

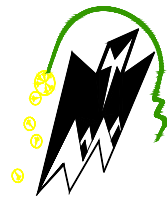
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : construction civil et industriel.

THEME

*Etude d'un bâtiment R+8+S-Sol +comble à usage
d'habitation, commercial et de service avec
l'application ROBOT 2010*



Dirigé par :

M^r R. MEHADDENE

Etudié par:

M^{elle} GUECHTOULI Kamilia

M^{elle} BOUDJEMA Rabiha

Année 2011/2012

Remerciements

Nos premiers remerciements vont pour le bon Dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et le courage pour atteindre ce stade dans nos études.

Nos remerciements sont exprimés particulièrement :

A nos chers parents, ami(e)s de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études

A notre promoteur à Mr MEHADENE pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

A l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à réaliser ce modeste travail.

Aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail à:

La mémoire de ma chère amie Ghania ;

Mes très chers parents que dieu me les garde ;

Mes très chers frères Kocila, Hakim ;

Mes très chères sœurs Kenza, Zakia, Nassima ;

Toute la famille MECHTOULI

Tous mes chères ami(e)s surtout Moh, Lynda, Alilou ;

Mon binôme et à toute sa famille,

Toute la promotion 2011-2012.

MECHTOULI Kamilia

Dédicaces

Je dédie ce travail à:

Mes très chers parents que dieu me les garde,

Mes très chers frères,

Mes très chères sœurs,

Toute la famille,

Tous mes ami(e)s,

Mon binôme et à toute sa famille,

Toute la promotion 2011-2012.

BONDJEMA Rabiha

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....01

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....19

Chapitre III : Calcul des éléments

- La charpente.....50
- La poutre oblique.....66
- Les planchers.....78
- Les escaliers..... 99
- La poutre palière..... 129
- Les balcons.....144
- La dalle pleine.....154
- La salle machine..... 166

Chapitre IV : Présentation du logiciel ROBOT.....176

Chapitre V : Définition des données à introduire dans ROBOT.....203

Chapitre VI : Résultats et vérification des exigences de RPA.....207

Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....221

Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux.....239

Chapitre IX : Ferrailage des voiles.....254

Chapitre X : Etude de l'infrastructure.....267

Chapitre XI : Etude du mur de soutènement.....295

Conclusion générale

Note de calcul

Bibliographie

Introduction générale

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et les règlements du béton aux états limites (CBA92, BAEL 91 modifiée 99). C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

On a commencé par la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés notamment l'acier et le béton.

Par la suite on a calculé les différents éléments (escalier, charpente, la poutre oblique,...etc.), après avoir défini leurs différentes sections, charges et surcharges.

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ROBOT qui s'avère un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures, c'est pour cette raison qu'un chapitre entier lui a été consacré.

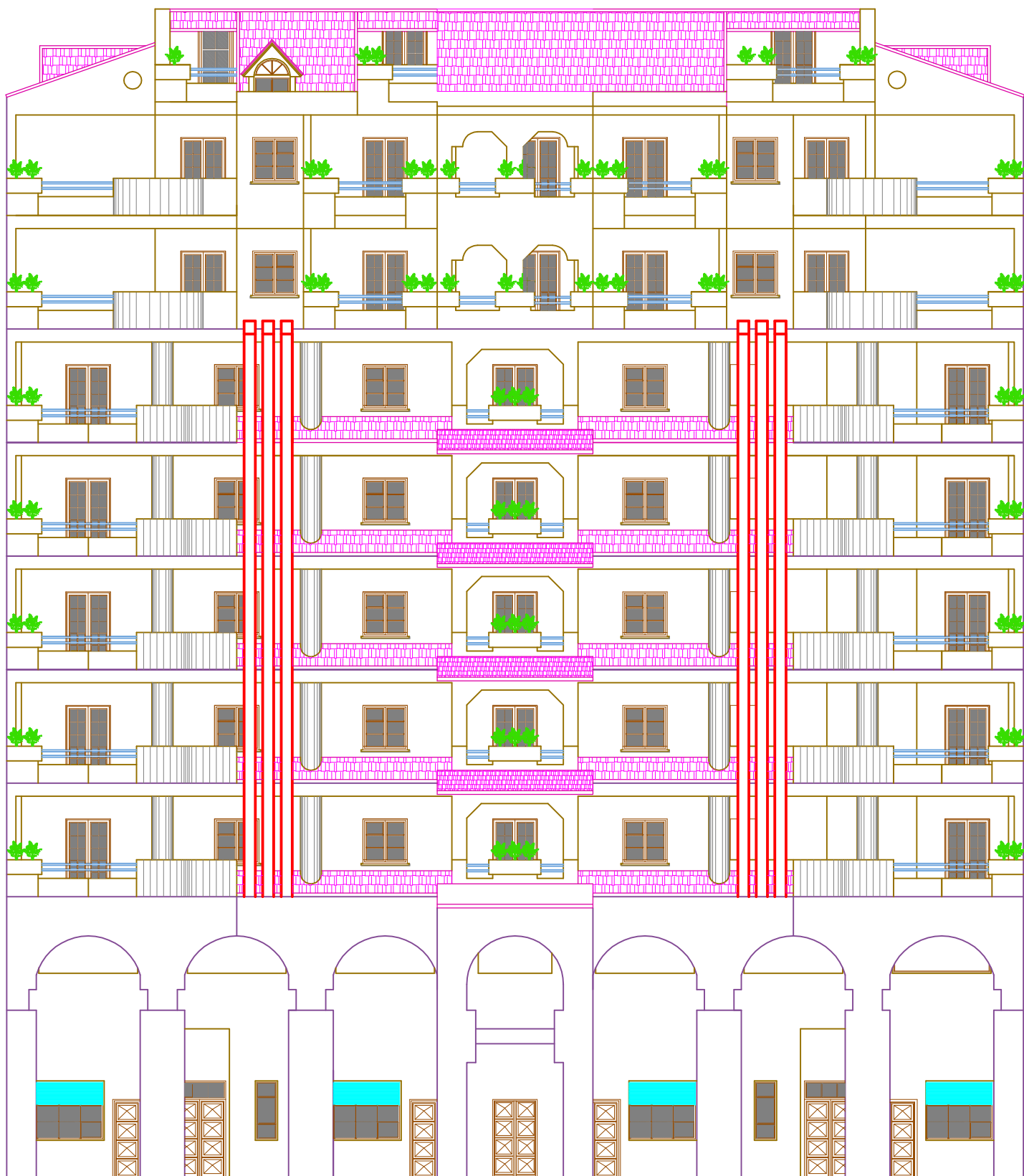
Nous passerons par la suite à la définition des données à introduire dans le logiciel ROBOT.

