres principales.

VI.6) Vérification à l'ELU :**1-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 8,01 > A_{\min} = 1,376 \text{ cm}^2$$

2-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 63,31 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{63,31 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

3-Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**a) Influence sur le béton :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$0,4 \times 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0,4 \times 0,9 \times 375 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 675 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 63,31 \text{ kN} < 675 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les aciers :

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(63,31 - \frac{92,09}{0,9 \times 37,5} \right) = 0,174 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2 > 0,174 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4-Vérification de la contrainte d'adhérence des barres:

En doit vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum_{ui}}$$

$$\sum_{ui} = n \cdot \pi \cdot \pi = 3(14 + 12) \times 3,14 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{63,31 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 244,92} = 0,766 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifiée

5-Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \max \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ m} \\ L_s = 40 \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$L_s = 56 \text{ cm} \quad L_{cr} = 0,4 L_s = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$$

Soit $L_{cr} = 25 \text{ cm}$

6-Calcul des armatures transversales :**a) Calcul des espacements :**

Selon le RPA 99 (addenda 2003)

$$\text{- Zone nodale : } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min(10; 16,8) = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } St = 8 \text{ cm.}$$

$$\text{- Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm.}$$

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

b) Armatures transversales minimales :

$$A_t \geq 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

c) Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91. Art.7.2.2)

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(14 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right) \leq \min(14 ; 11,43 ; 30)$$

Donc : $\varphi_t \leq 11,43 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de $\varnothing 8$ Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

e) Espacement minimal :

$$St \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\varphi_1\} \Rightarrow St \leq \{33,75 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

VI.7) Vérification à l'ELS :**A) Etat limite de compression du béton :**

Niveau		M [KN.m]		σ_b [MPa]	$\overline{\sigma}_b$ [MPa]	Observation	σ_s [MPa]	$\overline{\sigma}_s$	Observation
SS2	appuis	22,17	-	3,26	15	vérifiée	84,10	348	vérifiée
	travée	-	16,16	2,50		vérifiée	70,80		vérifiée
SS1	appuis	27,57	-	4,05		vérifiée	104,60		vérifiée
	travée	-	27,45	4,25		vérifiée	120,30		vérifiée
RDC	appuis	32,37	-	4,76		vérifiée	122,80		vérifiée
	travée	-	31,07	4,81		vérifiée	136,10		vérifiée
1	appuis	36,95	-	5,43		vérifiée	140,20		vérifiée
	travée	-	34,29	5,31		vérifiée	150,30		vérifiée
2	appuis	42,14	-	6,19		vérifiée	159,90		vérifiée
	travée	-	41,39	6,41		vérifiée	181,40		vérifiée
3	appuis	44,83	-	6,59		vérifiée	170,10		vérifiée
	travée	-	40,44	6,26		vérifiée	177,20		vérifiée
4	appuis	46,70	-	6,86		vérifiée	177,20		vérifiée
	travée	-	38,25	5,92		vérifiée	167,60		vérifiée
5	appuis	49,86	-	7,33		vérifiée	189,20		vérifiée
	travée	-	41,96	6,49		vérifiée	183,90		vérifiée

Vérification à l'état limite de compression du béton.

B) Vérification de la flèche :

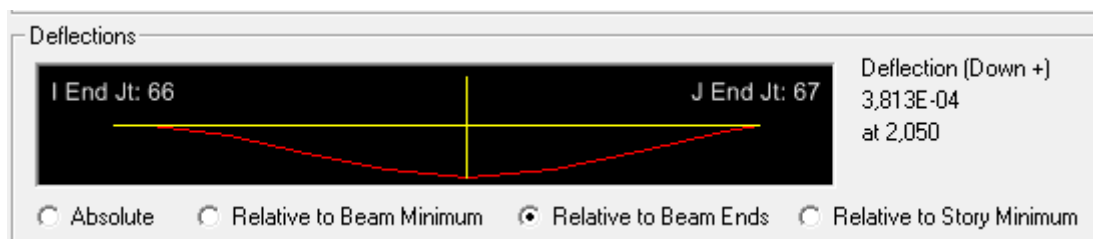
On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La valeur de la flèche est :

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$



Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS : $f = 3,81 \times 10^{-4} \text{ cm}$

$$f = 0,00038 \leq \bar{f} = 0,75 \text{ cm}$$

VI.8) Ferrailage des poutres secondaires :

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs : $h = 30\text{cm}$; $b = 25\text{cm}$;
 $d = 27,5\text{cm}$

Niveau		M[KN.m]		Situation	As (cm ²)	As' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres		As adoptée (cm ²)
SS2	appuis	82,90	-	ELU	8,21	0	5,25	3HA16+3HA14	-	10,65
	travée	-	37,61	ELU	3,48	0	5,25	-	3HA16	6,03
SS1	appuis	70,54	-	ELU	6,85	0	5,25	3HA16+3HA14	-	10,65
	travée	-	14,32	ACC	1,12	0	5,25	-	3HA16	6,03
RDC	appuis	76,40	-	ELU	7,48	0	5,25	3HA16+3HA14	-	10,65
	travée	-	22,89	ACC	1,80	0	5,25	-	3HA16	6,03
1	appuis	82,58	-	ELU	8,17	0	5,25	3HA16+3HA14	-	10,65
	travée	-	27,11	ACC	2,14	0	5,25	-	3HA16	6,03
2	appuis	89,32	-	ELU	8,94	0	5,25	3HA16+3HA14	-	10,65
	travée	-	30,42	ACC	2,41	0	5,25	-	3HA16	6,03
3	appuis	96,06	-	ELU	9,72	0	5,25	3HA16+3HA14	-	10,65
	travée	-	33,19	ACC	2,63	0	5,25	-	3HA16	6,03
4	appuis	98,72	-	ELU	10,04	0	5,25	3HA16+3HA14	-	10,65
	travée	-	32,95	ACC	2,61	0	5,25	-	3HA16	6,03
5	appuis	100,05	-	ELU	10,20	0	5,25	3HA16+3HA14	-	10,65
	travée	-	31,64	ACC	2,51	0	5,25	-	3HA16	6,03

Calcul du ferrailage des poutres secondaires

VI.9) Vérification à l'ELU :**1-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,830 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} = 0,830 \text{ cm}^2$$

2-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 111,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{111,73 \times 10^3}{250 \times 275} = 1,625 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

3-Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**a) Influence sur le béton :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$0,4 \cdot 0,9 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0,4 \times 0,9 \times 275 \times 250 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 412,5 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 111,73 \text{ kN} < 412,5 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur les aciers :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = \left(111,73 - \frac{103,27}{0,9 \times 0,275} \right) = -305,52 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

4-Vérification de la contrainte d'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{111,73 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 282,6} = 1,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5-Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ m} \\ 40 \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 64 \text{ cm} \rightarrow L_r = 0,4(64) = 25,6 \quad \text{Soit } L_r = 25 \text{ cm}$$

VI.10) Calcul des armatures transversales :**1-Calcul des espacements :**

$$\text{- Zone nodale :} \quad St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varphi \right) = \min(7,5 ; 14,4) = 7,5 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{On prend :} \quad St = 7 \text{ cm}$$

$$\text{- Zone courante :} \quad St \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow \text{On prend :} \quad St = 13 \text{ cm.}$$

2-Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \leq \min \left(12 ; \frac{300}{35} ; \frac{250}{10} \right) \leq \min(12 ; 8,6 ; 25)$$

$$\text{Donc :} \quad \varphi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de Ø8.

$$\text{Soit :} \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

3-Espacement :

$$St \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\varphi_1 \} \Rightarrow St \leq \{ 29,25 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \}$$

$$St \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

4-Le diamètre des armatures transversales doit vérifier:

$$A_t \geq 0,003.St.b$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

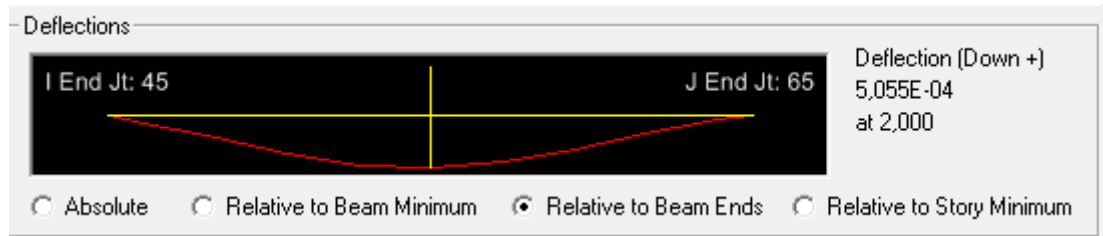
VI.11)Vérification à l'ELS :**A)Etat limite de compression du béton :**

Niveau		M [KN. m]		σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	Observation	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$	Observation
SS2	appuis	22,17	-	3,26	15	vérifiée	84,10	348	vérifiée
	travée	-	16,16	2,50		vérifiée	70,80		vérifiée
SS1	appuis	27,57	-	4,05		vérifiée	104,60		vérifiée
	travée	-	27,45	4,25		vérifiée	120,30		vérifiée
RDC	appuis	32,37	-	4,76		vérifiée	122,80		vérifiée
	travée	-	31,07	4,81		vérifiée	136,10		vérifiée
1	appuis	36,95	-	5,43		vérifiée	140,20		vérifiée
	travée	-	34,29	5,31		vérifiée	150,30		vérifiée
2	appuis	42,14	-	6,19		vérifiée	159,90		vérifiée
	travée	-	41,39	6,41		vérifiée	181,40		vérifiée
3	appuis	44,83	-	6,59		vérifiée	170,10		vérifiée
	travée	-	40,44	6,26		vérifiée	177,20		vérifiée
4	appuis	46,70	-	6,86		vérifiée	177,20		vérifiée
	travée	-	38,25	5,92		vérifiée	167,60		vérifiée
5	appuis	49,86	-	7,33		vérifiée	189,20		vérifiée
	travée	-	41,96	6,49	vérifiée	183,90	vérifiée		

Vérification à l'état limite de compression du béton. (Poutres secondaires).

B) Vérification de la flèche :

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8\text{cm}$$



Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS : $f = 5,055 \times 10^{-4}$ cm

$$f = 0.0005055 \leq \bar{f} = 0.80\text{cm}$$

————> Condition vérifiée.

B) Longueur des chapeaux et de deuxièmes lits des armatures :(BAEL 91)**a)La longueur des chapeaux dans les appuis :**

- **Appuis de rive :**

$$L_{\text{chap}} = \frac{L_{\text{entre âme}}}{4}$$

- **Appuis intermédiaire:**

$$L_{\text{chap}} = \frac{L_{\text{entre âme}}}{5} \text{ à gauche} + \frac{L_{\text{entre âme}}}{5} \text{ à droite} + l_{\text{pot}}$$

a-1) Poutres secondaires :

$$\text{Appui A et F : } L_{\text{ch}} = 3,4/4 = 0,85 \text{ m}$$

$$\text{Appui B et E : } L_{\text{ch}} = 3,4/5 + 3,35/5 + 0,4 = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Appui C et D : } L_{\text{ch}} = 3,35/5 + 3/5 + 0,4 = 1,67 \text{ m}$$

a-2) Poutres principales :

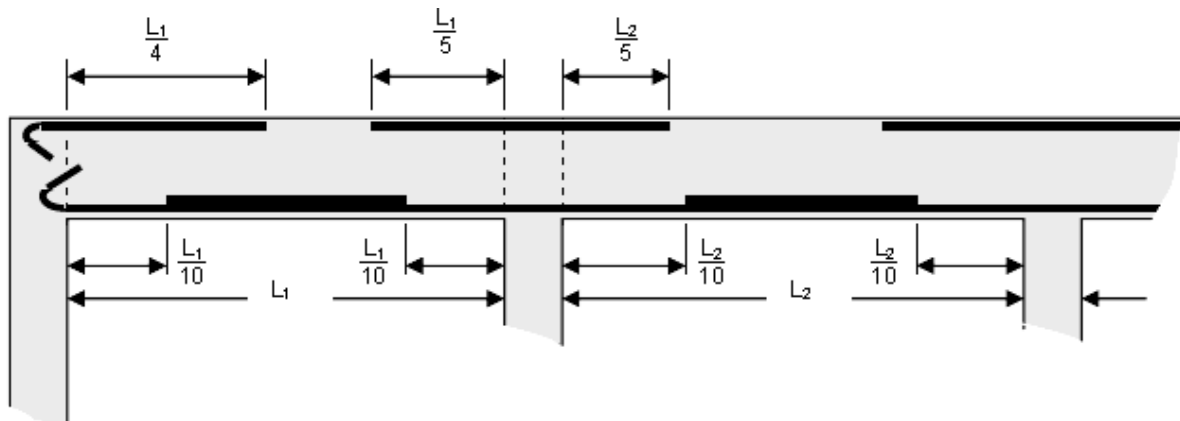
$$\text{Appui 2 : } L_{\text{ch}} = 4,85/4 = 1,21 \text{ m}$$

$$\text{Appui 3 : } L_{\text{ch}} = 4,54/5 + 4,85/5 + 0,4 = 2,28\text{m}$$

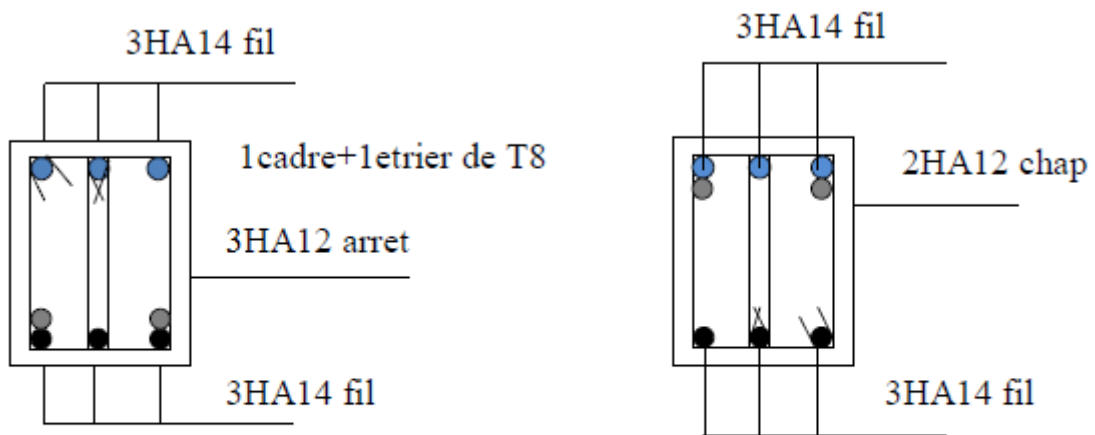
$$\text{Appui 4 : } L_{\text{ch}} = 4,54/5 = 0,91 \text{ m}$$

b) La longueur du deuxième lit dans les travées :**Poutres principales :**

$$L_{\text{lit}} = L_{\text{entre âme}} - \frac{2 \times L_{\text{entre axe}}}{10}$$

Travée : 2-3 : $L_{\text{lit}} = 4,45 - (2 \times 4,85) / 10 = 3,48 \text{ m.}$ **Travée : 3-4 :** $L_{\text{lit}} = 4,14 - (2 \times 4,54) / 10 = 3,23 \text{ m.}$ **Longueurs des chapeaux et des deuxième lits des armatures.**

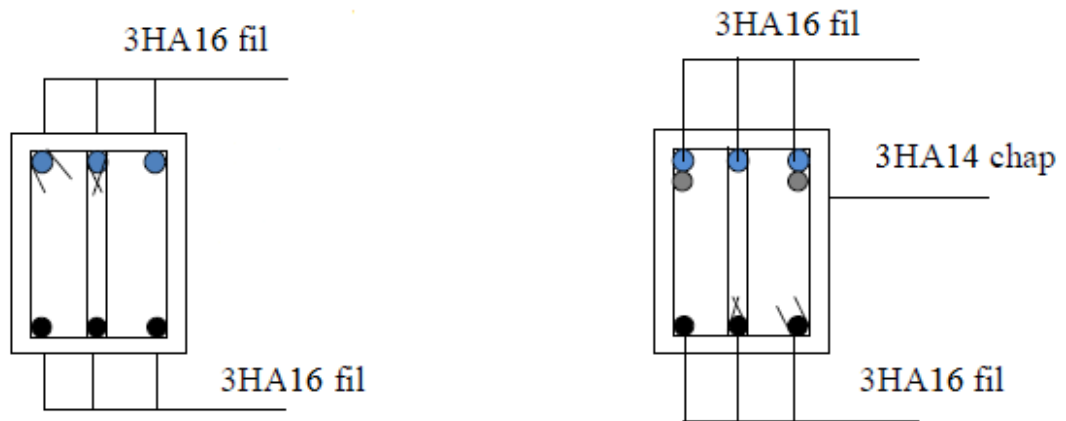
❖ **Exemple De Ferraillage d'une poutre principale :**



En travées

Aux appuis

❖ **Exemple De Ferraillage d'une poutre secondaire :**



En travées

Aux appuis

VII) Les Voiles :

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 au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures de montages.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : Sous sol2 + Sous sol1+RDC+1^{er}+2^{eme} étage
- **Zone II** : 3^{em}+4^{em}+5^{em} étage

VII.1) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : 1.35 G +1.5 Q

ELS : G + Q

RPA.99/modifié 2003 :

0.8 G + E

G + Q + E

VII.2) Ferraillage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

➤ Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V': bras de levier, $V=V' = L \text{ voile} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.
Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$= d \leq \min \left(\frac{h_e}{6}; \frac{2}{3} l_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot l$

L_t : longueur tendue = L - L_c

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.

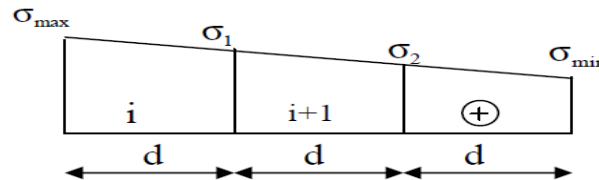


Figure VII.1 : Section extérieurement comprimé

➤ **Section partiellement comprimée : (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

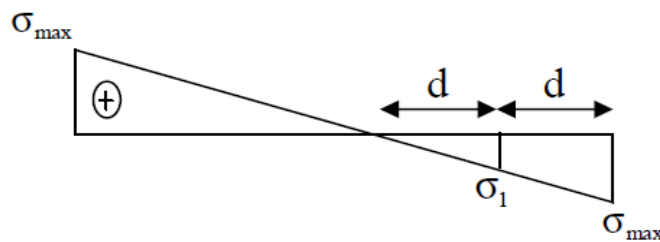


Figure VII. 2 : Section partiellement comprimé+

➤ Section entièrement tendue : (SET)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

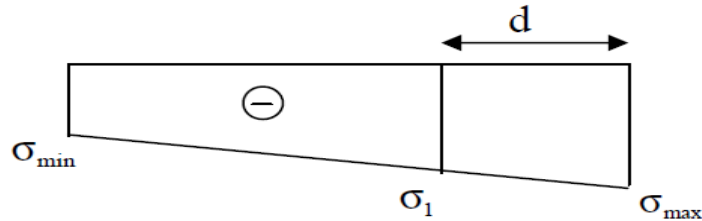


Figure VII.3 : Section entièrement tendue

a) Armatures verticales :

➤ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s10}}$$

B : section du voile.

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

b) Armatures minimales :

➤ Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

➤ Pour une Section entièrement tendue:

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.002B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_h \geq 0.15\%B \\ A_h \geq 0.10\%B \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile.} \\ \text{En zone courante.} \end{array}$$

B : Section du béton

AV: Section d'armature verticale.

d) Armatures de montages :

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 RPA 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage (en cas de reprise de bétonnage), l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec: $T=1.4V_u$

Vu : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) 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 $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\}$$

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).

Avec :

e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espace des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile.

Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

❖ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

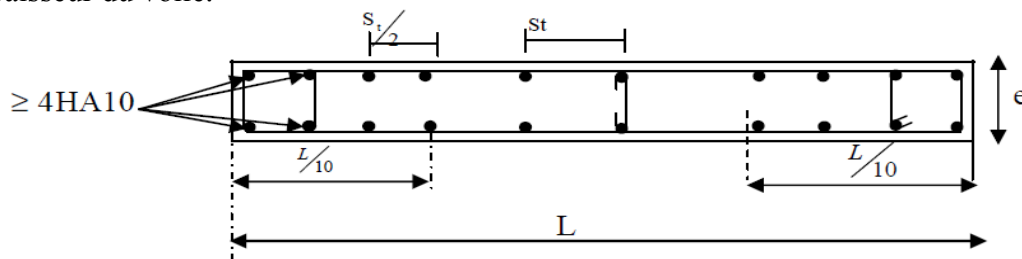


Figure VII.4 : disposition des armatures verticales

VII.3) Vérification :

a)Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_B$$

$$\bar{\sigma}_B = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b)Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$$

$$V = 1.4 V_{u.calcul}$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

❖ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

❖ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage du voile longitudinal **VT1** de la zone I :

➤ **Caractéristiques géométrique :**

$L = 1.60 \text{ m}$, $e = 0.20 \text{ m}$, $B = 0.318\text{m}^2$, $I = 0.066 \text{ m}^4$, $V = V' = 0.795\text{m}$

$$\sigma_{max} = 2891.67\text{KN/m}^2 \quad \sigma_{min} = -5973.09\text{KN/m}^2$$

Calcul de L_c :

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l = \frac{2891.67}{2891.67 + 5973.09} \times 1.60 = 0.53\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.6 - 0.53 = 1.07\text{m.}$$

$$\text{Soit } d_1 = \frac{L_t}{2} = 0.536 \text{ m}$$

Longueur d'extrémité.

$$L/10 = 1.6/10 = 0.16\text{m} = 16\text{cm}$$

➤ **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = (L_t - d) \frac{\sigma_{max}}{L_t} = (1.07 - 0.536) \frac{2891.67}{1.07} = 1445.835\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \cdot e = \frac{2891.67 + 1445.835}{2} \times 0.536 \times 0.20 = 232.35\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_1 \cdot e = \frac{1445.835}{2} \times 0.536 \times 0.20 = 77.449\text{KN}$$

❖ Calcul des armatures :

– Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{232.35}{400} \times 10 = 5.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{77.449}{400} \times 10 = 4.15 \text{ cm}^2$$

– Armatures minimales:

$$A_{min} \geq \max(0.20\%B, \frac{Bf_{t28}}{f_e})$$

Avec : $B = d \times e = 53.6 \times 20 = 1072 \text{ cm}^2$

$$A_{min} \geq \max(0.20\% \times 1072 = 2.144, \frac{1072 \times 2.1}{400} = 5.62)$$

$$A_{min} = 5.62 \text{ cm}^2$$

– Armatures de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 587.08 \times 10}{400} = 8.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 5.81 + \frac{8.84}{4} = 8.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.15 + \frac{8.84}{4} = 4.15 \text{ cm}^2$$

➤ Le ferraillage adopté:

Le voile est ferraillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

✓ **1^{ère} bande** : 8HA12 = 9.05 cm²/d1 **soit**: 4HA12 /nappe .avec espacement de **13cm**.