Après avoir suivi les étapes de modélisation, nous viserons dans le chapitre six l'exploitation des résultats qui nous permettront de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations.

Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution afin de donner une signification aux résultats trouvés.

Quant au dernier chapitre nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage ce qui exige sa bonne conception et réalisation. Au final nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises.

Les plans d'architecture

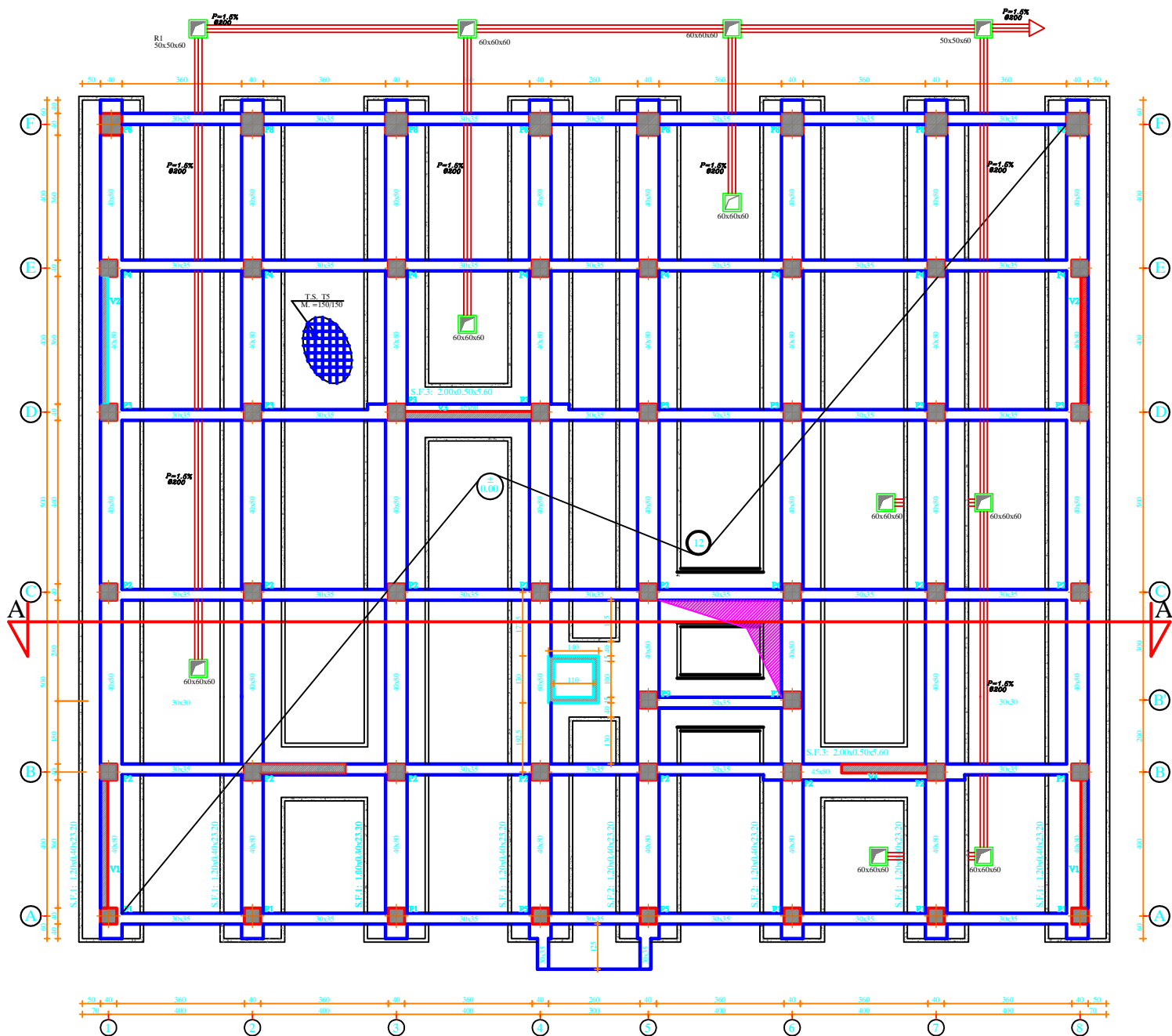


FACADE PRINCIPALE
ECH: 1/50

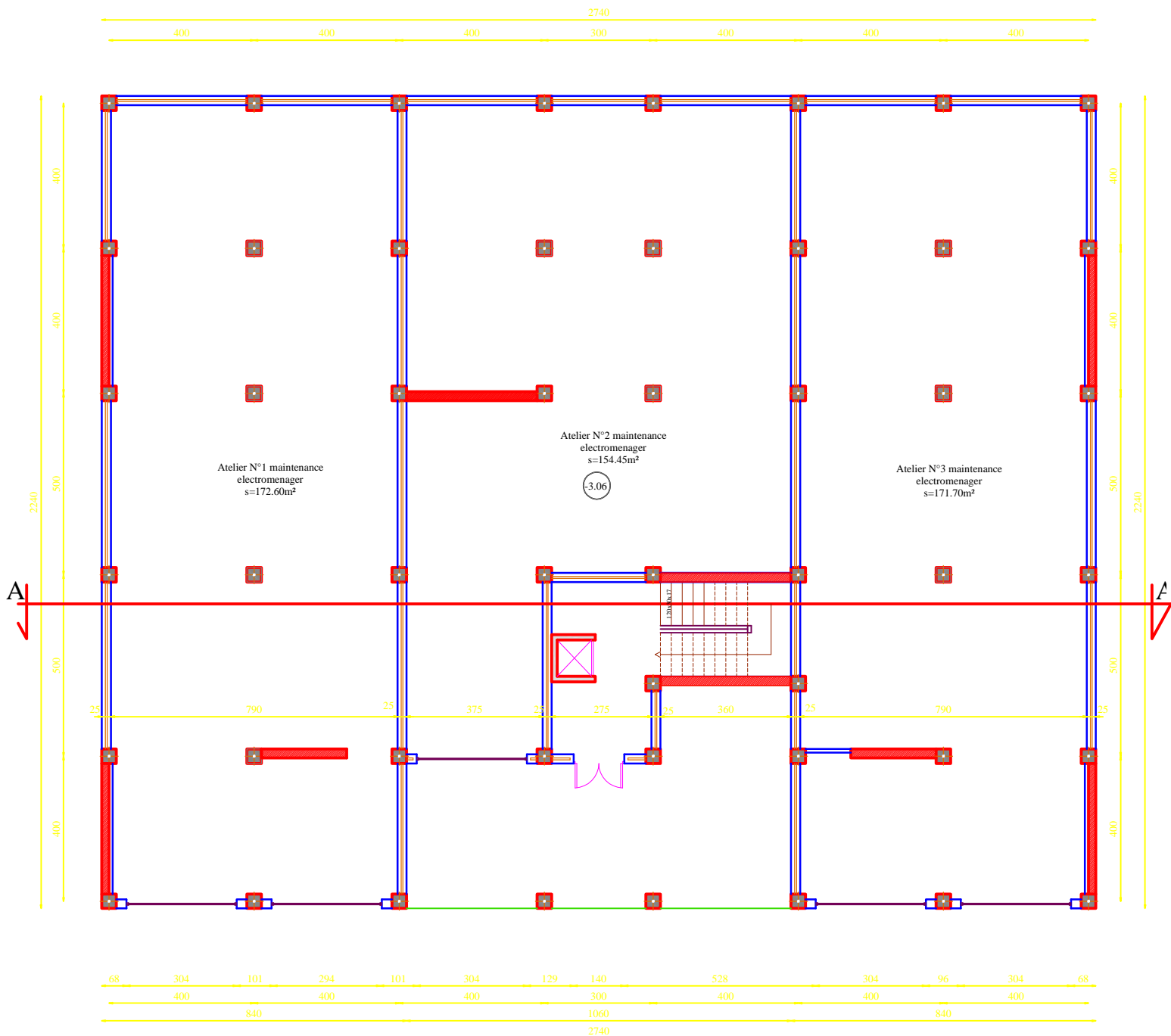
This architectural floor plan illustrates a 10-story building with a central staircase and a grid of rooms. The plan includes the following details:

- Central Staircase:** A central staircase is shown with red steps and blue handrails, connecting the ground floor to the upper levels.
- Room Grid:** The building is divided into a grid of rooms by red walls. The rooms are numbered 1 through 10, corresponding to the floors.
- Elevations:** Elevations are marked at various points throughout the plan, including:
 - +28.98 (Top right corner)
 - +25.92 (Top center)
 - +24.39 (Top left)
 - +22.86 (Second floor center)
 - +21.33 (Third floor center)
 - +19.80 (Fourth floor center)
 - +18.27 (Fifth floor center)
 - +16.74 (Sixth floor center)
 - +15.21 (Seventh floor center)
 - +13.68 (Eighth floor center)
 - +12.15 (Ninth floor center)
 - +10.62 (Tenth floor center)
 - +9.09 (Eleventh floor center)
 - +7.56 (Twelfth floor center)
 - +6.03 (Thirteenth floor center)
 - +4.50 (Fourteenth floor center)
 - +3.06 (Fifteenth floor center)
 - +0.00 (Ground floor center)
 - +29.98 (Bottom left corner)
- Dimensions:** Dimensions are provided for various sections of the building, including room widths and overall building dimensions.
- Structural Elements:** The plan shows structural columns (red squares) and walls (red lines) supporting the building's structure.
- Windows and Doors:** Windows are represented by blue rectangles, and doors are shown as red lines with arcs indicating their swing.
- Roof and Foundation:** The roof is shown with a green hatched pattern, and the foundation is indicated by a blue hatched pattern at the bottom.