✓ **2^{ième} bande** : 8HA10 = 6.28 cm²/d2 **soit**: 4HA10/nappe avec espacement de **13cm**

❖ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\%B \right\} = \max \left\{ \frac{9.05}{4}; 0.15\% \times 0.318 \right\} = 4.77 \text{ cm}^2$$

Soit : 2X 5HA10 = 3.93 cm²/ ml **avec** : St = 20 cm.

❖ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (05) épingle au mètre carré.

Soit : 05 épingles de HA8 / m²

❖ Armature des potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure a celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

❖ Vérification des contraintes de cisaillement:

Selon le RPA99 : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{229.55 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4055} = 0.329 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

RPA :

$$\bar{V}_u = 1.4V_u$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 229.55 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4055} = 0.460 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

$$6) \text{Vérifica à l'ELS : } \sigma_s = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{587.08 \times 10^3}{318000 + 15 \times 1533} = 1.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée**

Tableau VII .1: Ferrailages des voiles transversales(VoilVT1,VT4,VT5,VT6,VT7,VT8).

Zone		Zone1	Zone2	
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.60	1.65	
	e (m)	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.318	0.318	
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	2891.67	926.75	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-5973.09	-2038.84	
	σ_1 (KN/ m ²)	1445.835	463.375	
	Vu (KN)	229.55	159.09	
	Nature de la section		SPC	SPC
	Lt (m)	1.07	1.09	
	Lc (m)	0.52	0.50	
	d(m)	0.536	0.547	
	N (KN)	N ₁	232.35	75.98
		N ₂	77.449	25.326
	Av (cm ²)	Av1	5.81	1.90
		Av2	1.94	0.63
	$A_{vj}(cm^2)$		8.84	6.12
	$A(cm^2)$	A1= Av1+ Avj/4	8.02	3.43
		A2= Av2+ Avj/4	4.15	2.16
	$A_{min}(cm^2)/bande$		5.62	5.74
	A_v adopté(cm ²)	Bande 1	9.05	9.05
Bande 2		9.05	9.05	
Choix des barres	Bande 1	2X4HA12	2X4HA12	
	Bande 2	2X4HA12	2X4HA12	
S _t (cm)	Bande 1	10	10	
	Bande 2	10	10	
$A_H = 0.0015 \times B$ (Cm ²)/bande		4.77	4.77	
$A_H/nappe(cm^2)$		2.26	1.57	
A_H choix des barres / nappe(cm ²)		5HA12	5HA12	
S _t (cm)=20cm		A=5.65 cm ²	A=5.65 cm ²	
Armature transversal		4 épingles (HA8)		
Vérifications des contraintes à l'ELS	Contrainte	$\bar{\tau}_u=3.26$ (Mpa)	0.329	0.228
		$\bar{\tau}_b=5$ (Mpa)	0.460	0.319
	ELS	Ns (KN)	587.08	300.02
		$\sigma_b =15$ (Mpa)	1.72	0.89

Tableau VII.2 : Ferrailages des voiles sens longitudinaux (Voile VL1,VL2,VL3,VL4,VL5,VL6) .

	Zone		Zone1	Zone2
Caractéristiques Géométriques	L (m)		1.70	1.75
	e (m)		0.20	0.20
	B (m ²)		0.39	0.39
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)		3404.59	810.56
	σ_{min} (KN/ m ²)		-5326.2	-1548.49
	σ_1 (KN/ m ²)		1702.295	405.280
	Vu (KN)		155.34	22.52
	Nature de la section		SPC	SPC
	Lt (m)		1.19	1.28
	Lc (m)		0.76	0.67
	d(m)		0.595	0.640
	N (KN)	N ₁	303.76	77.81
		N ₂	101.252	25.938
	Av (cm ²)	Av ₁	7.59	1.95
		Av ₂	2.53	0.65
	$A_{vj}(cm^2)$		5.98	0.87
	A(cm ²)	A ₁ = Av ₁ + Av _j /4	9.09	8.90
		A ₂ = Av ₂ + Av _j /4	4.03	5.46
	$A_{min}(cm^2)/bande$		6.25	5.74
	Av adopté(cm ²)	Bande 1	12.31	9.05
Bande 2		12.31	9.05	
Choix des barres	Bande 1	2X4HA14	2X4HA12	
	Bande 2	2X4HA14	2X4HA12	
St (cm)	Bande 1	15cm	15cm	
	Bande 2	15cm	15cm	
$A_H =0.0015xB$ (Cm ²)/bande		5.85	5.85	
$A_H/nappe(cm^2)$		3.08	2.26	
A_H choix des barres / <i>nappe</i> (cm ²)		5HA12	5HA12	
St (cm)=20cm		A=5.65 cm ²	A=5.65 cm ²	
Armature transversal		4 épingles (HA8)		
Vérifications des contraintes à l'ELS	Contrainte	$\bar{\tau}_u=3.26$ (Mpa)	0.222	0.032
		$\bar{\tau}_b=5$ (Mpa)	0.311	0.045
	ELS	Ns (KN)	446.94	313.17
		$\sigma_b =15$ (Mpa)	1.06	0.75

Tableau VII.3 : Ferraillages des voiles sens transversales (Voile VL2,VL3,VL7,VL8)

Zone		Zone1	Zone2	
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.00	1.05	
	e (m)	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.24	0.24	
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	2046,45	640,1	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-3907,67	-4987,50	
	σ_1 (KN/ m ²)	1702.295	405.280	
	V _u (KN)	78,68	130,94	
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _t (m)	0.79	1.09	
	L _c (m)	0.41	0.14	
	d(m)	0.394	0.543	
	N (KN)	N ₁	120.88	102.12
		N ₂	40.292	17.373
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3.78	2.56
		A _{v2}	1.76	1.69
	$A_{vj}(cm^2)$		4.13	5.70
	A (cm ²)	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4	9.09	8.90
		A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4	4.03	5.46
	$A_{min}(cm^2)/bande$		6.25	5.74
A _{v adopté} (cm ²)	Bande 1	3.39	3.39	
	Bande 2	3.39	3.339	
Choix des barres	Bande 1	2X2HA14	2X3HA12	
	Bande 2	2X2HA14	2X3HA12	
S _t (cm)	Bande 1	15cm	15cm	
	Bande 2	15cm	15cm	
$A_H = 0.0015 \times B$ (Cm ²)/bande		2.36	3.26	
$A_H/nappe(cm^2)$		0.85	0.85	
A _H choix des barres / nappe(cm ²)		6HA10	6HA10	
S _t (cm)=20cm		A=5.65 cm ²	A=5.65 cm ²	
Armature transversal		5 épingles (HA8)		
Vérifications des contraintes à l'ELS	Contrainte	$\bar{\tau}_u = 3.26$ (Mpa)	0.364	0.594
		$\bar{\tau}_b = 5$ (Mpa)	0.510	0.831
	ELS	N _s (KN)	-630.14	-1579.94
		$\sigma_b = 15$ (Mpa)	1.06	0.75

VIII) Les Fondations

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- ✓ **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) .
- ✓ **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique .
- ✓ **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- ◆ **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).

VIII.1) Etude géotechnique du sol :

Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique des sols.

- ◆ La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.4 \text{ bars}$.
- ◆ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain. Ce choix est défini par :

- ◆ La stabilité de l'ouvrage ;
- ◆ La facilité de l'exécution ;
- ◆ L'économie ;
- ◆ La capacité portante du sol ;
- ◆ L'importance de la supère structure ;
- ◆ Le tassement du sol.

VIII.3) Pré dimensionnement des fondations :

a) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

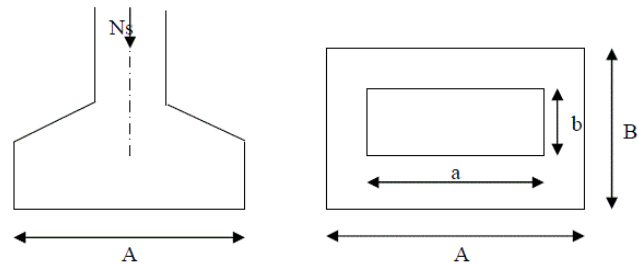
Avec :

B : Largeur de la semelle.

A : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol.

N_s : effort normal à l'ELS .



➤ Exemple de calcul:

$$\sigma_{sol} = 1.4bars = 0.140Mpa = 140kN/m^2 ;$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{942}{140}} = 2.59m \quad \longrightarrow \quad B = 2.59m$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

➤ Semelles sous poteaux :

❖ hypothèses de calcul :

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Etape du calcul :

a) Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b) Déterminer de la Coordonnée de la résultante des forces $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si $e < \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition trapézoïdale.
- Si $e > \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition triangulaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \\ \sigma_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \\ \sigma_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \end{array} \right.$$

-Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Exemple de calcul :

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

Poteaux	N _{ser} (kN)	e _i (m)	N _s x e _i	M _i
1	728.51	10.125	7376.16	12.85
2	815.03	5.43	4425.61	-6.06
3	941.26	1.71	1609.55	-6.43
4	944.03	-1.71	-1614.29	6.73
5	833.56	-5.43	-4526.23	5.59
6	729.9	10.125	-7390.23	-12.84
	Σ=4992.29		Σ = -119.4	Σ=-0,16

Tableau VIII.1 : Détermination de la résultante des charges

1) Détermination de la résultante des charges R :

$$R = \Sigma = 4992.29 \text{ KN}$$

2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\Sigma N_i \times e_i + \Sigma M_i}{R} = \frac{-119.4 - 0.16}{4992.29} = -0.02m$$

3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -0.02m < \frac{L}{6} = \frac{20.25}{6} = 3.78m$$

→ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4992.29}{20.25} \left(1 - \frac{6 \times (-0.02)}{20.25}\right) = 247.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4992.29}{20.25} \left(1 + \frac{6 \times (-0.02)}{20.25}\right) = 245.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4992.29}{20.25} \left(1 + \frac{3 \times (-0.02)}{20.25}\right) = 245.80 \text{ KN/m}^2$$

4) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{245.80}{140} = 1.75m$$

$$B=1.80m$$

$$\text{On aura : } S_s=B \times L=1.8 \times 17,65=31.77m^2$$

La surface totale des semelles sous poteaux : $S_p=n \times S_s$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p= 5 \times 31.77 =158.85m^2$$

Semelles filantes :**a) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 1.4MPa$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Voile avec ouverture(Sens longitudinal) :

❖

voile	N_s	L(m)	B	$S(m^2)=B \times L$
V ₁ ,V ₂	590.29	1.70	2.65	4.505
V ₃ ,V ₄	598.72	1.70	2.70	4.600
V ₅ ,	612.84	1.70	2.68	4.55
V ₆ ,V ₇	593.47	1.70	2.66	4.522
Somme				77.78

Tableau .VIII.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

❖ Voile sans ouverture (Sens transversal) :

voile	N_s	L(m)	B	$S(m^2)=B \times L$
V ₁ , V ₄	1444.25	1.60	2.54	4.06
V ₂ , V ₃	2804.36	1.00	2.56	2.01
V ₅ , V ₆	5217.1	1.60	2.54	4.06
V ₇ , V ₈	1436.04	1.60	2.54	4.06
V ₉ , V ₁₀	5217.1	1.00	2.01	42.01
Somme				54.36

Tableau.VIII.3 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

L a surface totale des semelles filantes sous voiles.

$$s_v = 77.87 + 54.36 = 132.23 \text{ m}^2$$

- La surface totale des semelles filantes : $S_t = S_p + S_v = 132.23 + 158.58 = 290.81 \text{ m}^2$

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 22.95 \times 18.20 = 357.41 \text{ m}^2$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{290.81}{357.41} = 0.8136 = 81.36\%$$

➤ La surface totale des semelles représente 86.97 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

VIII.4) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

a) Pré-dimensionnement du radier :

- Condition de vérification de la longueur élastique :

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.70\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.96 \text{ m}$$

-Condition forfaitaire : $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0.58m \leq h \leq 0.94m$

Avec : $L_{max} = 4.70$ m.

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de : **$h = 100$ cm.**

➤ **Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20}; \text{ avec } l_{max} = 4.70m$$

l_{max} : portée maximale

$$AN : h_d \geq \frac{470}{20} = 23.5cm$$

Soit : $h_d = 45cm$

➤ **Nervure (poutre) :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{470}{10} = 47cm.$$

soit: $h_n = 100cm$.

La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \iff 0.4(100) \leq b_n \leq 0.7(100) \iff 40cm \leq b_n \leq 70cm$$

Soit : $b_n = 55cm$

Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100cm$ Nervure

$h_d = 45$ cm Dalle

$b_n = 55$ Largeur de la nervure

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

❖ **Poids de la superstructure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

✓ Charge permanente : $G_{bat} = 47454.6kN$

✓ Surcharge d'exploitation : $Q_{bat} = 8430.81kN$

▪ **Combinaisons d'actions :**

L'ELU : $N_U = 1.35G + 1.5Q = 76709.92kN$

L'ELS : $N_S = G + Q = 55885.41kN$

▪ **Calcul de la surface du radier :**

$$\underline{L'ELU} : S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_U}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{76709.92}{1.33 \times 140} = 411.97m^2$$

$$\underline{L'ELS} : S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{55885.41}{140} = 399.18m^2$$

$$D'où : S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 411.97m^2$$

$$S_{bat} = 357.41m^2 < S_{rad} = 411.97m^2$$

Remarque :

La surface totale du radier est supérieure à la surface du bâtiment, donc on est dans le cas où on néglige le calcul de débord.

VIII.5) Calcul des sollicitations à la base du radier :

❖ **Charges permanentes :**

Poids de bâtiment : $G = 47454.6KN$

◆ **Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

$$Q_{tot} = Q \text{ (superstructure)} + Q \text{ Stockage} \times S_{radier}$$

◆ **Poids de la dalle:**

$$P \text{ de la dalle} = S_{radier} \times h_d \times \sigma_b = 411.97 \times 0.45 \times 25 = \mathbf{4634.66KN}$$

◆ **Poids des nervures:**

$$P \text{ nerv} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \sigma_b$$

$$P \text{ nerv} = [(0.55 \times 0.55 \times 20.25 \times 6) + (0.55 \times 0.25 \times 17.65 \times 5)] \times 25 = \mathbf{1586.23KN}$$

◆ **Poids de TVO :**

$$P \text{ TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \sigma_b$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = (0.55 \times 20.25 \times 6) + (0.55 \times 17.65 \times 5) = 115.36KN$$

$$P \text{ TVO} = (411.97 - 115.36) \times (1 - 0.45) \times 25 = \mathbf{2773.3KN}$$

◆ **Poids de la dalle flottante libre : Pdf = S_{rad} x e_p x σ_b**

$$Pdf = 411.97 \times 0.15 \times 25 = \mathbf{1544.88KN} \quad (e_p = 15cm)$$

❖ **Charge permanente apportée sur le radier GT:**

$$G_{rad} = 4634.66 + 1586.23 + 2773.3 + 1544.88 = \mathbf{10539.07KN}$$

❖ **Charge d'exploitation apportée sur le radier QT:**

$$QT = 8430.91 + 2.5 \times 411.97 = 9460.84 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'actions:**

$$A \text{ l'ELU} : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(10539.09) + 1.5(9460.84) = 28419 \text{ KN}$$

$$A \text{ l'ELS} : N_s = G + Q = 10539.09 + 9460.84 = 19999.93 \text{ KN}$$

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0.9h_d = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$T_U^{max} = q_u \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{s_{rad}} \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{30180.88 \times 1}{411.97} \times \frac{4.70}{2} = 172.16 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{172.16}{1 \times 0.405} = 425.08 \text{ kN/m}^2 = 0.425 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) **Vérification de la stabilité du radier :**• **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 10.125 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = 8.825 \text{ m.}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

$S_i; Y_i$: Centre de gravité du panneau considéré.

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{20.25 \times 17.65^3}{12} = 9278.5 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{17.65 \times 20.25^3}{12} = 12213.45 \text{ m}^4.$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j(k = 0) + T_j(k = 0) \times h$$

Avec :

$M_j(\mathbf{k} = \mathbf{0})$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_j(\mathbf{k} = \mathbf{0})$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

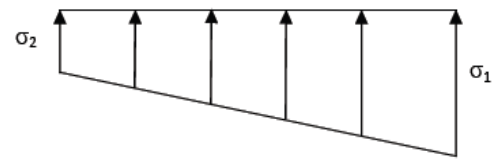


Figure VIII .1 Diagramme des contraintes son

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 54547.54 \text{ KN} \quad ; \quad N_s = 39790.83 \text{ KN}$$

- **Sens transversal :**

A l'ELU :

$$M_y = [477.872 + (12041.02 \times 1)] = 12518.89 = \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{54547.54}{411.97} + \frac{12518.89}{12213.45} \times 8.825 = 141.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{54547.54}{411.97} - \frac{12518.89}{12213.45} \times 8.825 = 123.36 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 141.45 + 123.26}{4} = 136.9 \text{ KN/m}^2; \quad 1.33 \times \sigma_{sol} = 186.2 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \longrightarrow$ Condition vérifiée

A P'ELS :

$$M_y = 12518.89 = \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{39790.83}{411.97} + \frac{12518.89}{12213.45} \times 8.825 = 105.63 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{39790.83}{411.97} - \frac{12518.89}{12213.45} \times 5.825 = 87.54 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 105.63 + 87.54}{4} = 101.1 \text{KN/m}^2; \quad \sigma_{sol} = 140 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens longitudinal :****A P'ELU :**

$$M_x = [470.745 + (11817.29 \times 1)] = 12288.04 = \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{54547.54}{411.97} + \frac{12288.04}{12213.45} \times 10.125 = 142.59 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{54547.54}{411.97} - \frac{12288.04}{12213.45} \times 10.125 = 122.22 \text{KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 142.59 + 122.22}{4} = 137.50 \text{KN/m}^2; \quad 1.33 \times \sigma_{sol} = 186.2 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A P'ELS :

$$M_x = 12288.04 = \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{39790.83}{411.97} + \frac{12288.04}{12213.45} \times 10.125 = 106.77 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{39790.83}{411.97} - \frac{12288.04}{12213.45} \times 10.125 = 86.40 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 106.77 + 86.40}{4} = 101.67 \text{KN/m}^2; \quad \sigma_{sol} = 140 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion:** toutes les contraintes sont vérifiées.

VIII.6) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

a) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si : $\alpha < 0.4 \implies$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

Si : $0.4 \leq \alpha \leq 1 \implies$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

➤ Moments fléchissant :

◆ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

◆ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

✓ Identification du panneau le plus sollicité :

Donc on le prend comme exemple de calcul :

$$L_x = 4.30 - 0.45 = 3.85 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.70 - 0.45 = 4.25 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{4.25} = 0.9$$

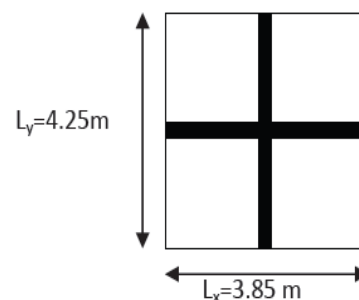


Figure VIII .2 : Le panneau le plus sollicitée

$0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\underline{\text{A l'ELU}} : q_{um} = \sigma_m (ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 137.50 - \frac{10539.07}{411.97} \times 1m = 111.92 \text{KN/ml}$$

$$\underline{\text{A l'ELS}} : q_{sm} = \sigma_m (ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 101.67 - \frac{10539.07}{411.97} \times 1m = 76.08 \text{KN/ml}$$

✓ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$v = 0 ; \rho = 0.90 \begin{cases} \mu_x = 0.0458 . \\ \mu_y = 0.778 . \end{cases}$$

$$\text{On aura donc } M_x = 0.0458 \times 111.92 \times 3.85^2 = 75.97 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.778 \times 76.08 = 59.11 \text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

0.75 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

✓ **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 75.97 = 37.99 \text{KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 59.11 = 29.56 \text{KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0.3 \times 75.97 = 22.79 \text{KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.3 \times 59.11 = 17.73 \text{KN.m}$$

✓ **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 75.97 = 56.97 \text{KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 59.11 = 44.33 \text{KN.m}$$

a) Ferraillage a l'ELU :**a.1) Ferraillage dans le sens x-x :****➤ Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37.99 \times 10^3}{100 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.016 \implies \beta = 0.993$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{37.99 \times 10^3}{0.993 \times 40.5 \times 348} = 2.71$$

$$A_{ua} = 2.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **4HA14=6.16cm²/ml** avec **S_t=25cm**

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{56.97 \times 10^3}{100 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.024 \implies \beta = 0.988$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{56.97 \times 10^3}{0.988 \times 40.5 \times 348} = 4.09$$

$$A_{ua} = 4.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **4HA16=8.04cm²/ml** avec **S_t=25cm**

a.1) Ferraillage dans le sens y-y :**➤ Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29.56 \times 10^3}{100 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.012 \implies \beta = 0.994$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29.56 \times 10^3}{0.994 \times 40.5 \times 348} = 2.64$$

$$A_{ua} = 2.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **4HA14=6.16cm²/ml** avec **S_t=25cm**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44.33 \times 10^3}{100 \times 40.5^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.019 \implies \beta = 0.9905$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{44.33 \times 10^3}{0.9905 \times 40.5 \times 348} = 3.17$$

$$A_{ua} = 3.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **4HA16=8.04cm²/ml** avec **S_t=25cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

b) Vérification à l'E.L.U :❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2} \text{ avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA Fe400}$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 45 \times \frac{3-0.9}{2} = 3.78 \text{ cm}^2$$

			A[cm ²]	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	ELU	Appuis	6.15	3.78	Condition vérifiée
		Travée			
Y-Y	ELU	Appuis	6.15	3.78	Condition vérifiée
		Travée			

Tableau VIII.4 : Vérification de la section minimale.

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) .**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens x-x:**

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \implies St \leq \min \{135 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y:**

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = St \leq \min \{180; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}.$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_U = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{108.75 \times 4.25}{2} = 231.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{231.09 \times 10^{-03}}{1 \times 0.45} = 0.51 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) **Calcul et vérification à l'E.L.S :**❖ **Evaluation des moments M_x et M_y :**

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

$$\mu = 0.2 ; \rho = 0.9 \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } M_x = 0.0529 \times 76.08 \times 3.85^2 = 59.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.846 \times 59.65 = 50.46 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens x-x :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 59.65 \times 0.5 = 29.83 \text{ KN.m}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 59.65 \times 0.75 = 44.73 \text{ KN.m}$

➤ **Sens y-y :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 50.46 \times 0.5 = 25.23 \text{ KN.m}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 50.46 \times 0.75 = 37.85 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 40.5} = 0.152 \implies \beta = 0.936$$

$$K = \frac{1}{k} = \frac{1}{63.12} = 0.016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{29.83 \times 10^3}{0.936 \times 40.5 \times 6.15} = 122.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0.016 \times 122.63 = 1.962$$

$$\sigma_{bc} = 1.962 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

➤ **Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant

◆ **Ferrailage des nervures :**

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

❖ Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant: $l_m = l_x (0.5 - \rho x^2 / 6)$

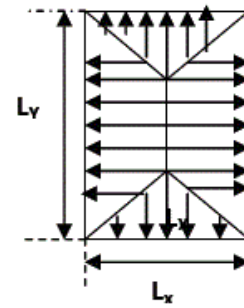
Effort tranchant: $l_t = l_x (0.5 - \rho x / 4)$

❖ Cas de chargement triangulaire :

$L_x = L_y \implies \rho x = 1$

Moment fléchissant: $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant: $l_t = 0.25 \times l_x$



Présentation des chargements

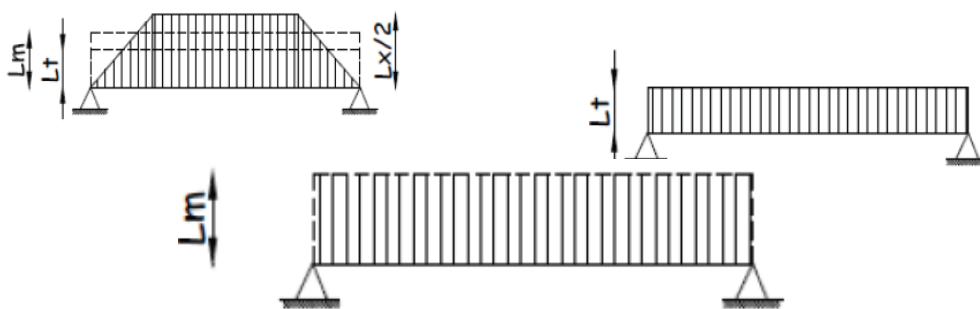


Figure VII. 3 : Présentation des chargements simplifiés.

a) Les charges revenant aux nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 100 \text{ cm}$; $b = 55 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS .

• Détermination des efforts :

➤ Sens longitudinal :

A ELU : $q_u = 111.92 \text{ KN/ml}$

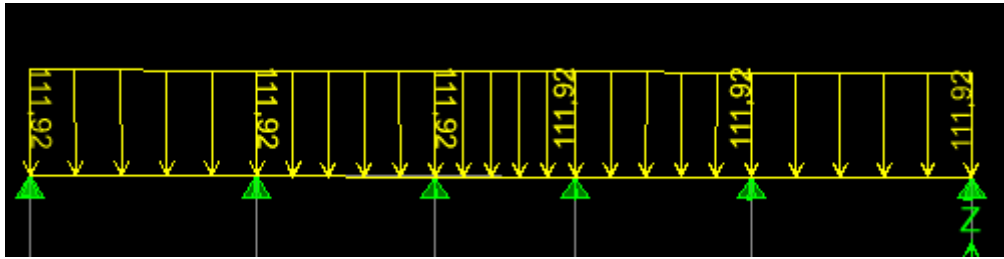


Figure VIII.4: Le chargement à ELU

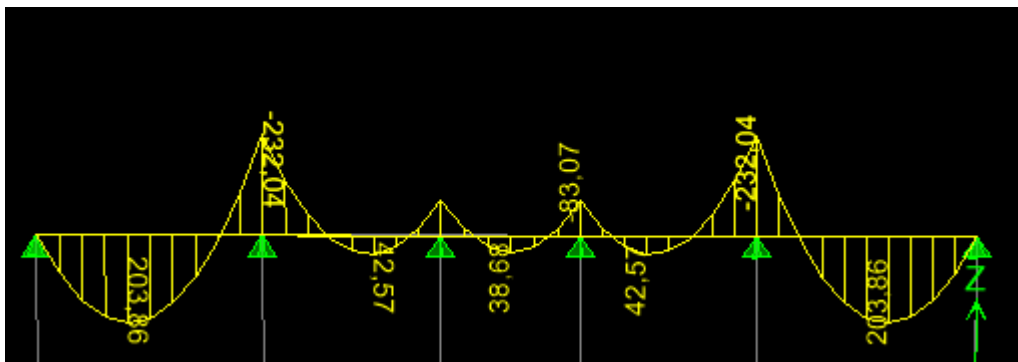


Figure VIII.5 : Diagramme des moments a l'ELU



Figure VIII.6 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELU

A ELS : $q_s=76.08 \text{ KN/ml}$

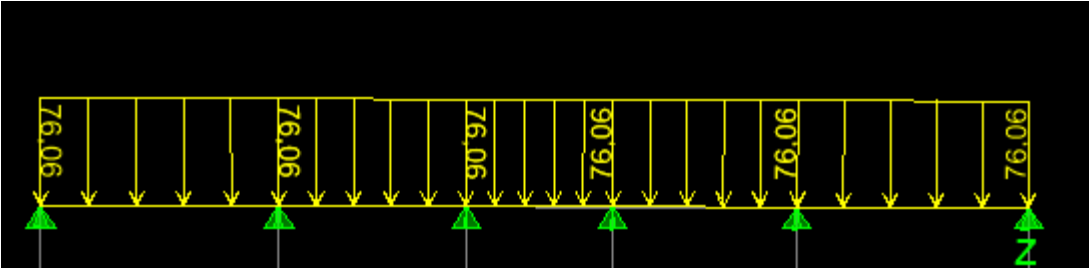


Figure VIII.7 :Le chargement à ELS

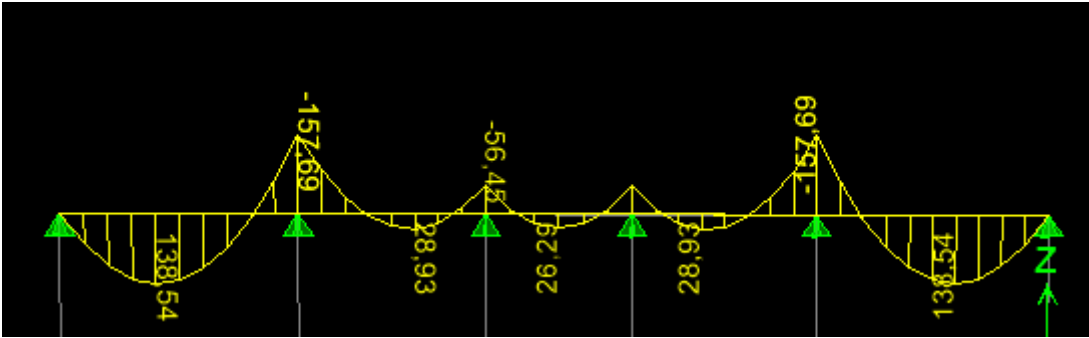


Figure VIII.8 : Diagramme des moments a l'ELS

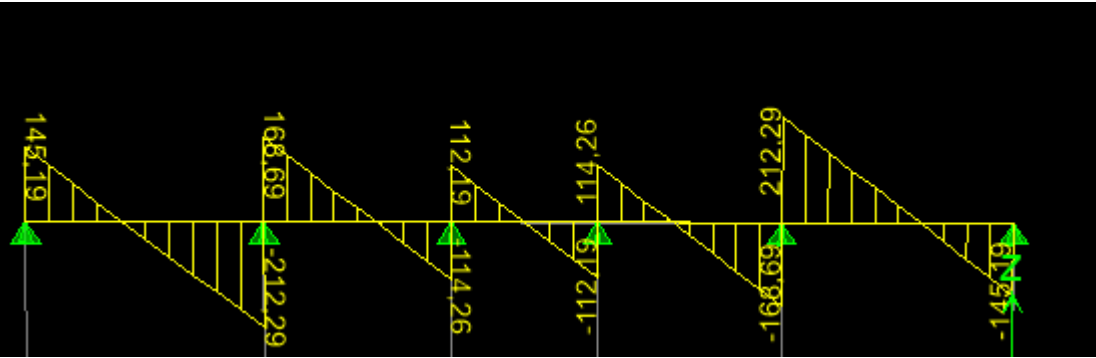


Figure VIII.9 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELS

➤ Sens transversal (y-y) :

A L'ELU :

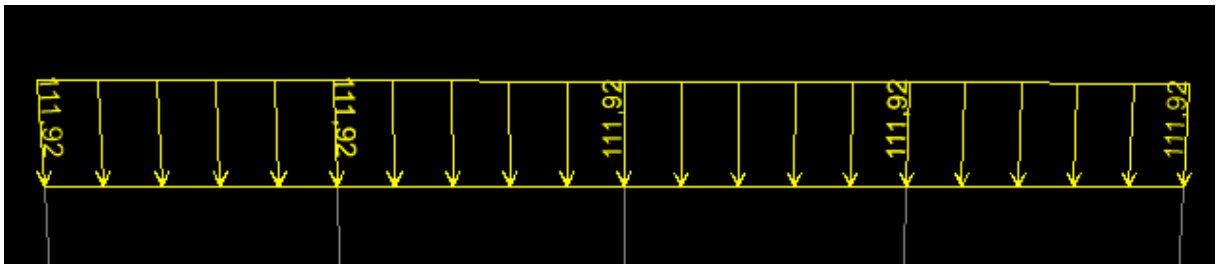


Figure VIII.10 : Le chargement à ELU

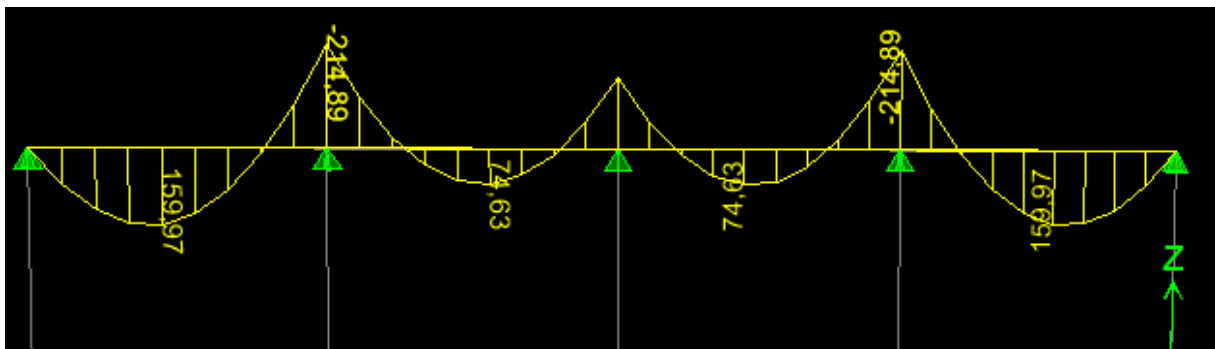


Figure VIII.11: Diagramme des moments a l'ELU

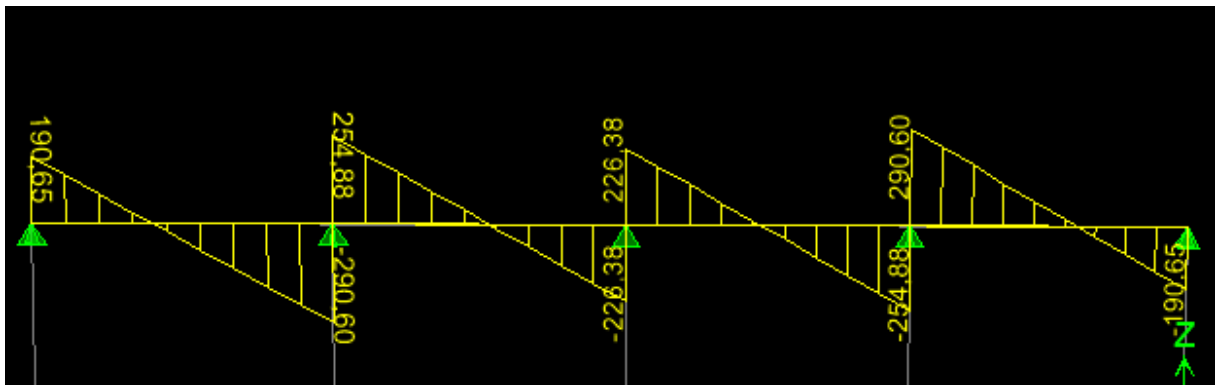


Figure VIII.12 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELU

A ELS :

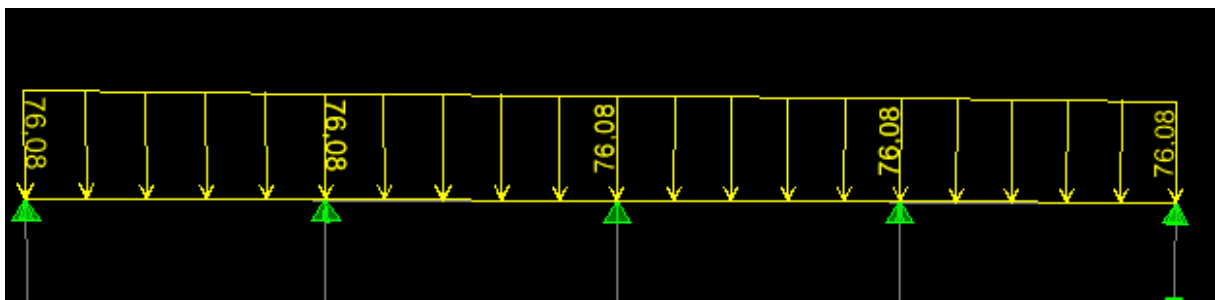


Figure VIII.13:Le chargement à ELS

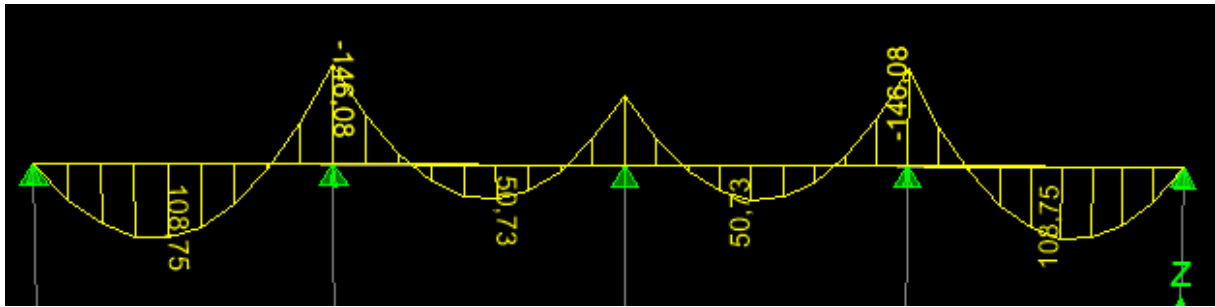


Figure VIII.14 : Diagramme des moments a l'ELS

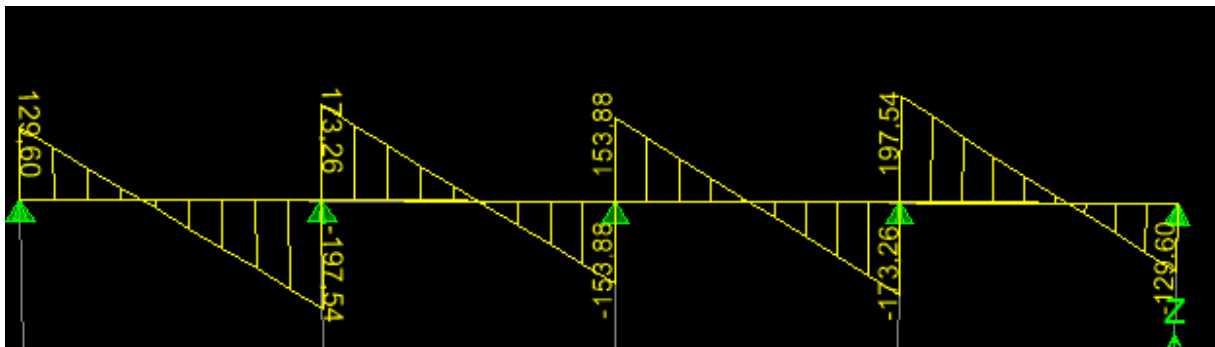


Figure VIII.15: Diagramme des efforts tranchant a l'ELS

❖ Sollicitations maximales :

➤ Sens longitudinal :

$$M_{au}^{max} = 232.04kN.m$$

$$M_{tu}^{max} = 203,86kN.m$$

$$M_{as}^{max} = 157,69kN.m$$

$$M_{ts}^{max} = 138.54kN.m$$

$$T_u^{max} = 312.3kN.m$$

➤ Sens transversal :

$$➤ M_{au}^{max} = 214.89kN.m$$

$$➤ M_{tu}^{max} = 159.97kN.m$$

$$➤ M_{as}^{max} = 146.08kN.m$$

$$➤ M_{ts}^{max} = 108.75kN.m$$

$$➤ T_u^{max} = 290.6kN.m$$

❖ Calcul du ferrailage des nervures :

$b=55 \text{ cm}$; $d= 95\text{cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

		Mu(KN.m)	μ	μ_i	obs	β	As (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sens x-x	appuis	232.04	0.033	0.392	SSA	0.992	7.075	4HA16+4HA14 =14.2
	travée	203.86	0.028	0.392	SSA	0.993	6.211	4HA16+4HA16 =12.02
Sens y-y	appuis	214.89	0.030	0.392	SSA	0.992	6.550	4HA16+4HA14 =14.2
	travée	159.97	0.022	0.392	SSA	0.994	4.866	4HA16+4HA16 =12.02

❖ Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ Armatures transversales :

◆ Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 4.66 \text{ mm. soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ Espacement des armatures :

◆ En zone nodale :

$$s_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\{25; 16.8\} \quad \text{Soit : } s_t = 10 \text{ cm.}$$

◆ En zone courante :

$$s_t \leq h/2 = 25 \text{ cm. Soit : } s_t = 20 \text{ cm.}$$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Vérification à l'ELU :**

◆ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u^{\max} = 312.3 \text{ kN.m}$$

$$\tau_u = \frac{312.3 \times 10^3}{550 \times 950} = 0.59 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

◆ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{232.04}{159.69} = 1.47 \quad u = 0.022$$

$$\mu = 0.022 \quad \alpha = 0.0279$$

$$\alpha = 0.0279 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48 \quad \text{Condition vérifiée}$$

◆ **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{203.86}{138.54} = 1.47$$

$$\mu = 0.020 \quad \alpha = 0.0252$$

$$\alpha = 0.0252 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48$$

La condition $\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$ est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

IX) Mur Plaque :**Introduction :**

Le mur plaque est rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

IX.1) Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Article.10.12) pour le mur plaque est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

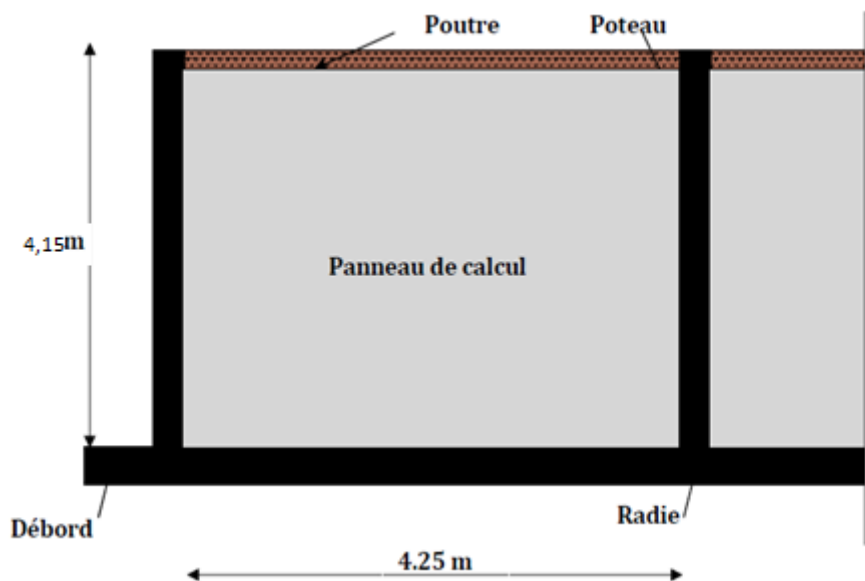


Figure IX.1 : Panneau a calculée.