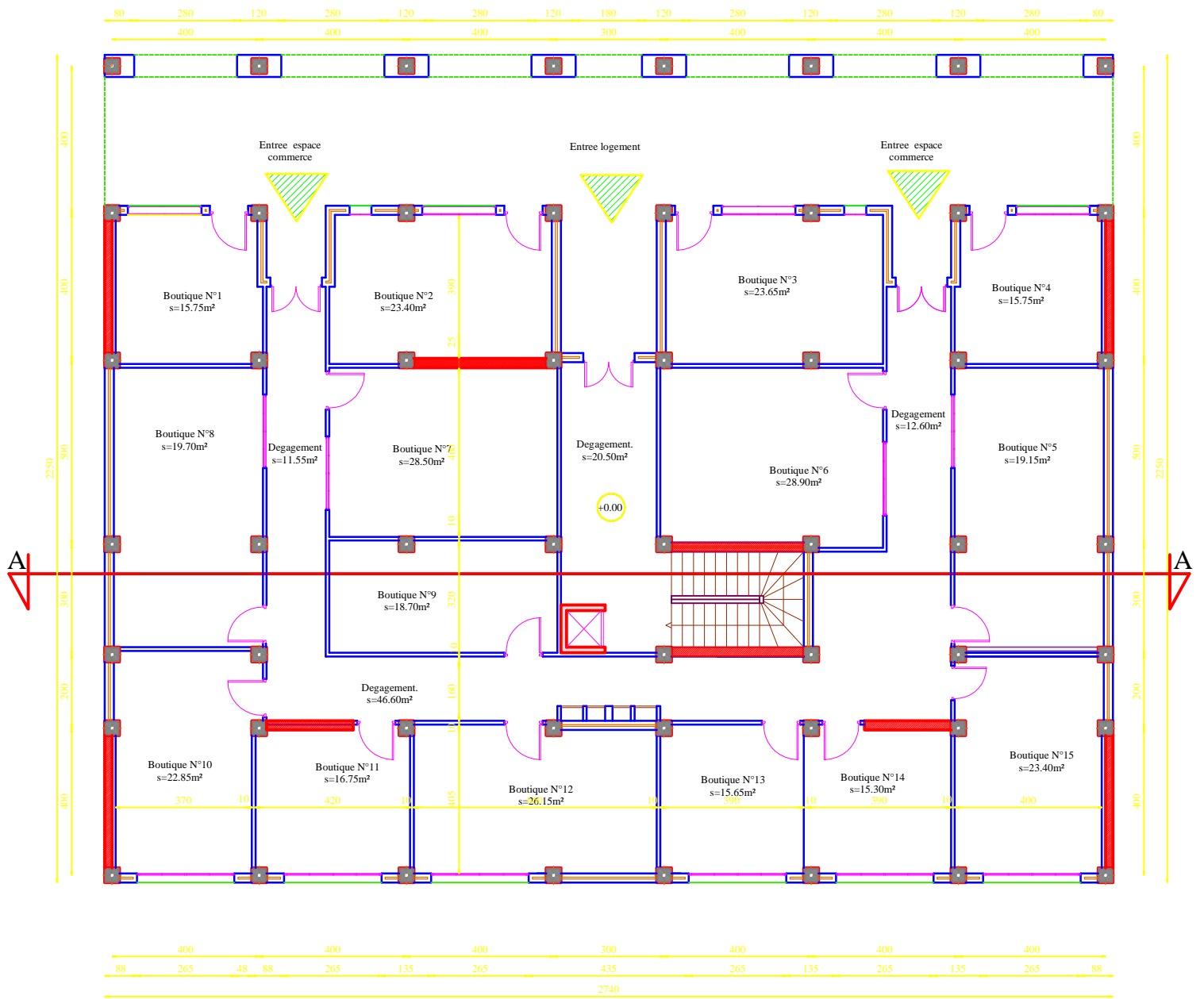
COUPE AA ECH: 1/50



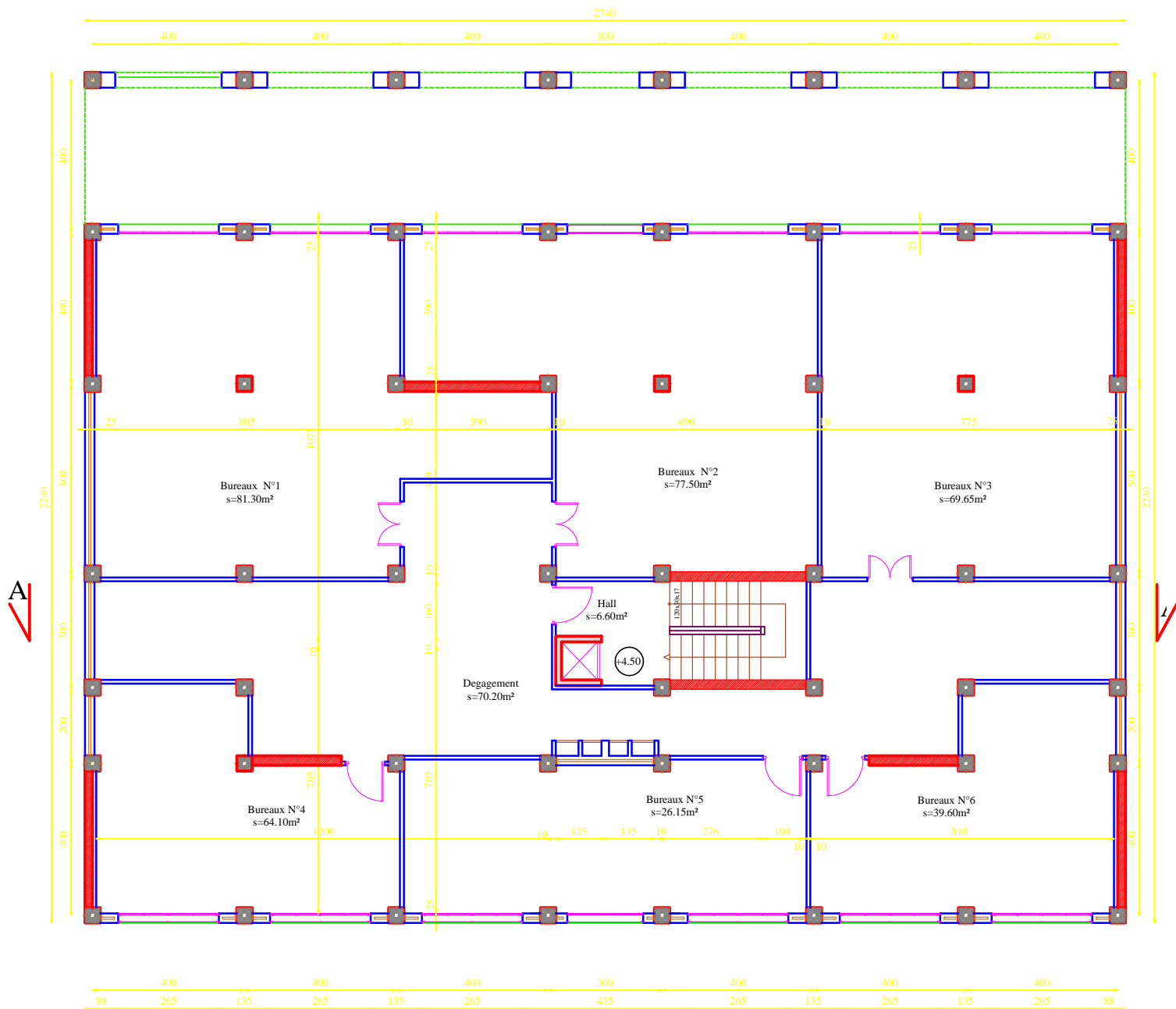