XI .2) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_H et σ_V tel que : $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne

❖ Données de calcul :

- Surcharge éventuelles : $q = 10 \text{ KN/ml}$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 22 \text{ KN/m}$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$.
- Cohésion : $c = 0$.

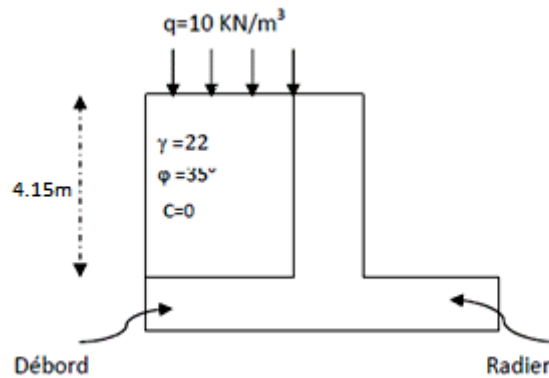


Fig.I X.2 Schéma statique du mur plaque.

❖ Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

(Pour le sable)

$$\sigma_v = q + \gamma \times h \quad \text{Avec : } 0 < h < H$$

• A'ELU :

$$\sigma_H = k_0 \times (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m: } \sigma_H = 7.8 \text{ KN /m}$$

$$h = 4.15 \text{ m: } \sigma_H = 62.16 \text{ KN}$$

• A'ELS:

$$\sigma_H = k_0 \times (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m: } \sigma_H = 5.2 \text{ KN /m}^3$$

$$h = 4.15 \text{ m: } \sigma_H = 45.47 \text{ KN /m}^3$$

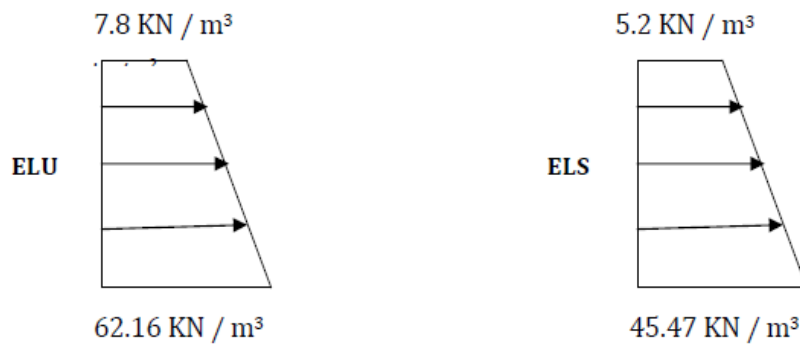


Figure IX.3 : Diagramme des contraintes.

❖ **Charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

• **AL'ELU :**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 62.16 + 7.8}{4} = 48.57 \text{ KN/ml}$$

• **AL'ELS :**

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 45.47 + 5.2}{4} = 35.40 \text{ KN/ml}$$

IX.3) Ferrailage du mur plaque:

1. Méthode de calcul :

Le mur plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un côté et simplement appuyé des deux autres.

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simply appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - 0,3 (appuis de rive).
 - 0,5 (autres appuis).

3. Identification des panneaux:

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$L_x = 3.52 \text{ m}$; $L_y = 4.25 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.52}{4.25} = 0.83$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ la \implies dalle travaille dans les deux sens

$\rho = 0.83 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{array} \right.$

On aura donc : $M_{0x} = 0.0531 \times 48.57 \times 3.52^2 = 31.95 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = 0.649 \times 31.95 = 20.37 \text{ KN.m}$

4. Correction des moments :

- Sens x-x

$M_a = 0.5 \times 31.95 = 15.98 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.75 \times 31.95 = 23.96 \text{ KN.m}$

- Sens y-y

$M_a = 0.5 \times 20.37 = 10.16 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.75 \times 20.37 = 15.28 \text{ KN.m}$

5. Ferrailage :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)/ml	A_{min} (cm ²)	Adopté	St (cm)
X-X	Appuis	15.98	0.038	0.981	2.75	2.05	6HA12	20
	Travée	23.96	0.058	0.970	4.17	2.05	6HA12	20
Y-Y	Appuis	10.16	0.024	0.988	0.74	2.05	4HA12	20
	Travée	15.27	0.037	0.9805	0.45	2.05	4HA12	20

Tableau IX.1: Ferrailage du mur plaque.

6. Recommandations du RPA 99:

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$A \geq 0.001 b.h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

-Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$; h : épaisseur du voile = 20 cm).

7. Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0.83 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0600 \\ \mu_y = 0.750 \end{array} \right.$$

$$\nu = 0.2$$

On aura donc : $M_{0x} = 0.0600 \times 35.40 \times 3.52^2 = 26.32 \text{KN.m}$

$$M_{0y} = 0.750 \times 26.32 = 19.74 \text{ KN.m}$$

8. Correction des moments :

• **Sens x-x**

$$M_a = 0.5 \times 26.32 = 13.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 26.32 = 19.74 \text{ KN.m}$$

• **Sens y-y**

$$M_a = 0.5 \times 19.74 = 9.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 19.74 = 14.80 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

• **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

• **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} \quad , \quad \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times A_{st} \times d} \quad ; \quad \sigma_b = k \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

Sens		$A_s(\text{cm}^2)$	$M_s(\text{KN.m})$	ρ_1	β	K	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	OBS
X-	Appuis	6HA12	13.16	0.398	0.903	0.027	126.44	203.63	3.41	15	Vérifiée
	Travée	6HA12	19.74	0.398	0.898	0.027	189.66	203.63	5.12	15	Vérifiée
Y-	Appuis	4HA12	9.87	0.268	0.912	0.022	23.94	203.63	0.53	15	Vérifiée
	Travée	4HA12	14.80	0.268	0.912	0.022	35.90	203.63	0.78	15	Vérifiée

Tableau IX.2 : vérification des contraintes a l'ELS.

Conclusion :

- L'épaisseur du mur plaque est de 20cm.
- Le calcul du mur plaque est fait pour une bande de 1m.
- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

• **Sens X-X :**

En travée : 6HA12 avec un espacement de 17 cm.

Aux appuis : 6HA12 avec un espacement de 17 cm.

• **Sens Y-Y :**

En travée : 4HA12 avec un espacement de 17 cm.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 17 cm.

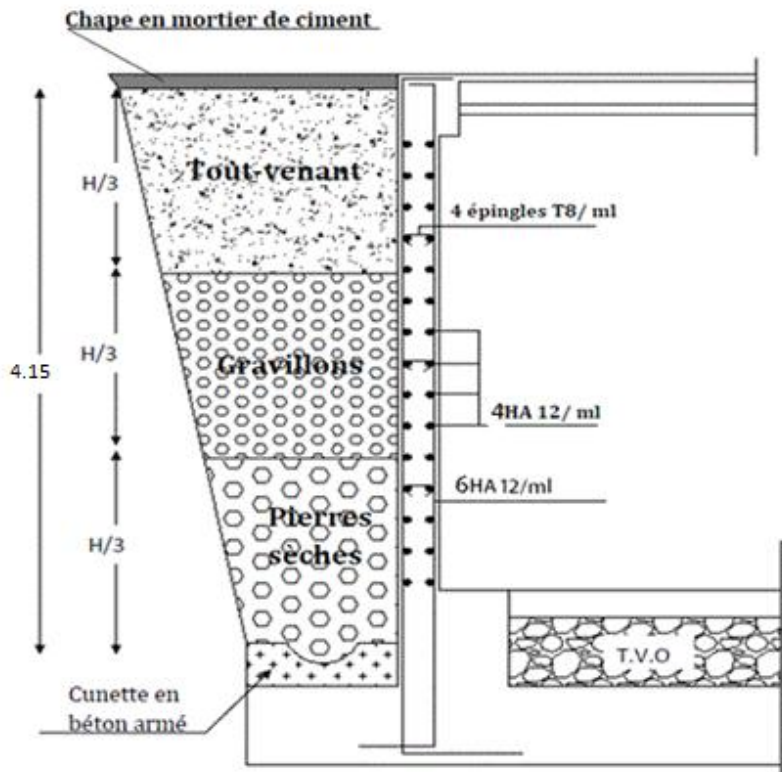


Figure IX.4 : Ferrailage du mur plaque.

CONCLUSION.

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment (RDC+5 étages +2 sous-sols) à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Les difficultés rencontrés au cours de l'étude nous ont conduit à nous documenter et à utiliser des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus.

cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissance en génie civil. Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil sur tous les niveaux en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le coté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

Nous souhaitons que ce modeste travail sera d'un grand apport pour les prochaines promotions.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours :

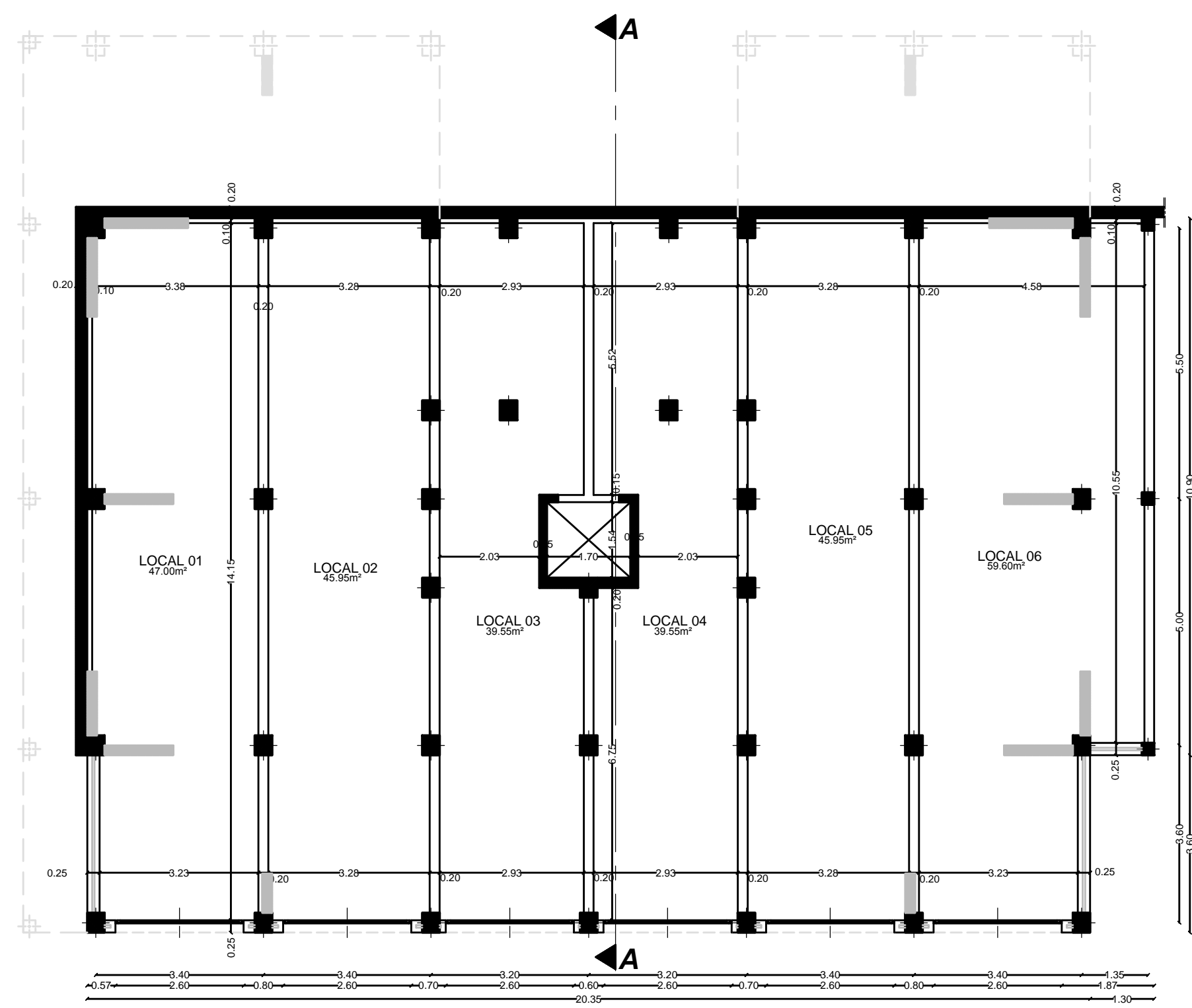
- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.

Thèses :

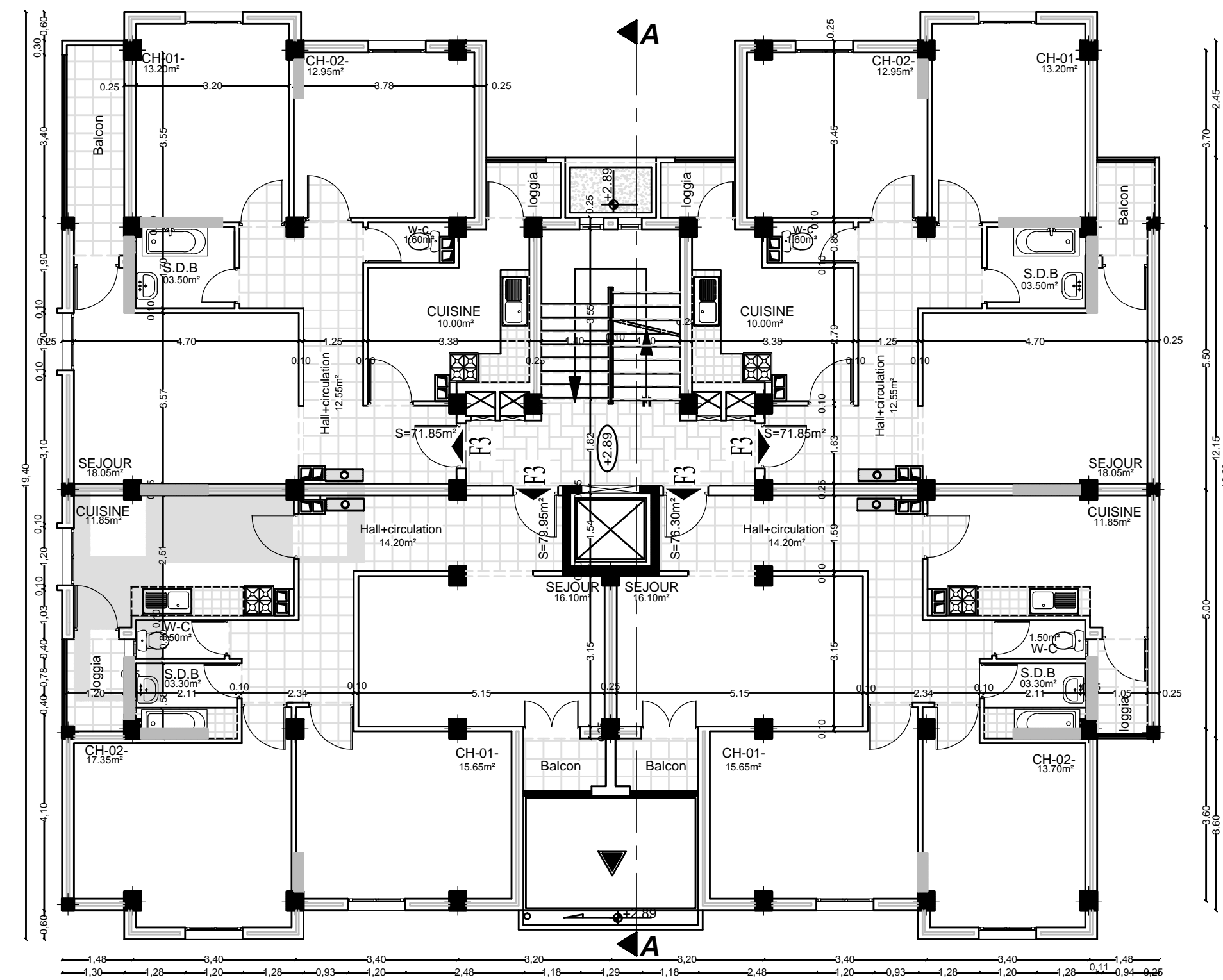
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels et programmes :

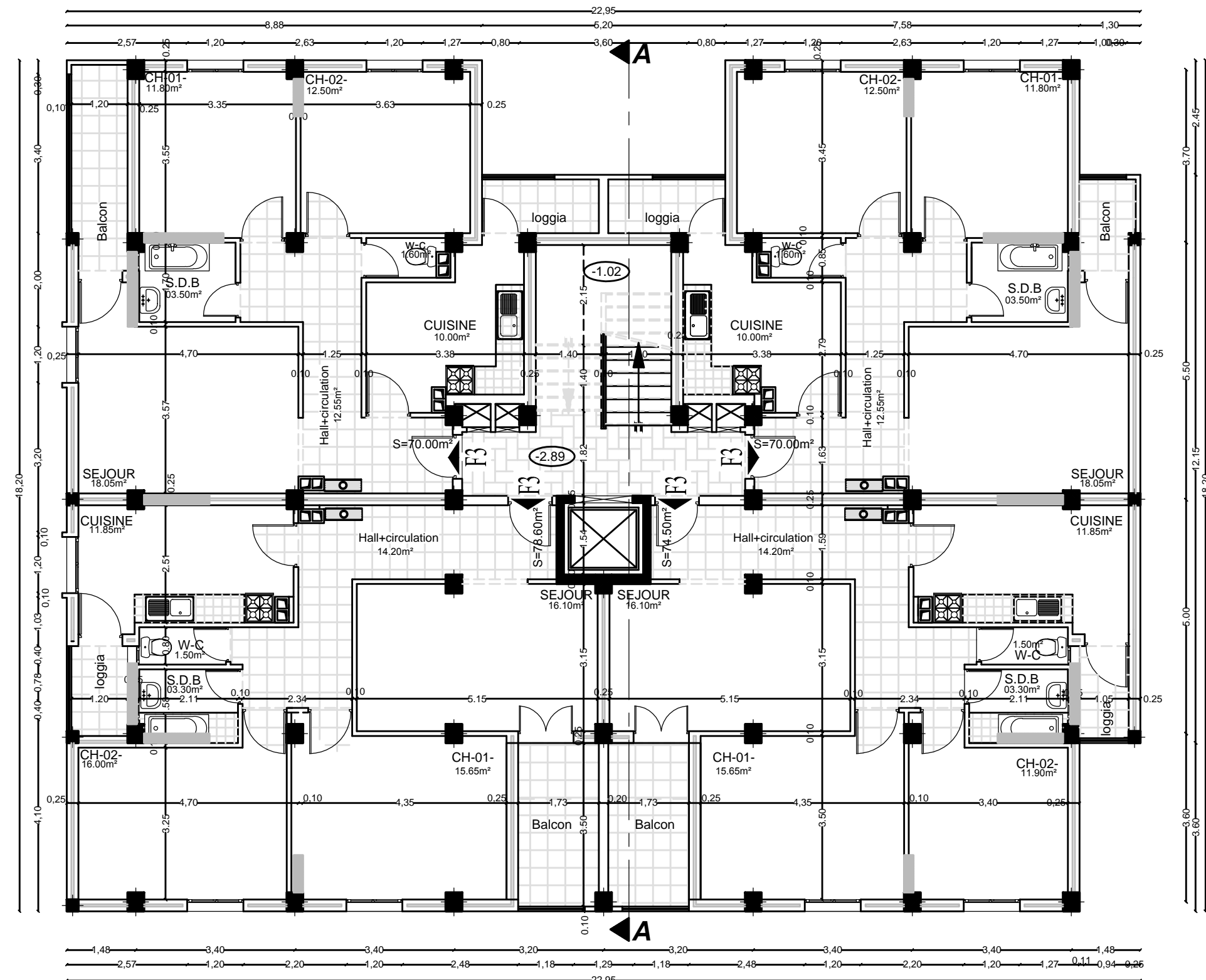
- AUTOCAD 2016 (Dessin)
- ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)
- Office 2013 (Traitement de texte, calcul...etc.).