PLAN DE FONDATION
ECH: 1/50



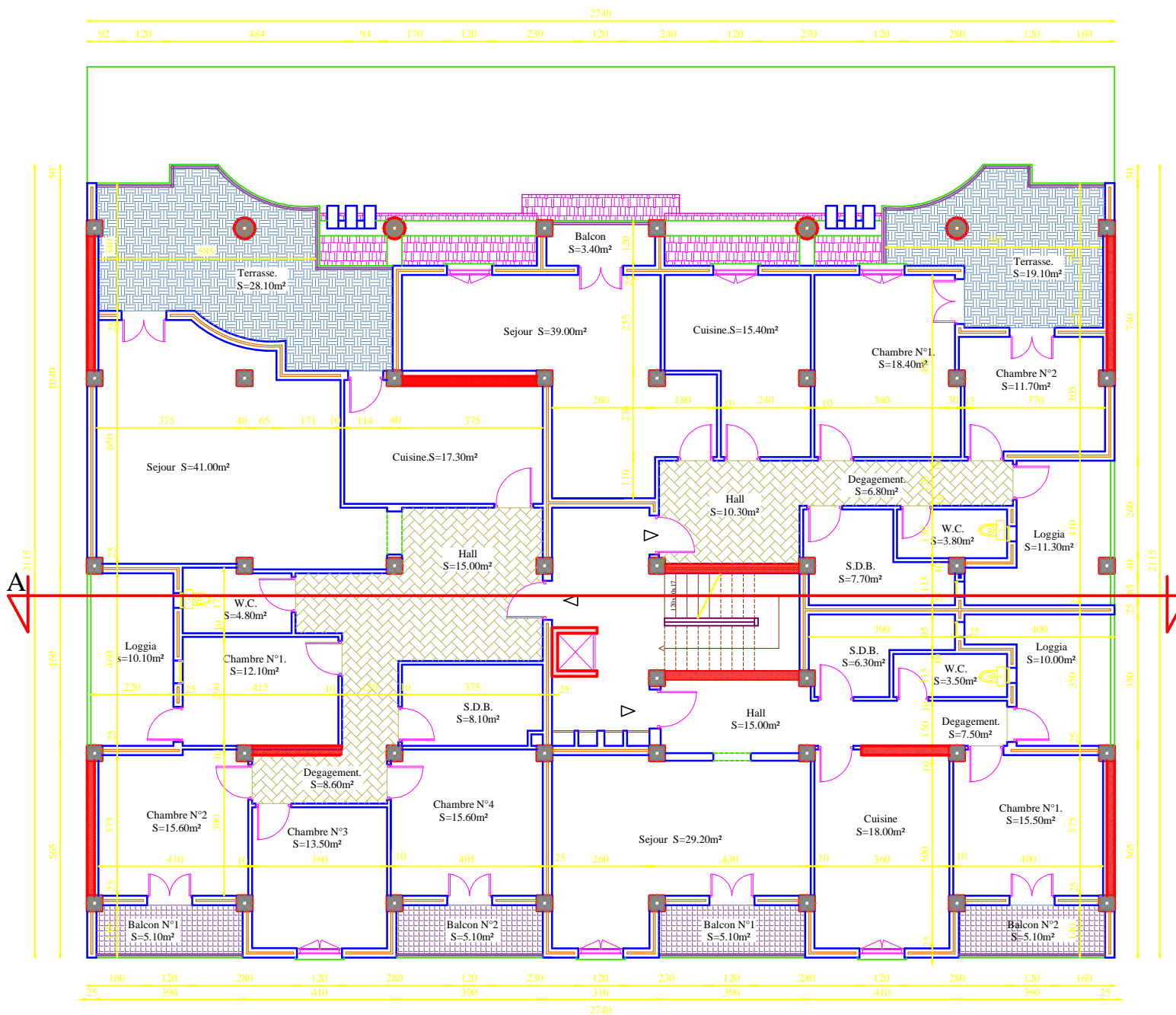
PLAN SOUS SOL
ECH: 1/50

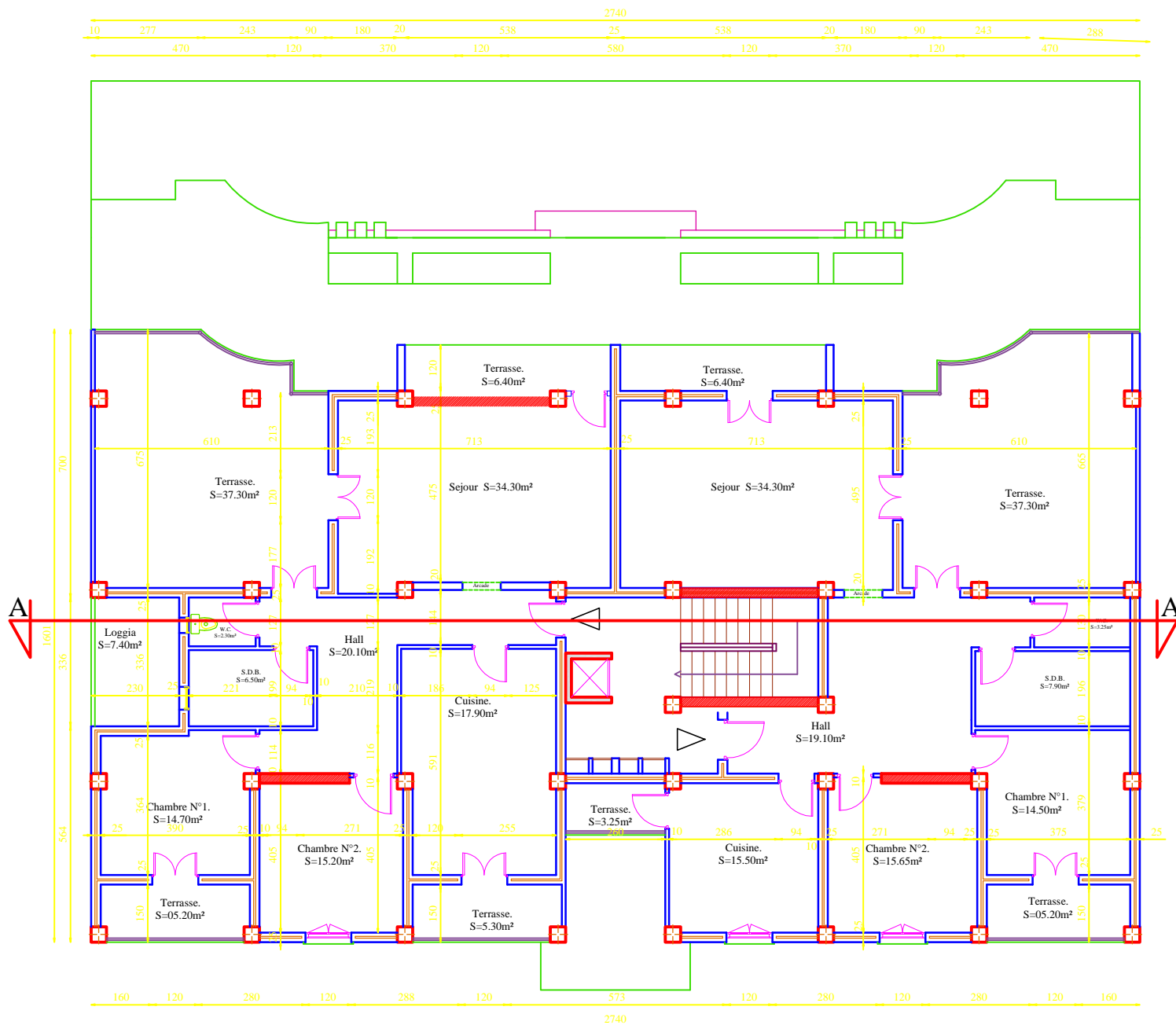