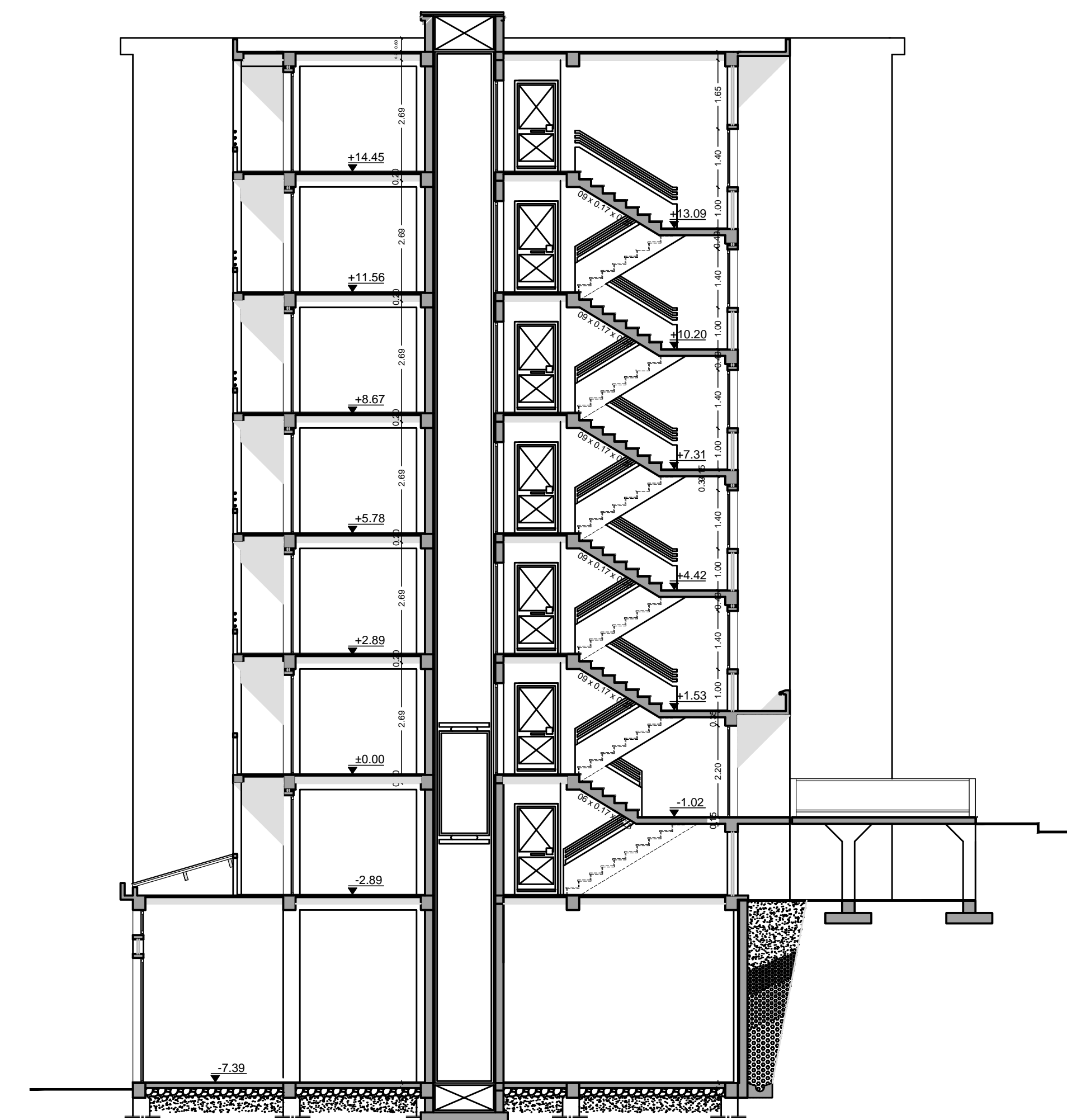
VUE EN PLAN ENTRE-SOL 02



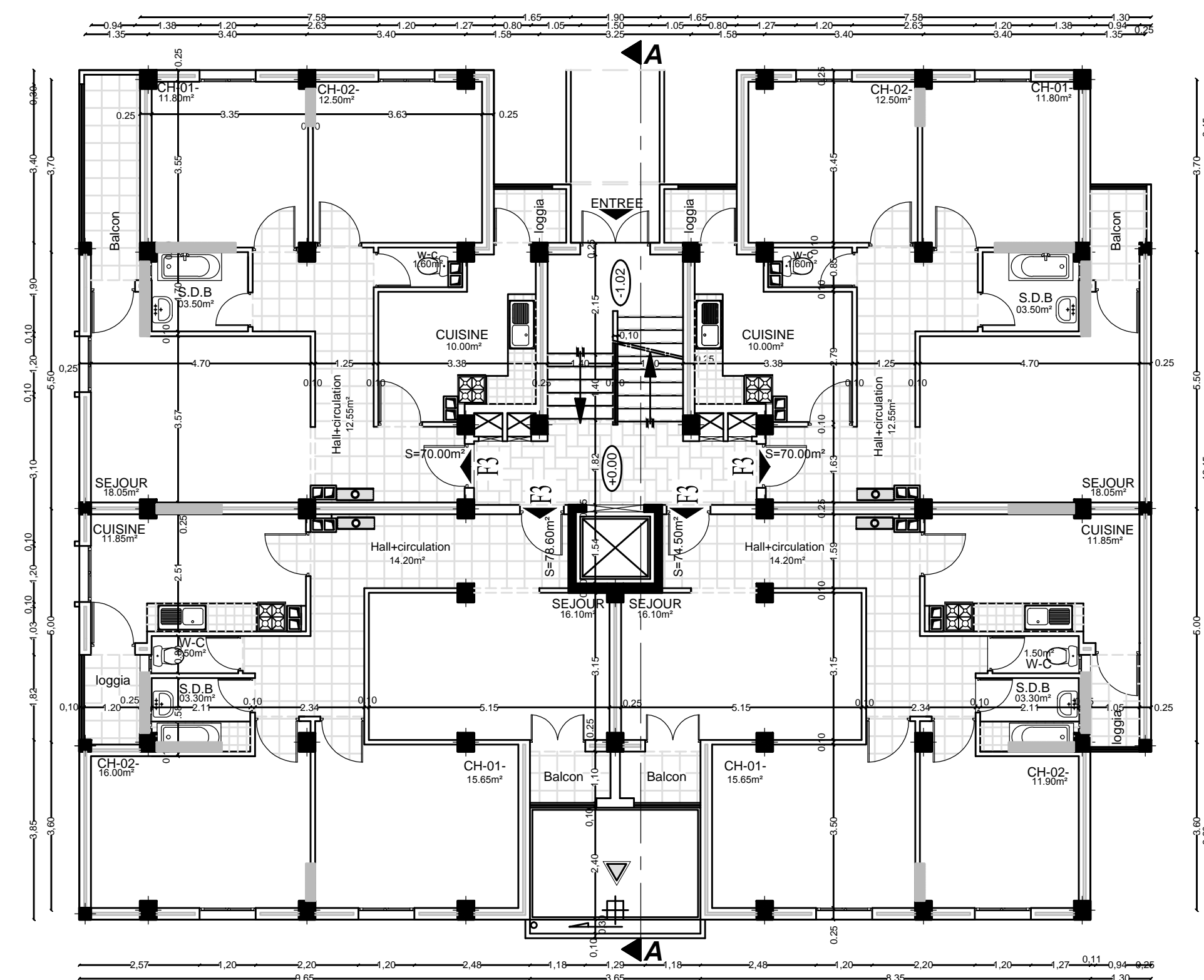
VUE EN PLAN ETAGE-02-03-04



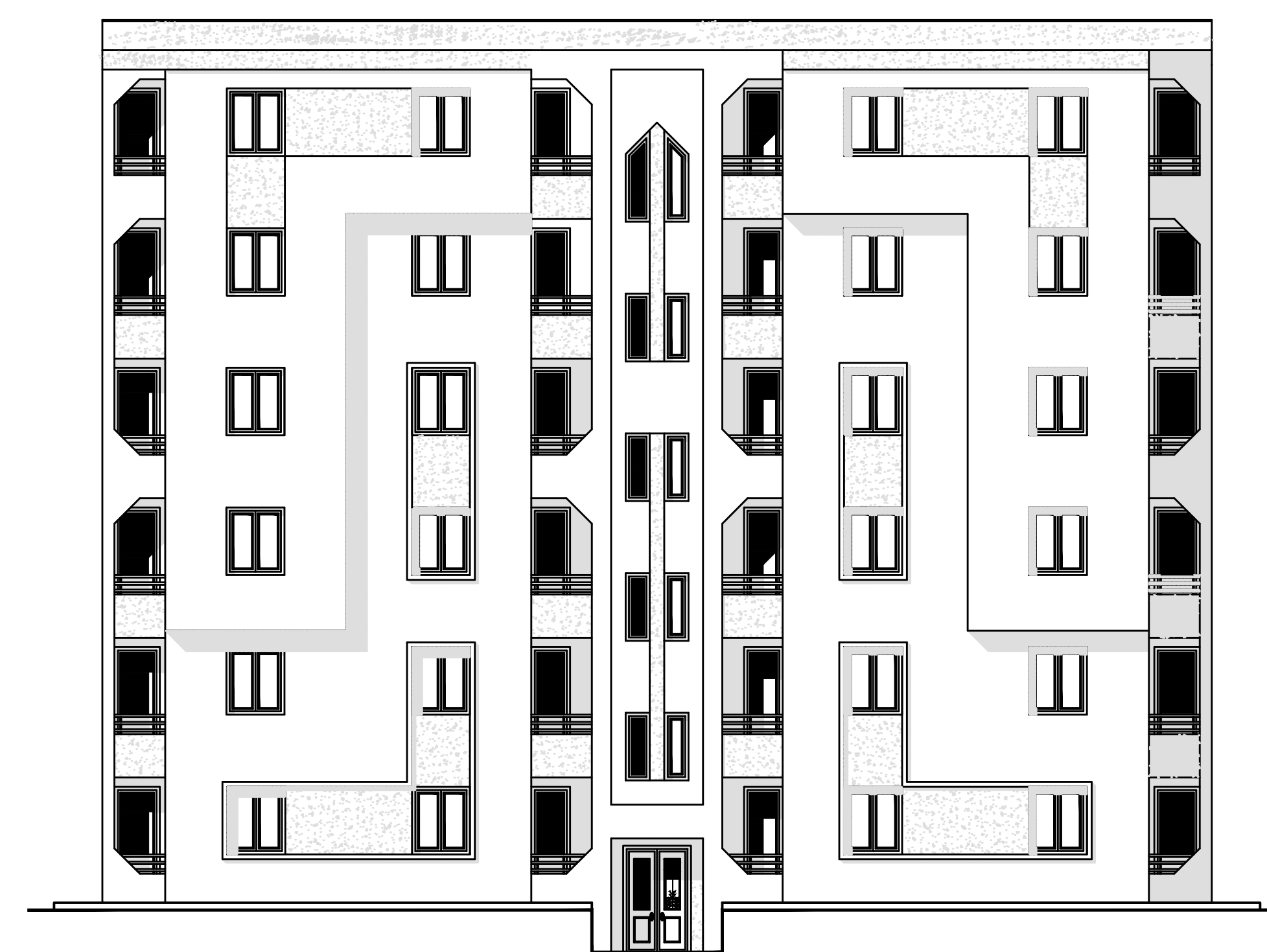
VUE EN ENTRE SOL 01



COUPE A-A

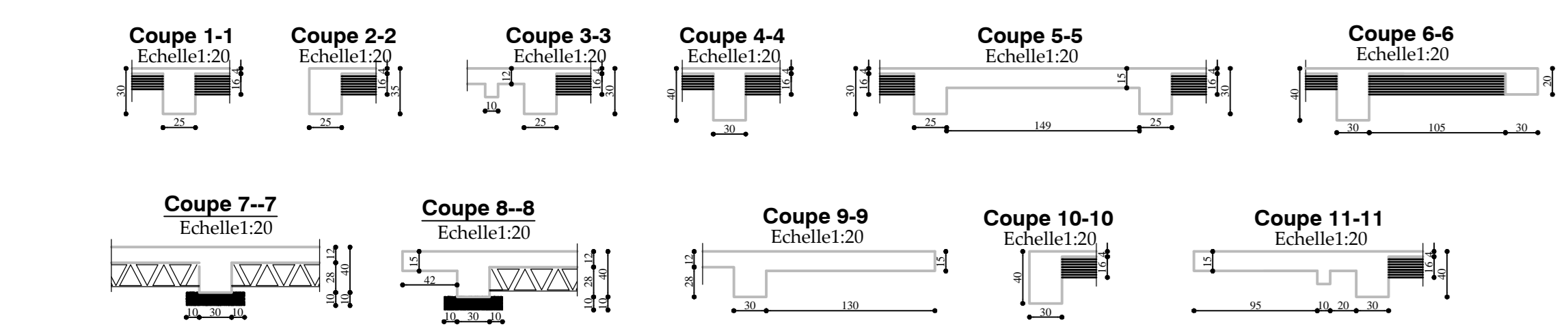
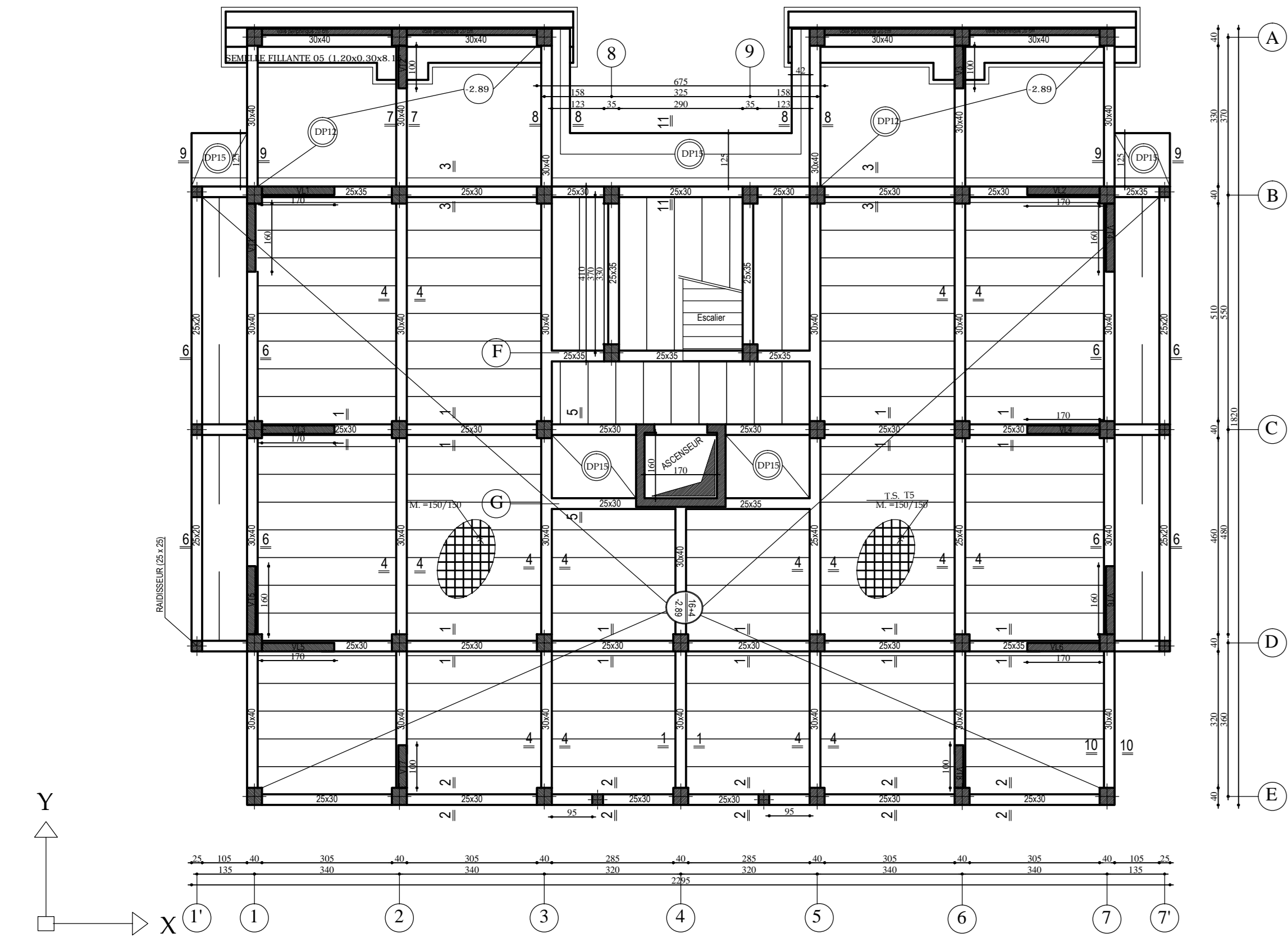


VUE EN PLAN R-D-C

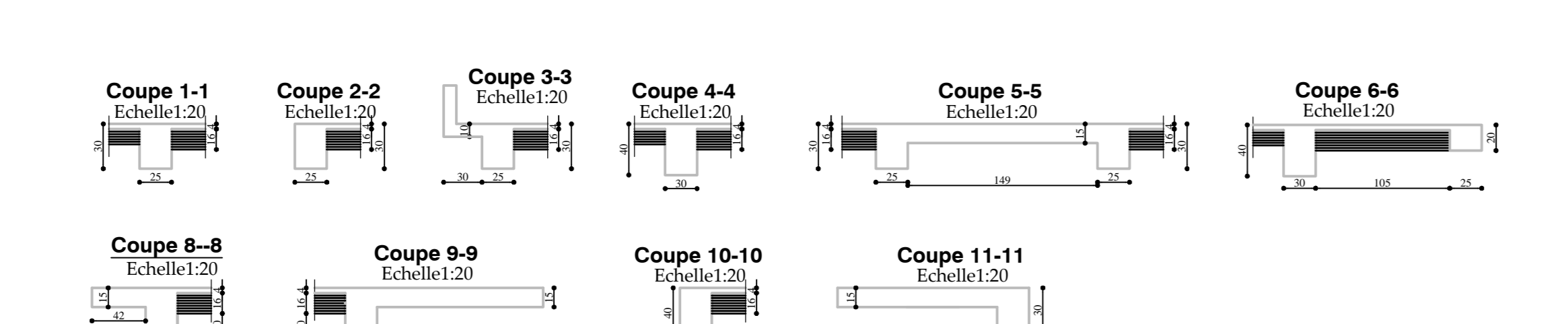
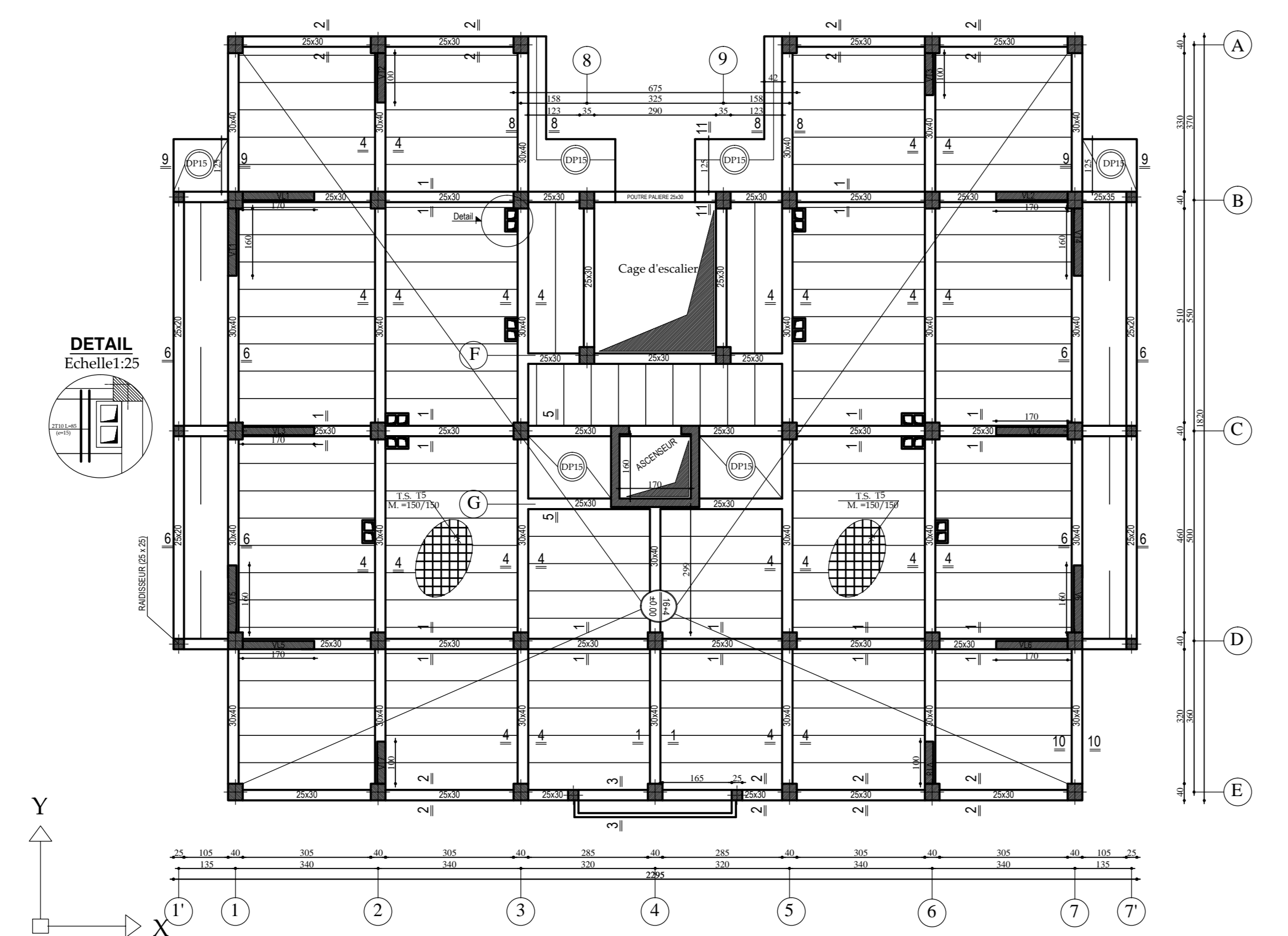


FACADE PRINCIPALE

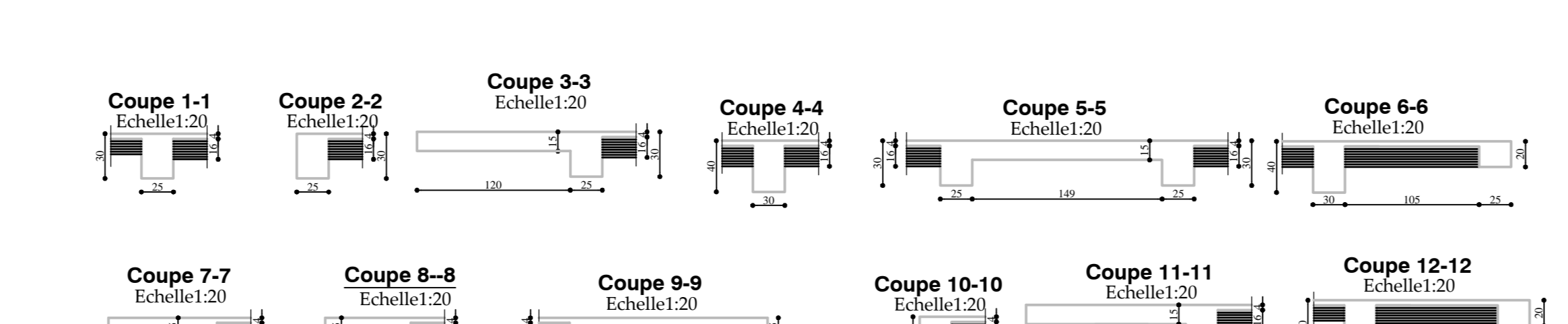
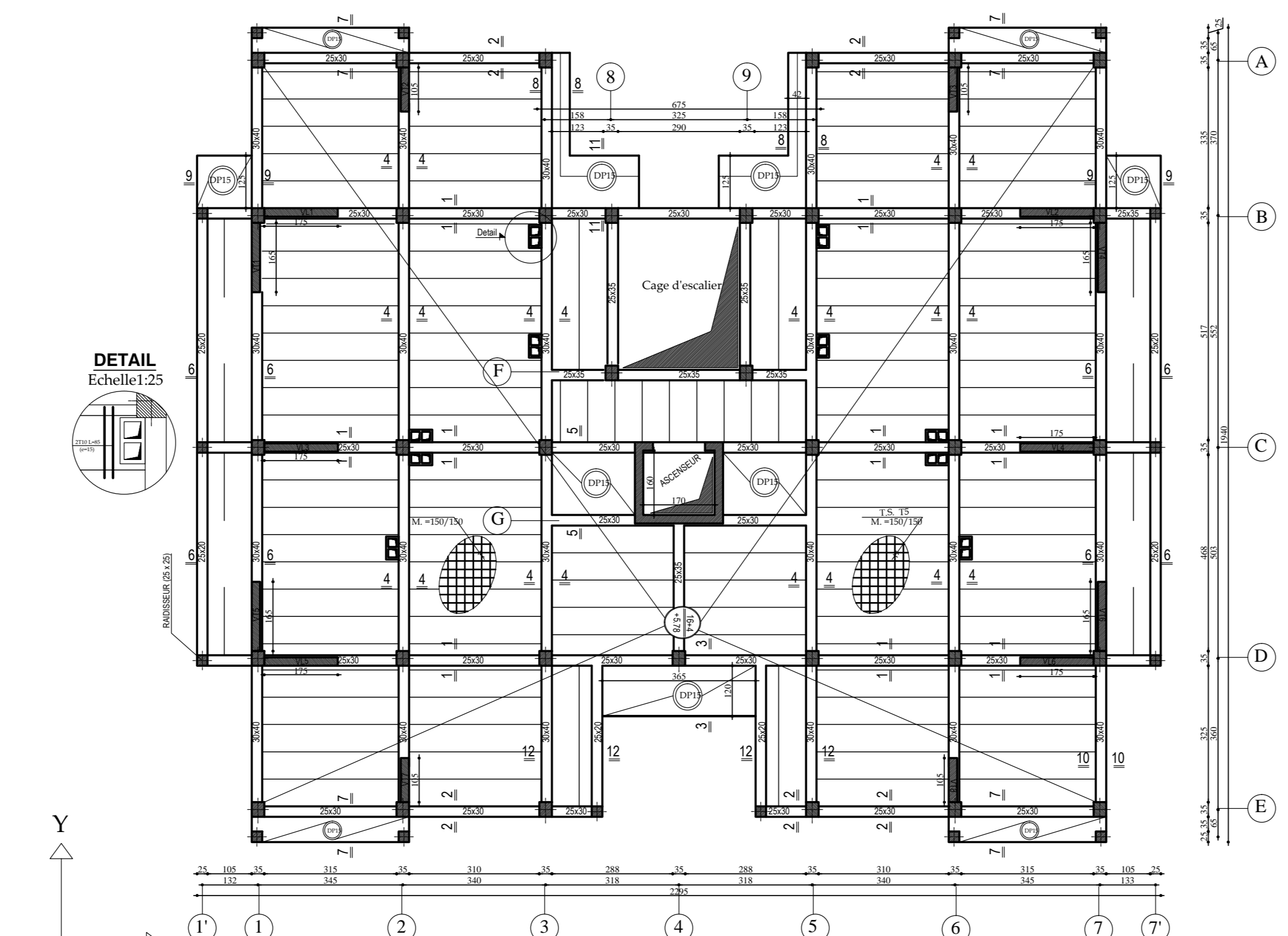
Coffrage Niv: -7.39, -2.89



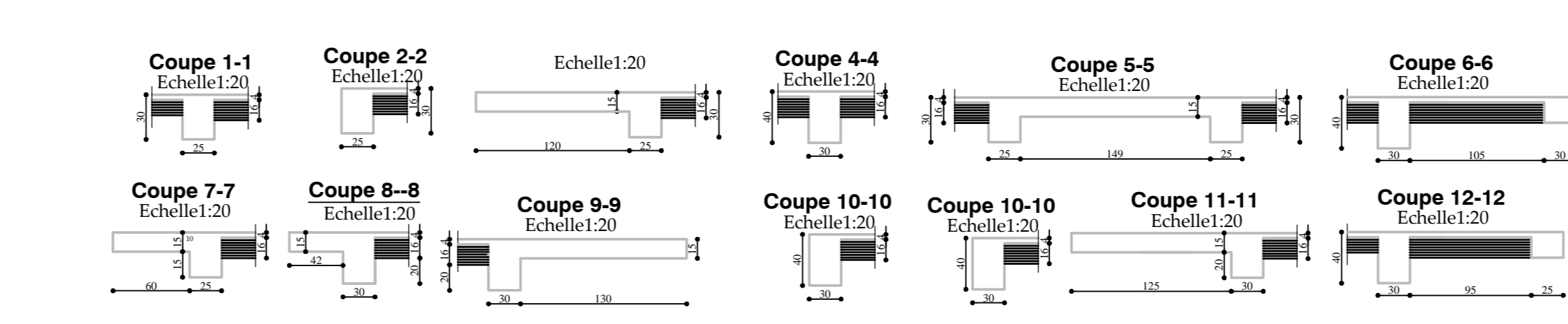
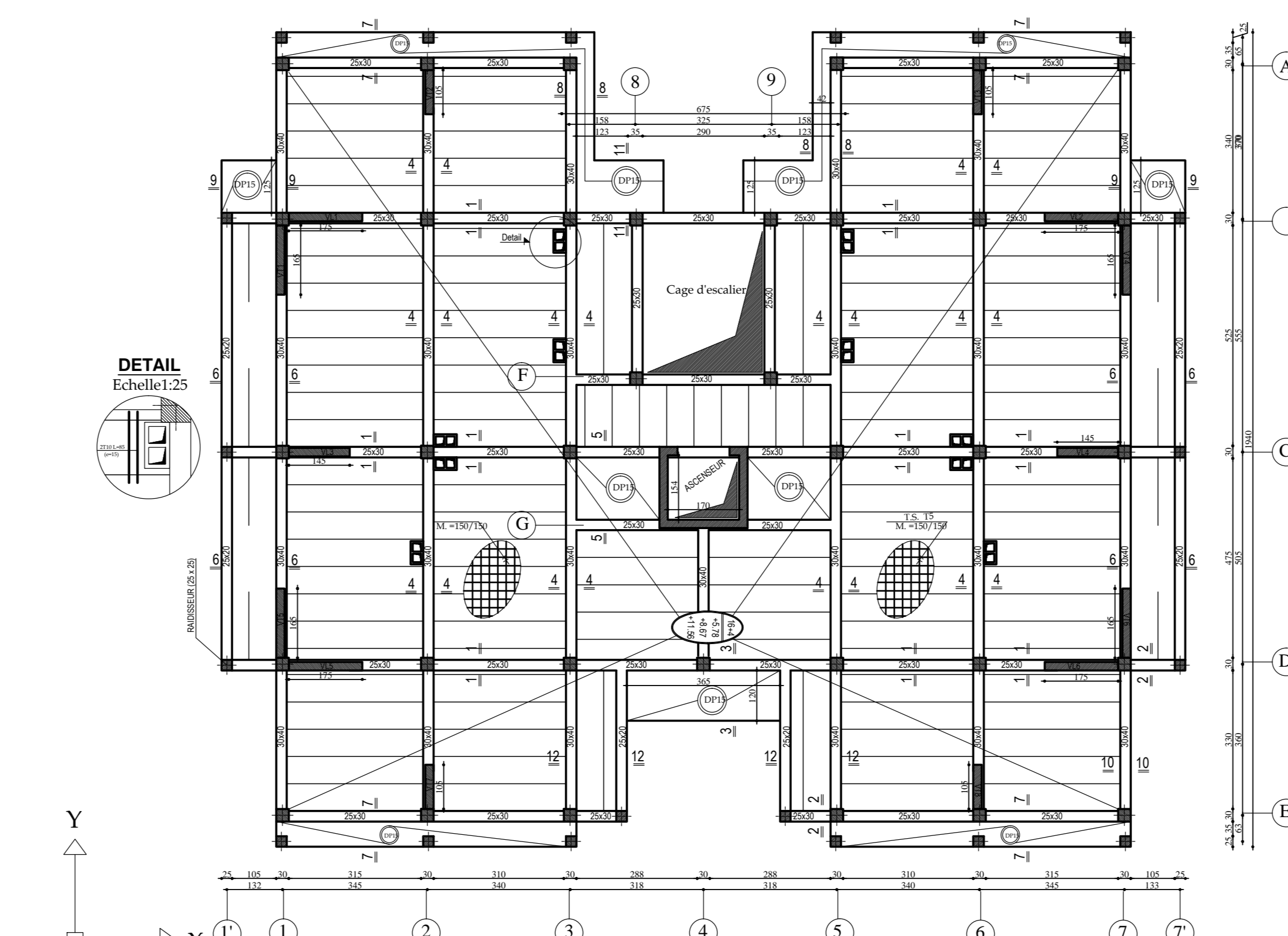
Coffrage Niv: ±0.00