PLAN R.D.C ECH: 1/50

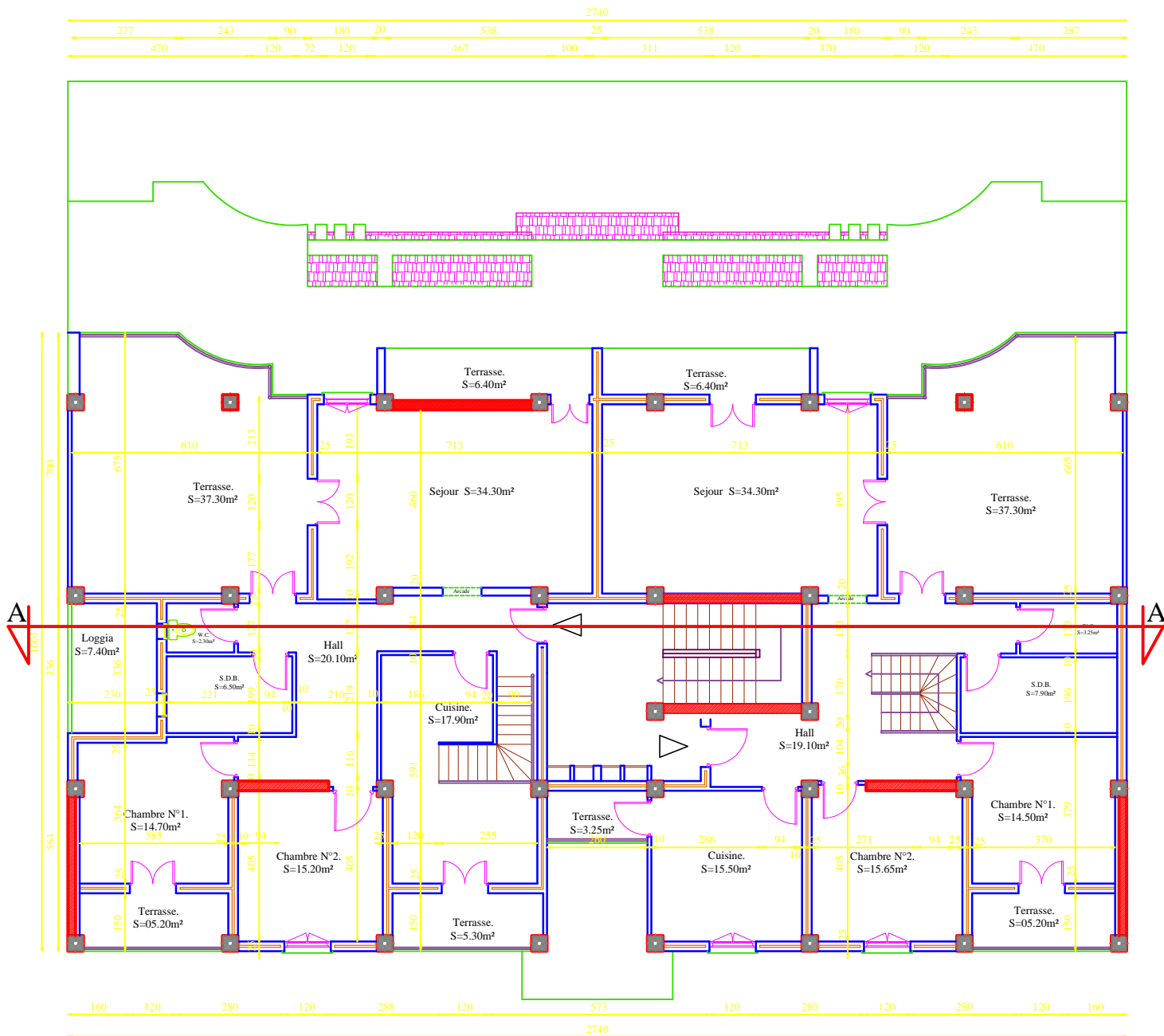


PLAN ETAGE DE SERVICE
ECH: 1/50