Coffrage Niv: +5.78, +8.67, +11.56

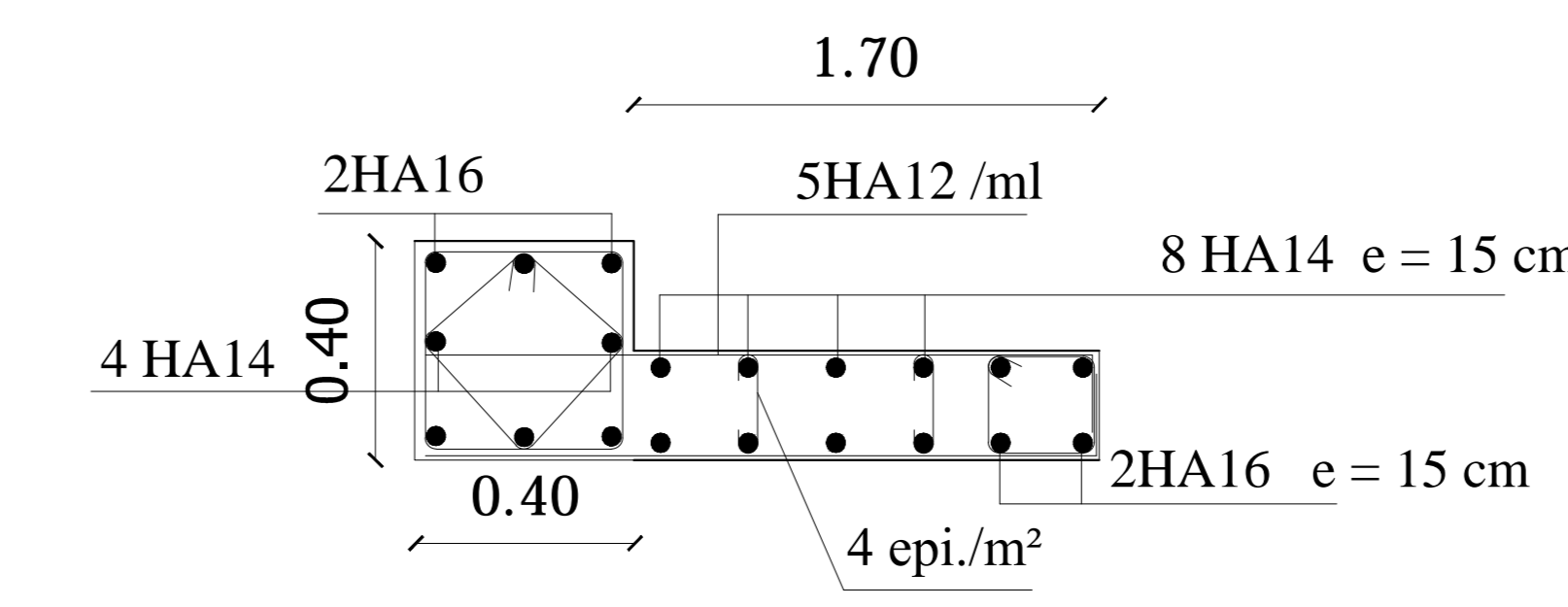


Coffrage Niv: +14.45, +17.34

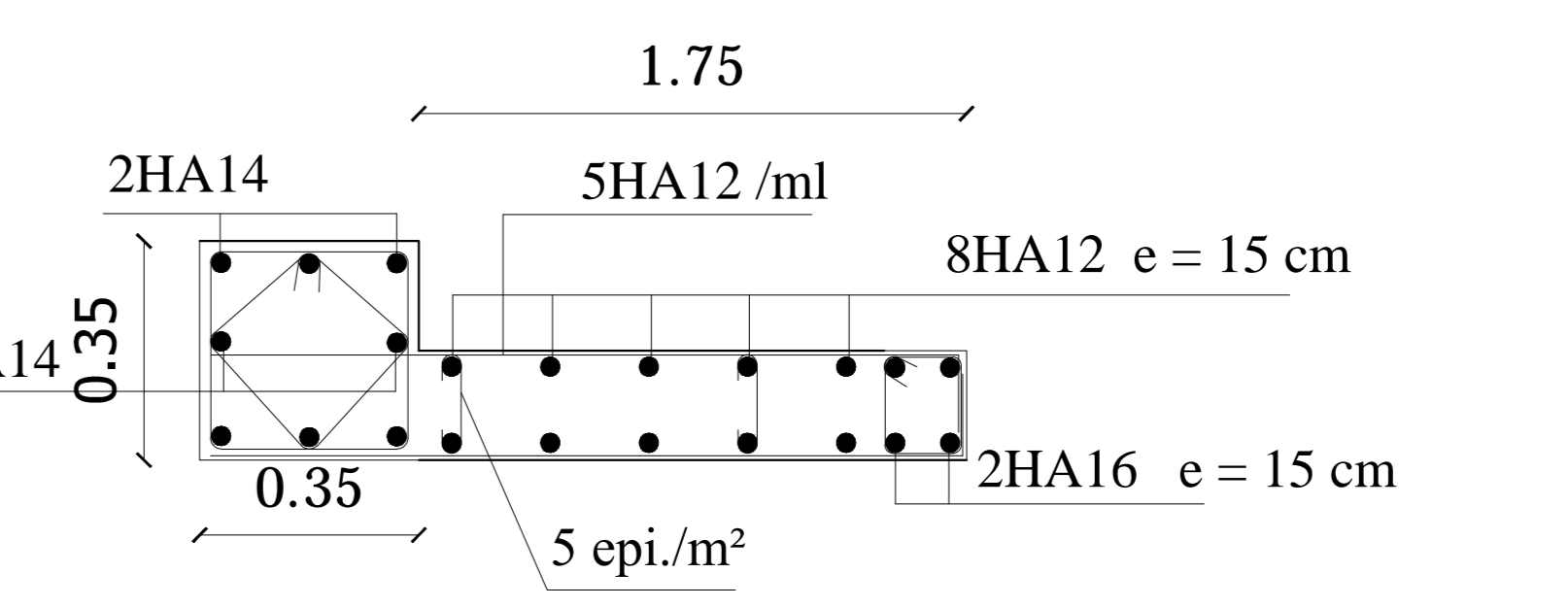


FERRAILLAGE DES VOILES

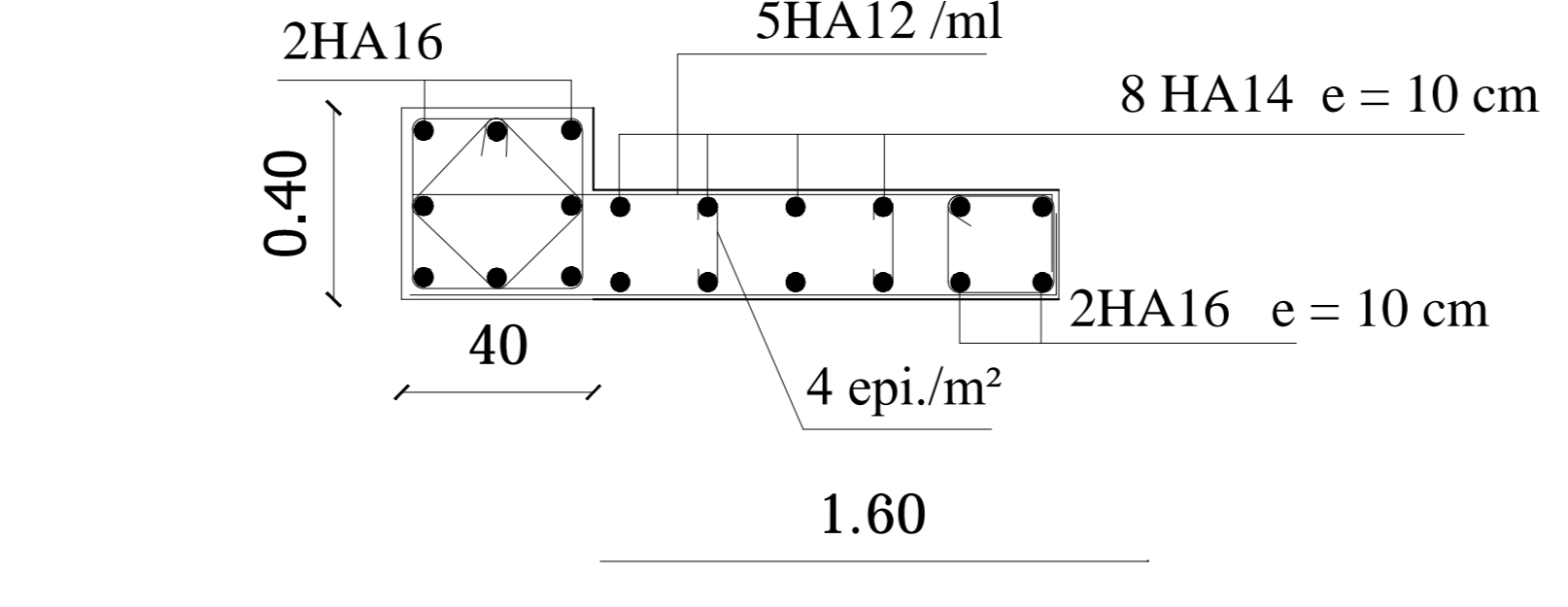
voiles VL1,2,3,4,5,6 ZONE I



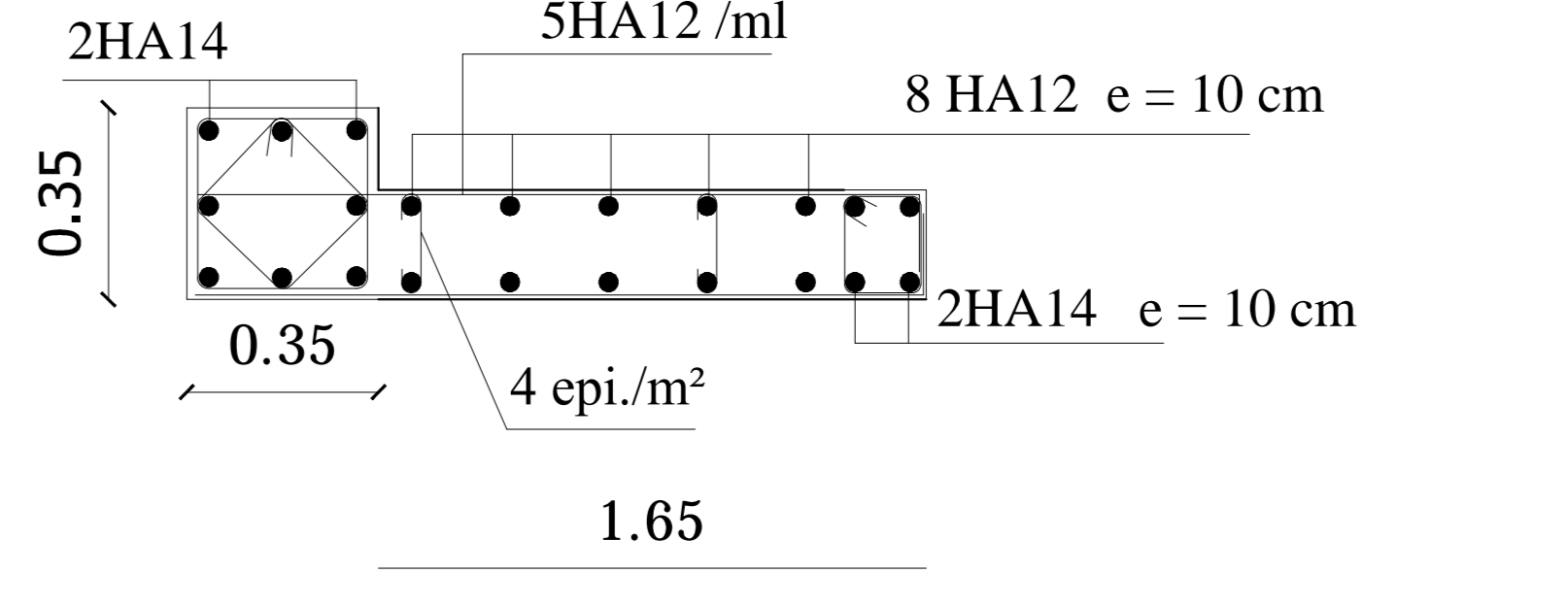
voiles VL1,2,3,4,5,6 ZONE II



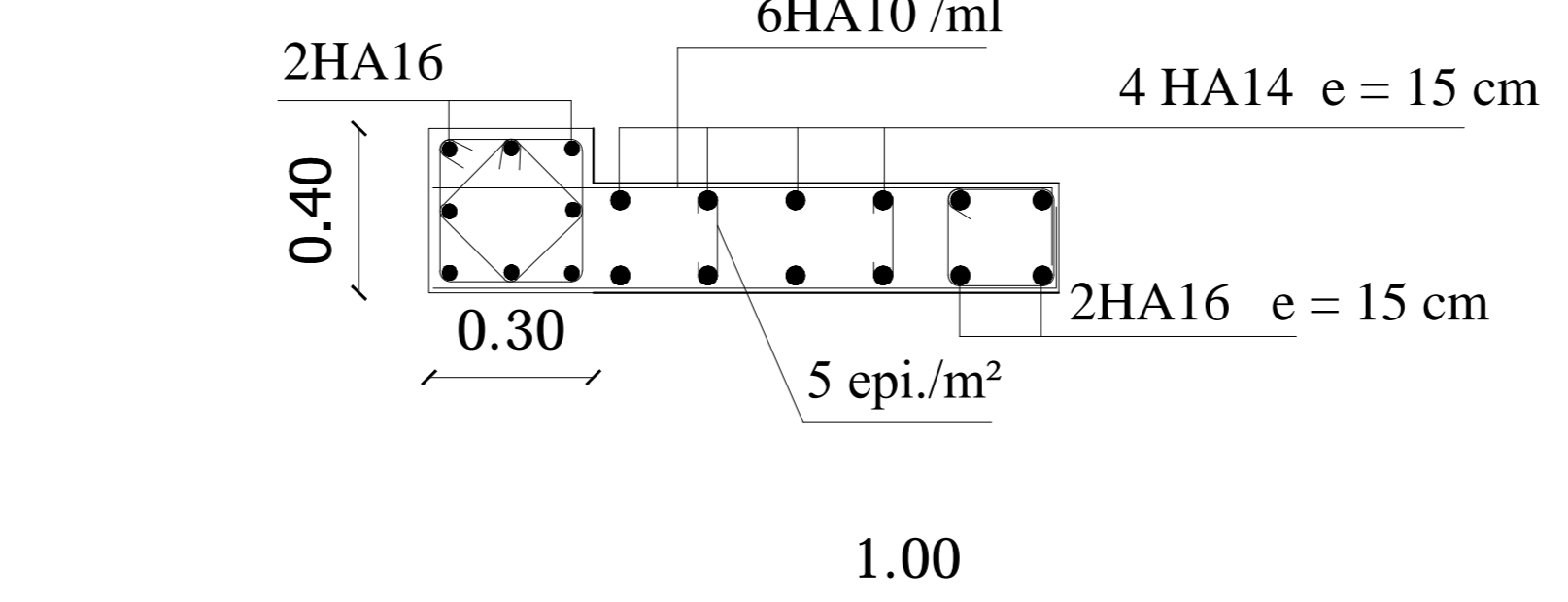
voiles VT1,4,5,6 ZONE I



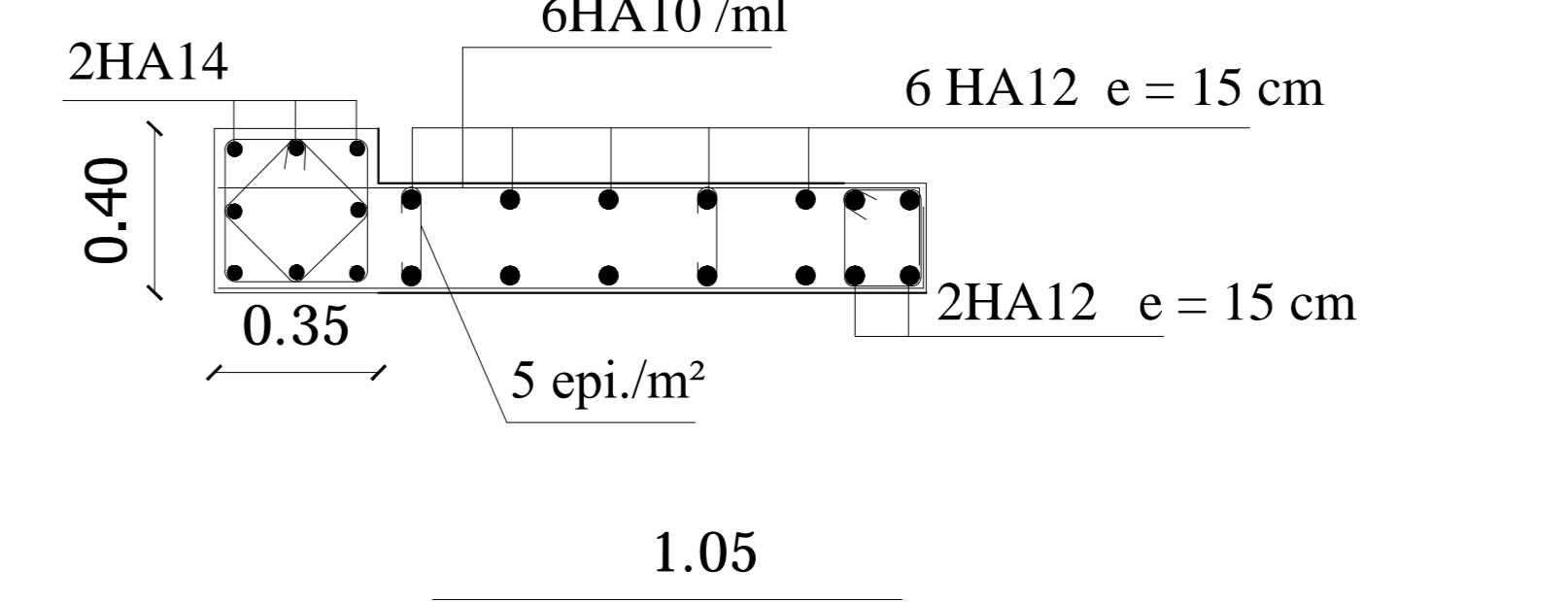
voiles VT1,4,5,6 ZONE II



voiles VT1,3,7,8 ZONE I

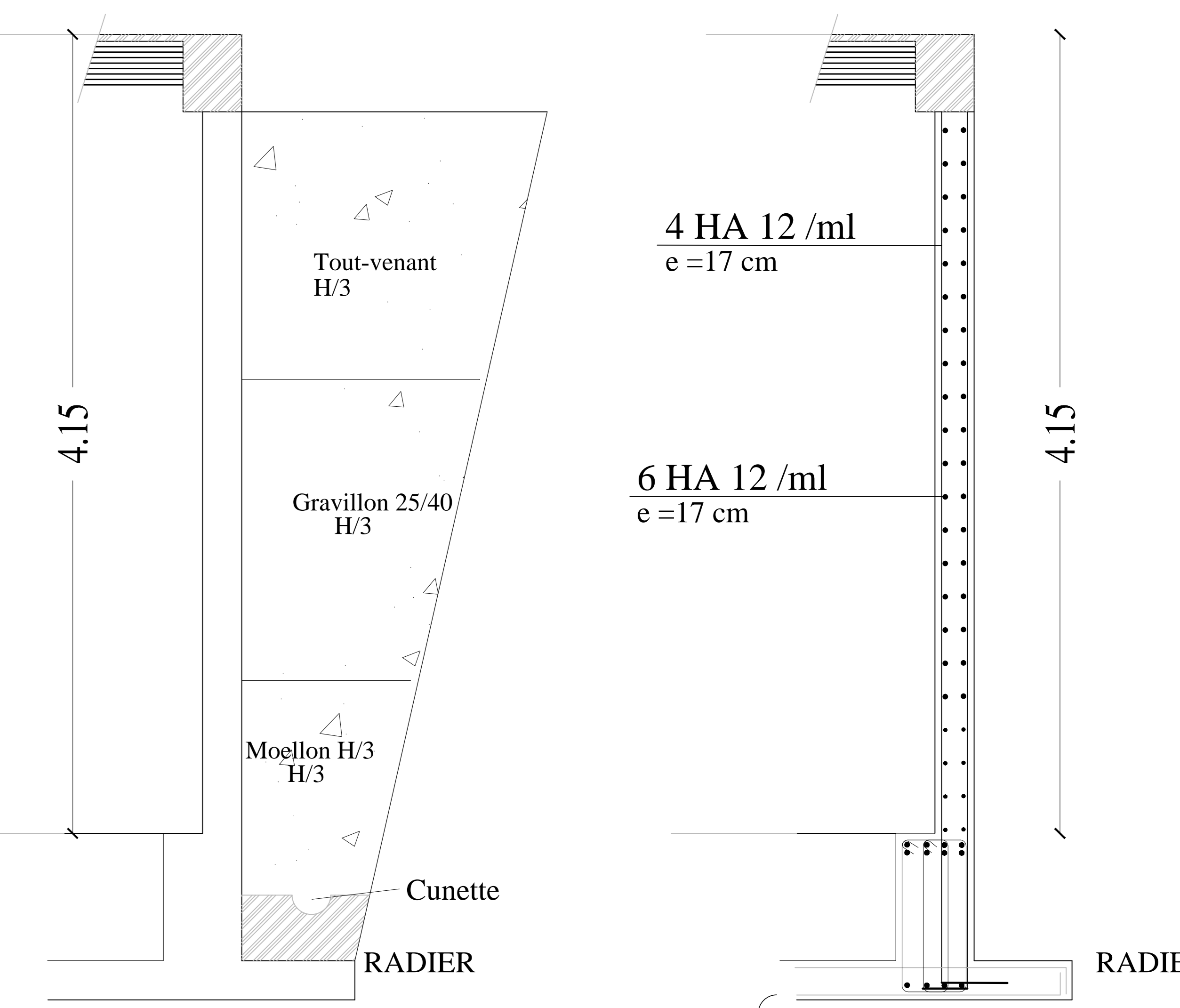


voiles VT1,3,7,8 ZONE II

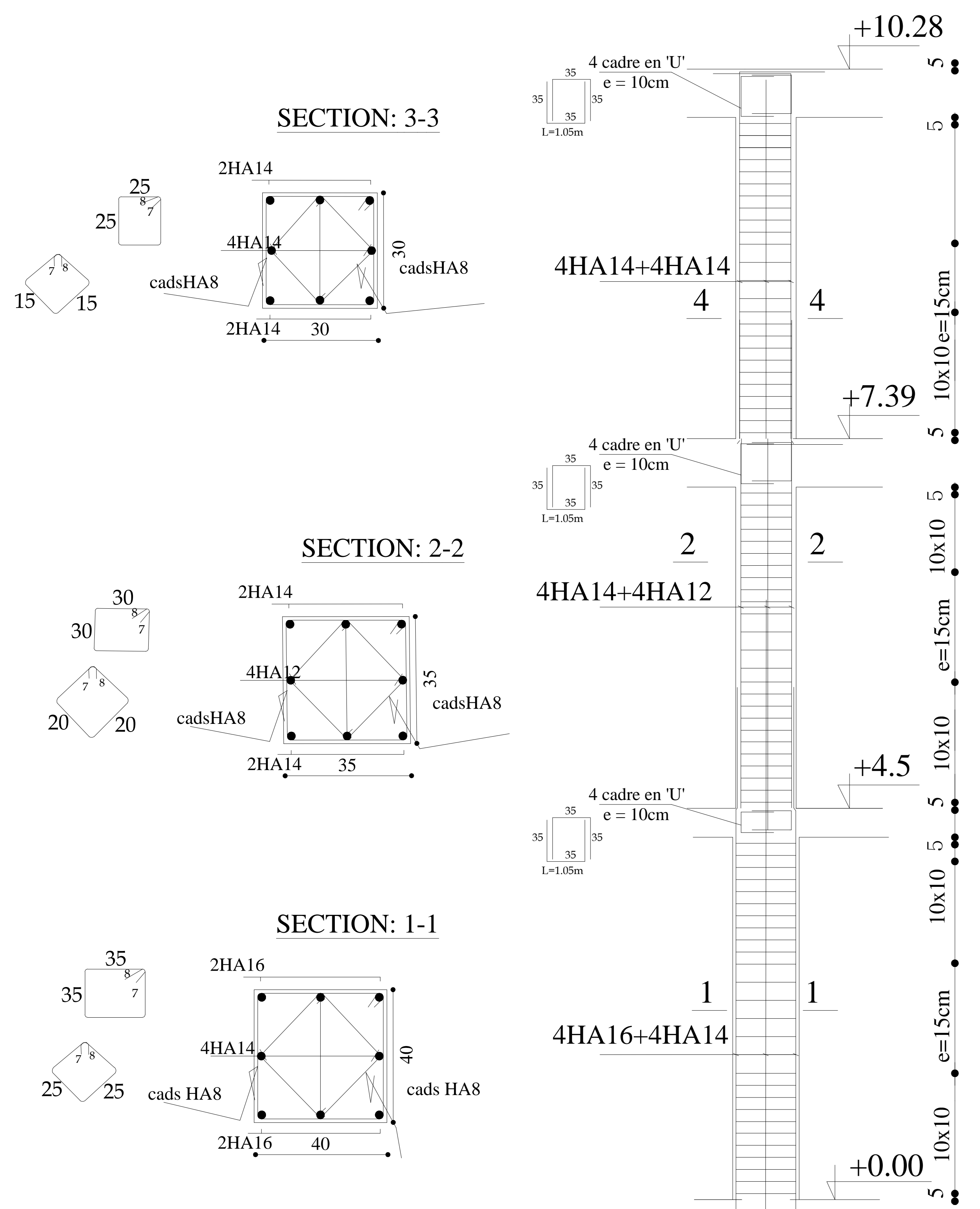


Coff. Drainage .Mur plaque

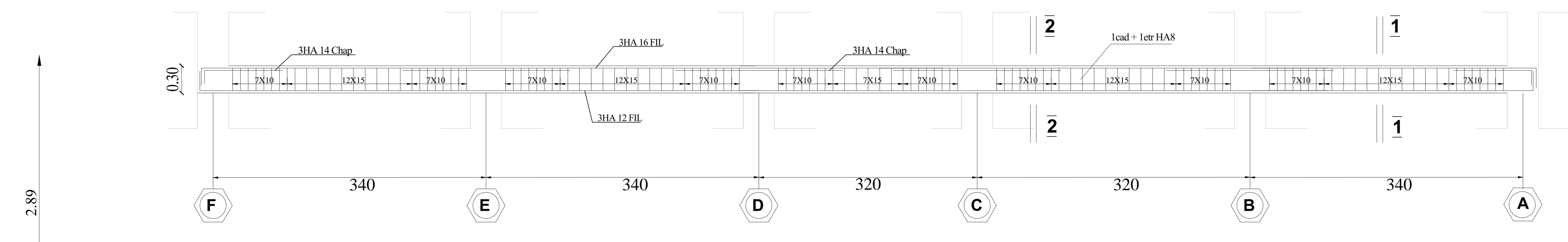
Ech :1/50



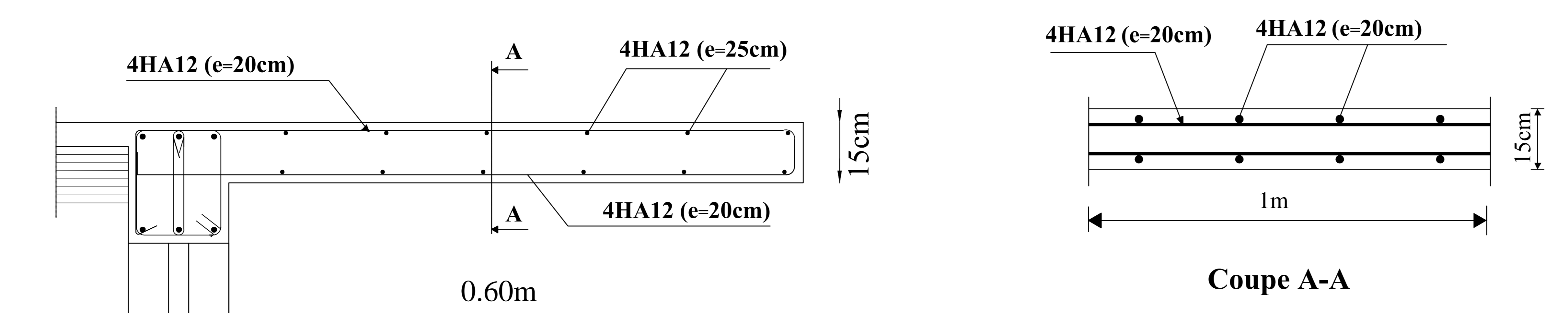
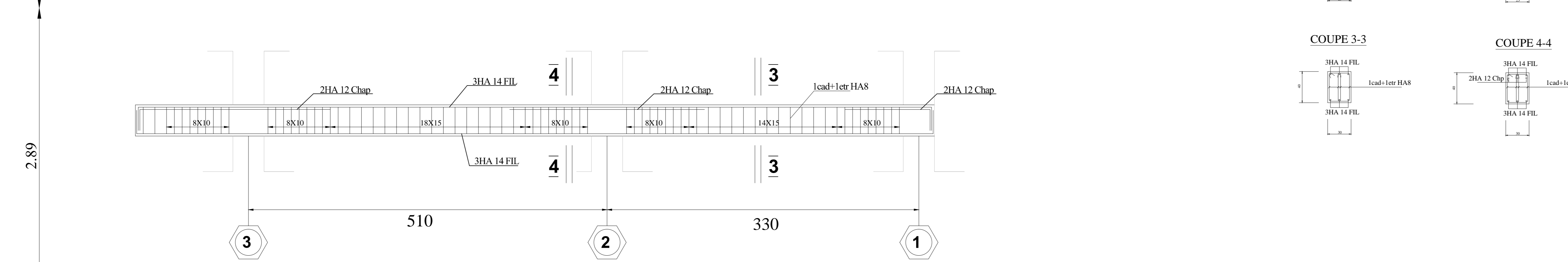
FERRAILLAGE DES POTEAUX



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25x30):



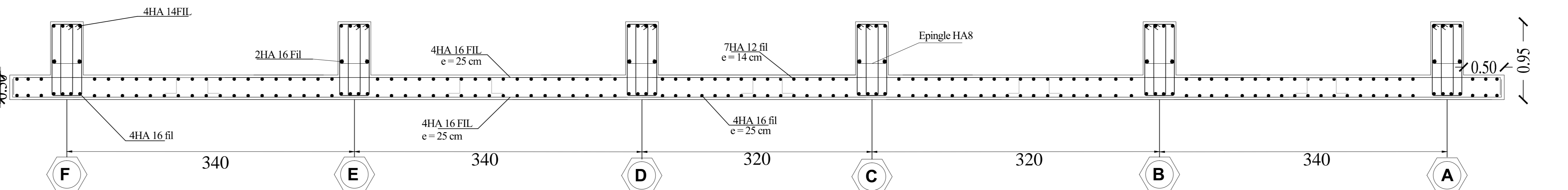
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40):