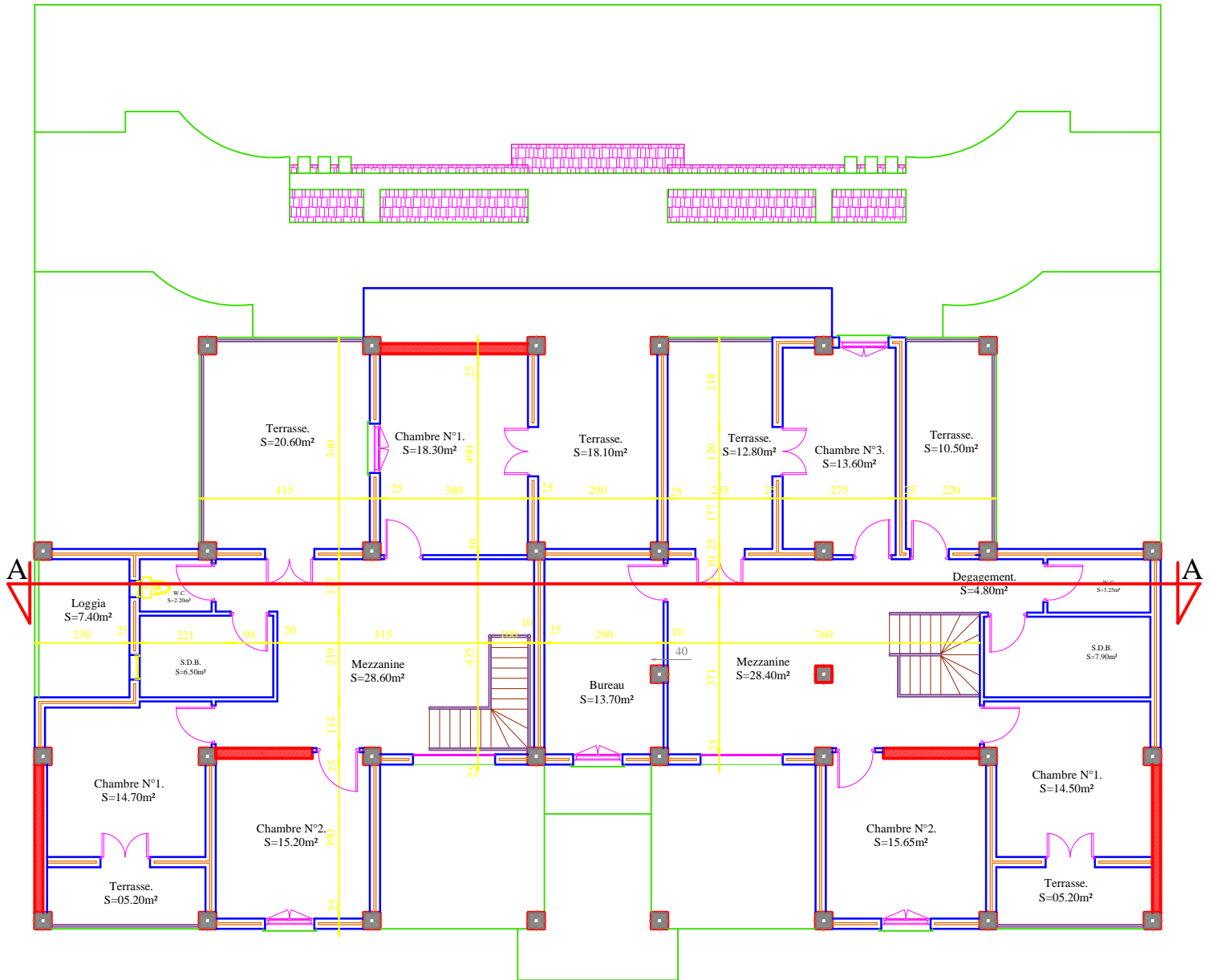




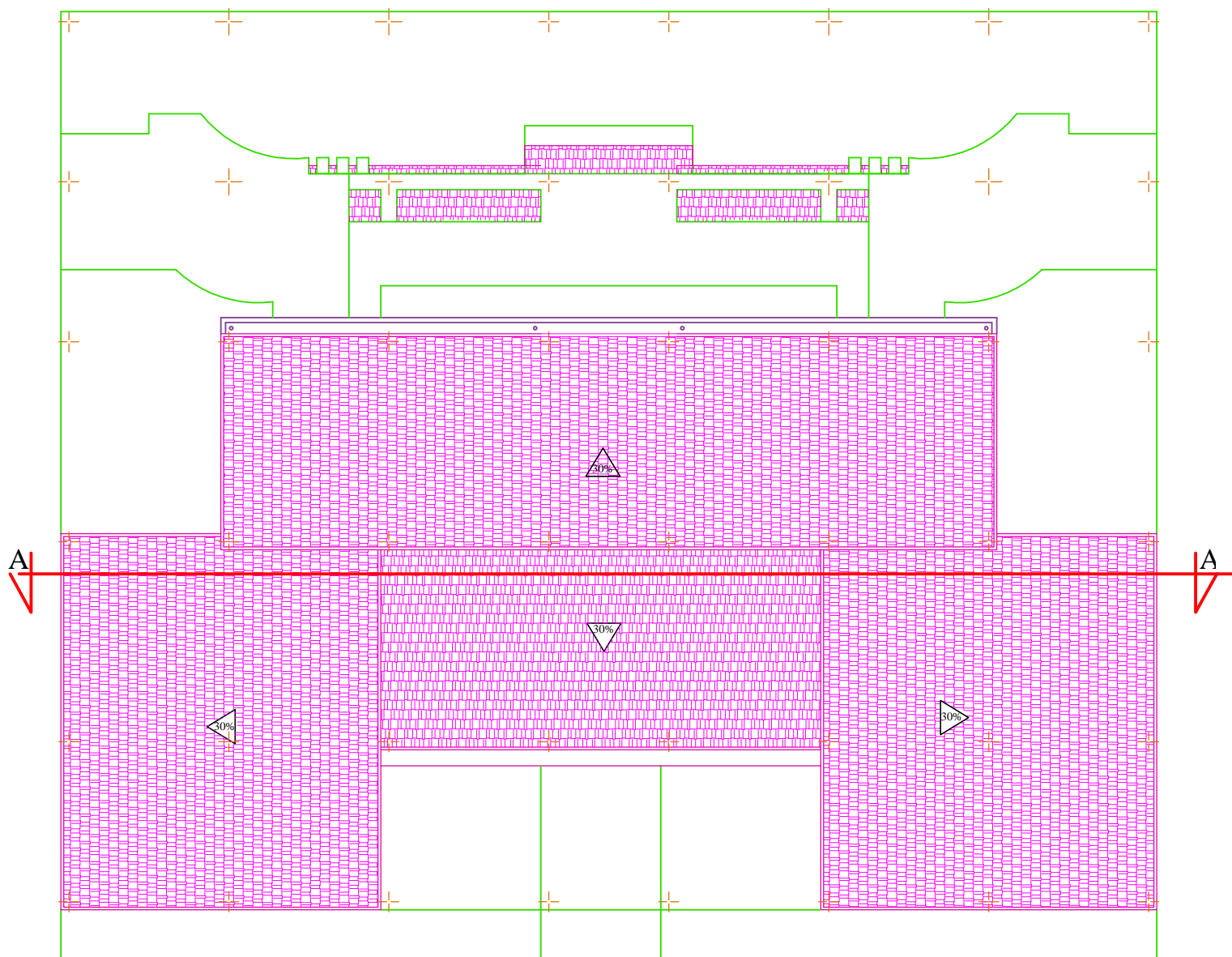
PLAN DU 6 eme ETAGE