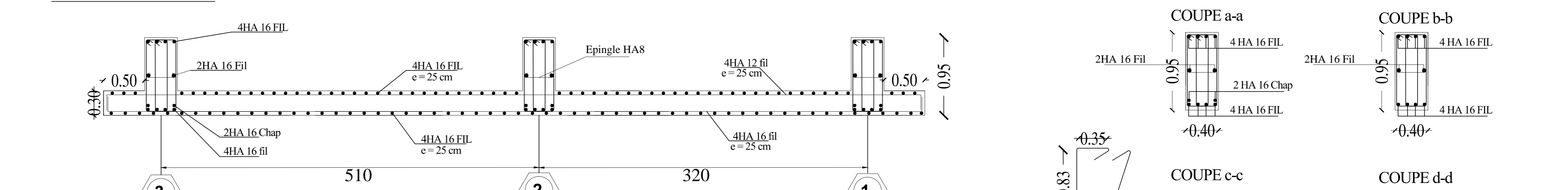
Ferrailage du balcon

FERRAILLAGE DU RADIER

SENS X-X :

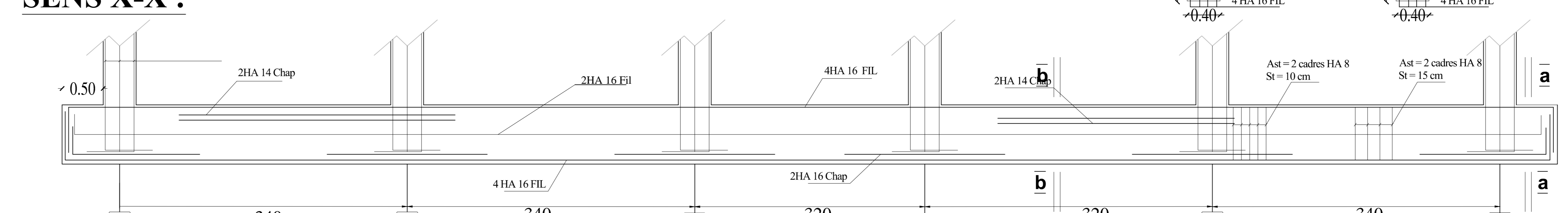


SENS Y-Y :

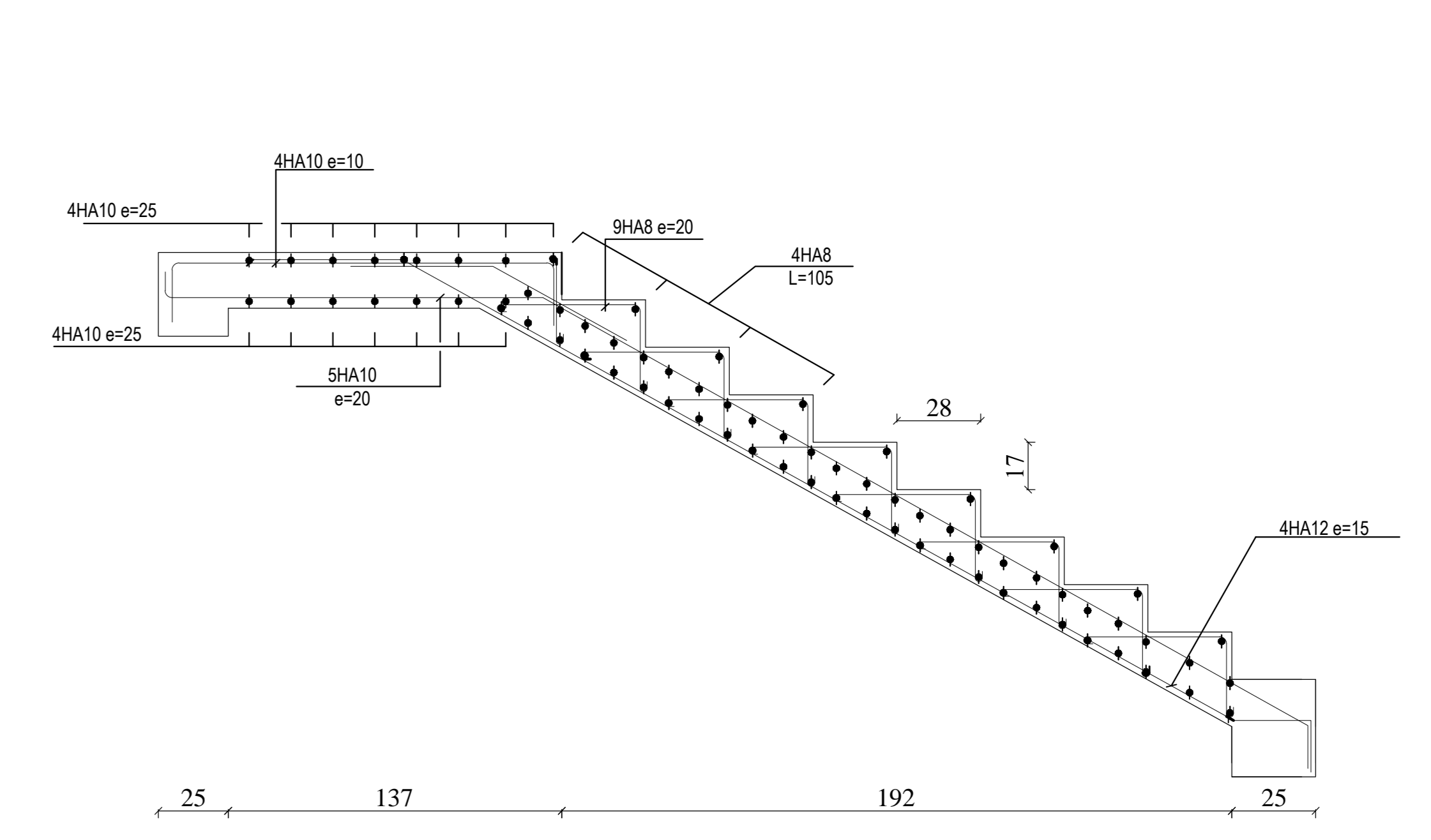
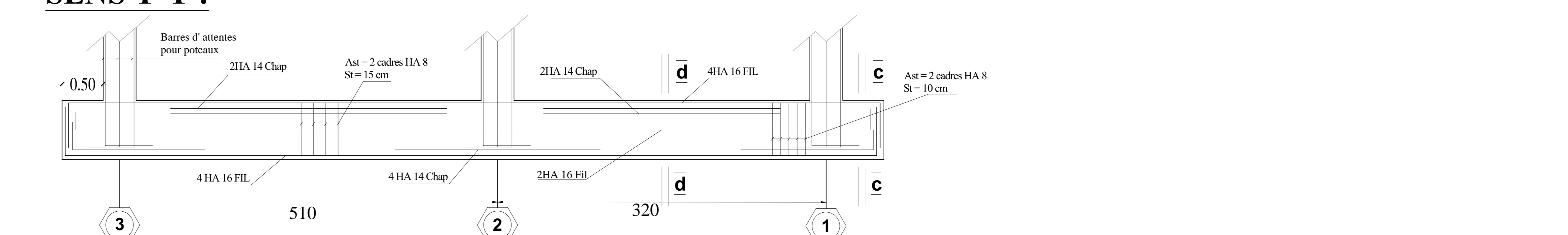


FERRAILLAGE DU NERVURE

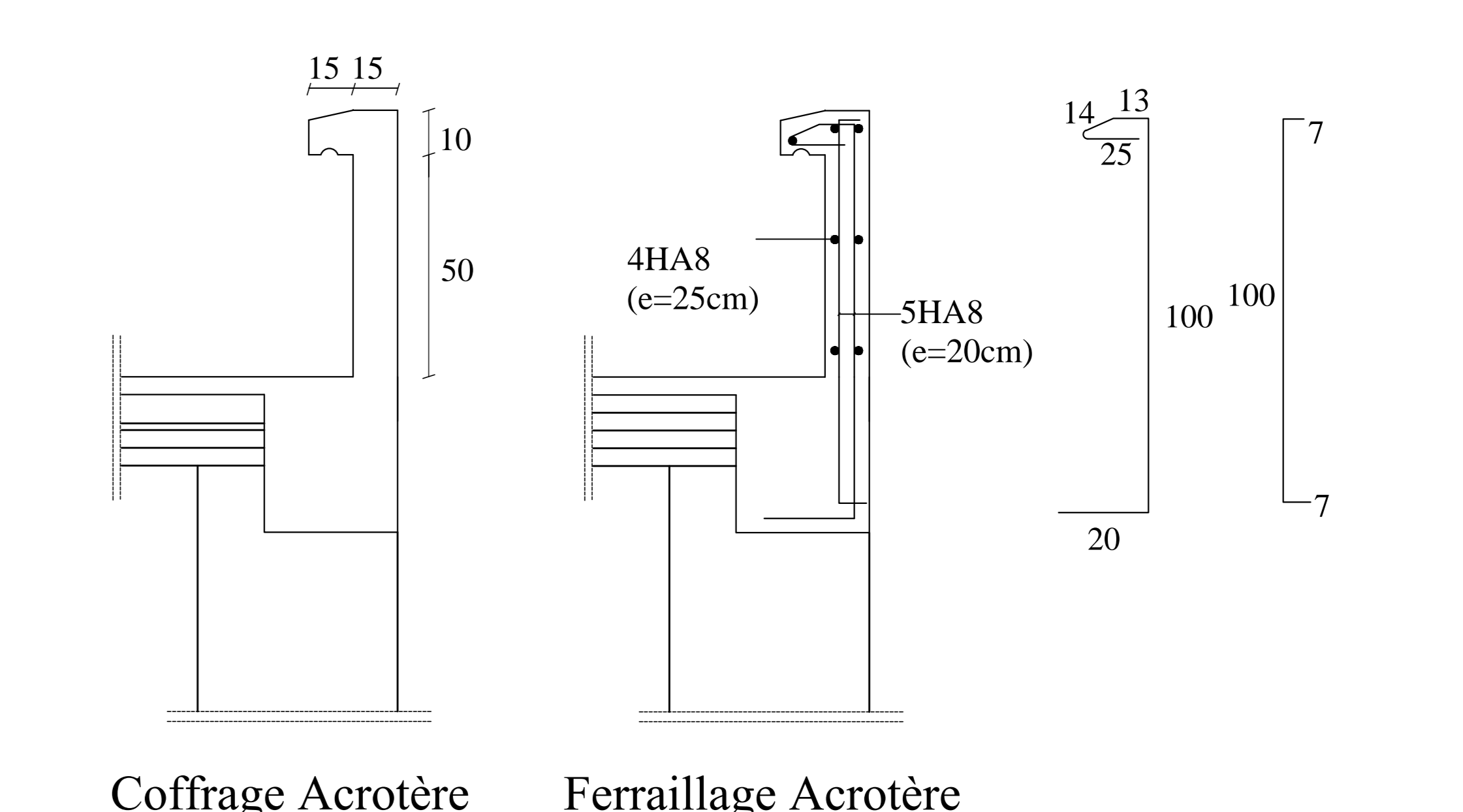
SENS X-X :



SENS Y-Y :

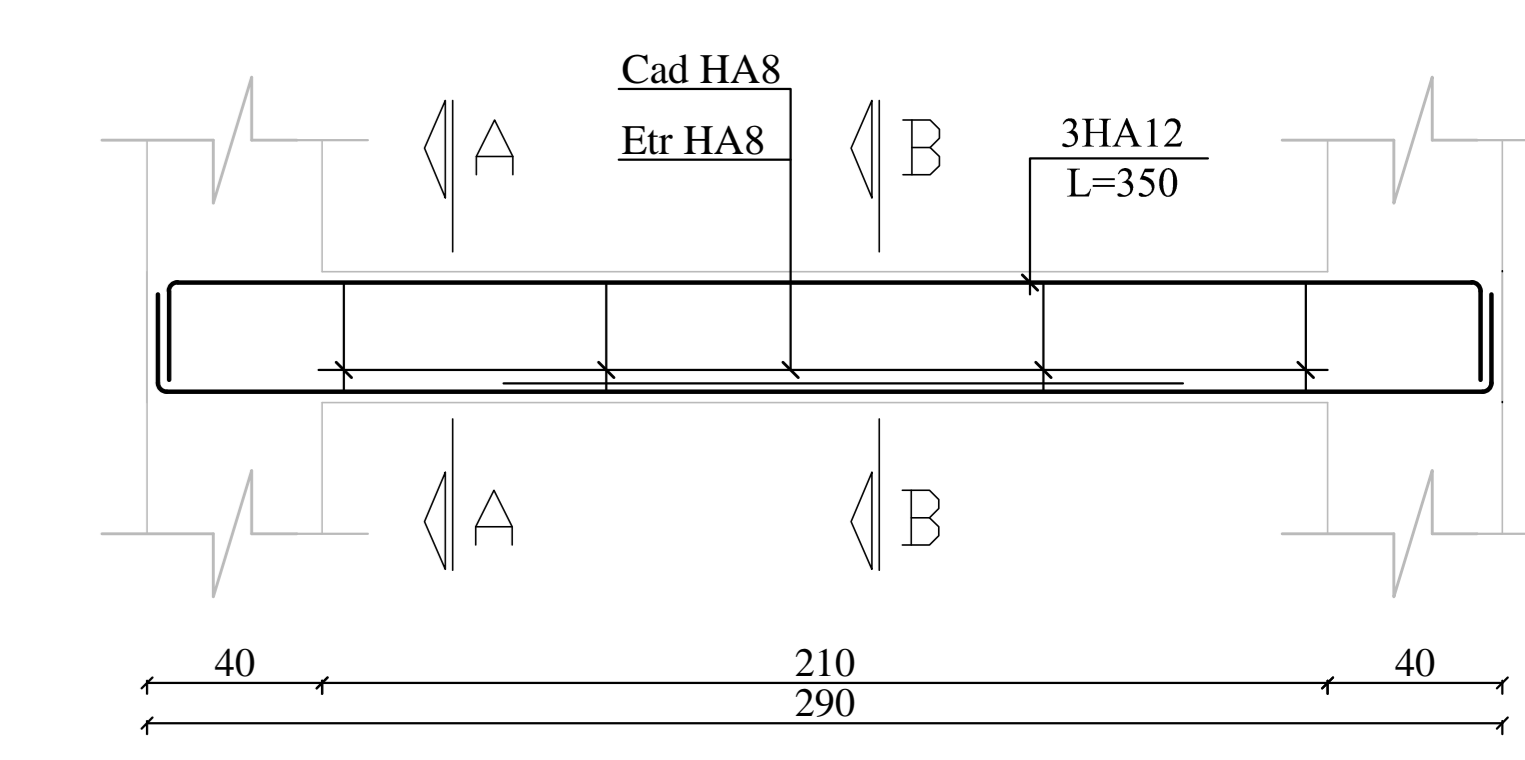


FERRAILLAGE ESCALIER



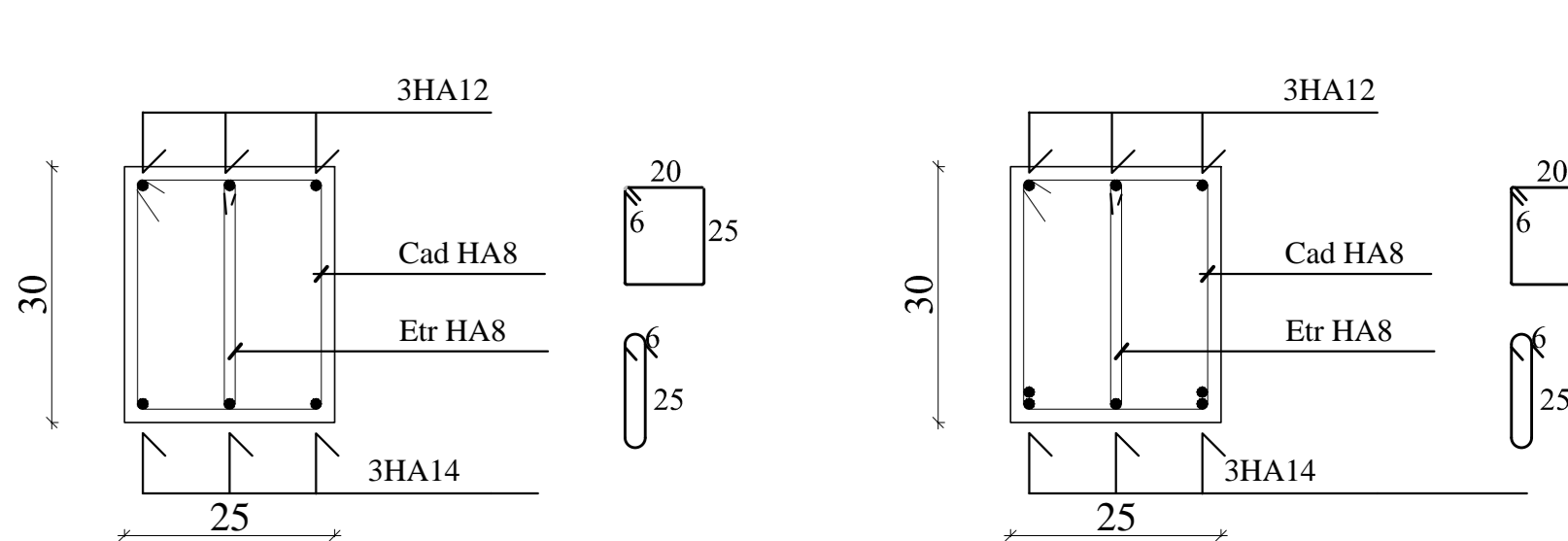
Coffrage Acrotère Ferrailage Acrotère

Ferrailage de l'acrotère

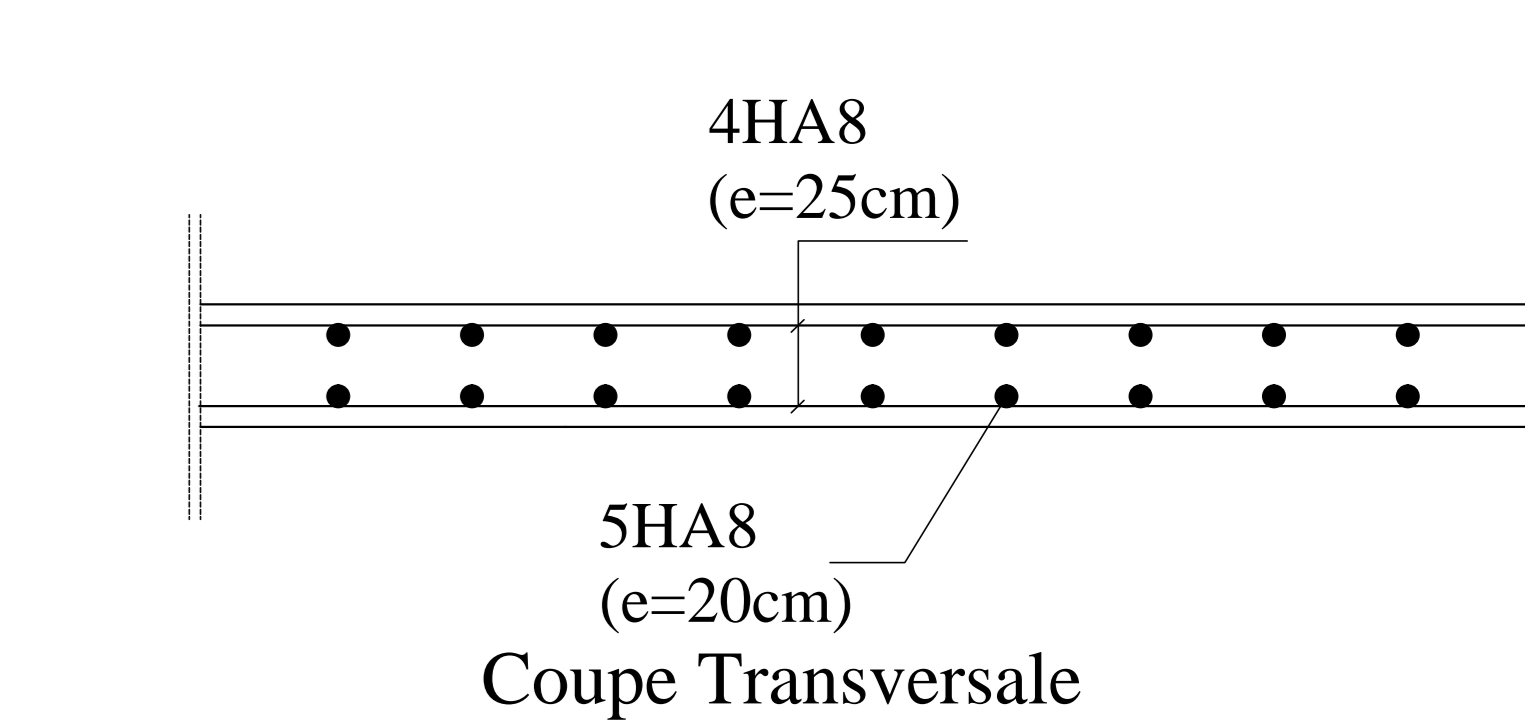


COUPE A-A

COUPE B-B



FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



Coupe Transversale