ECH: 1/50



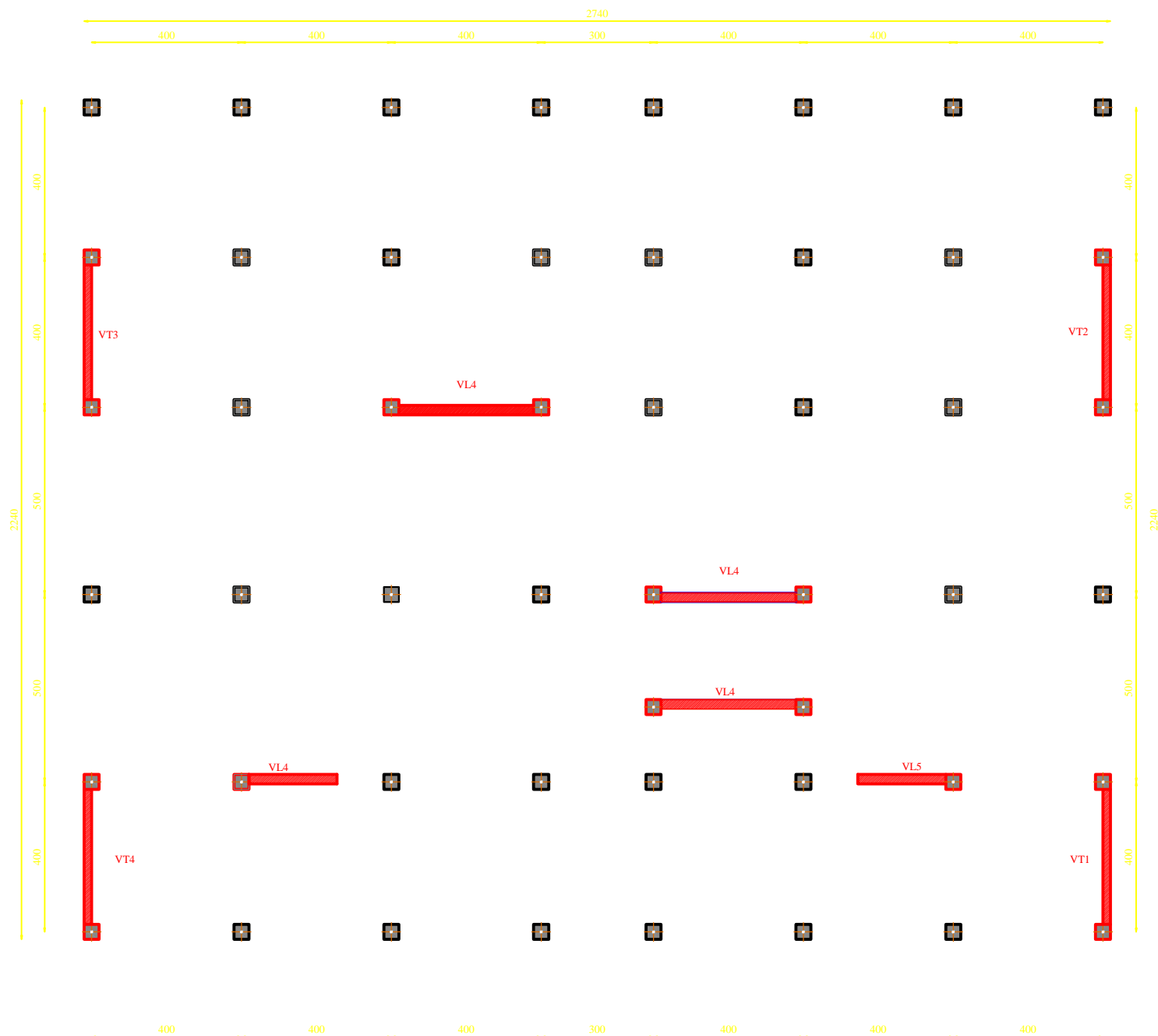
PLAN DU 7^{eme} ETAGE
ECH: 1/50



PLAN DU GRENIER
ECH. 1/50

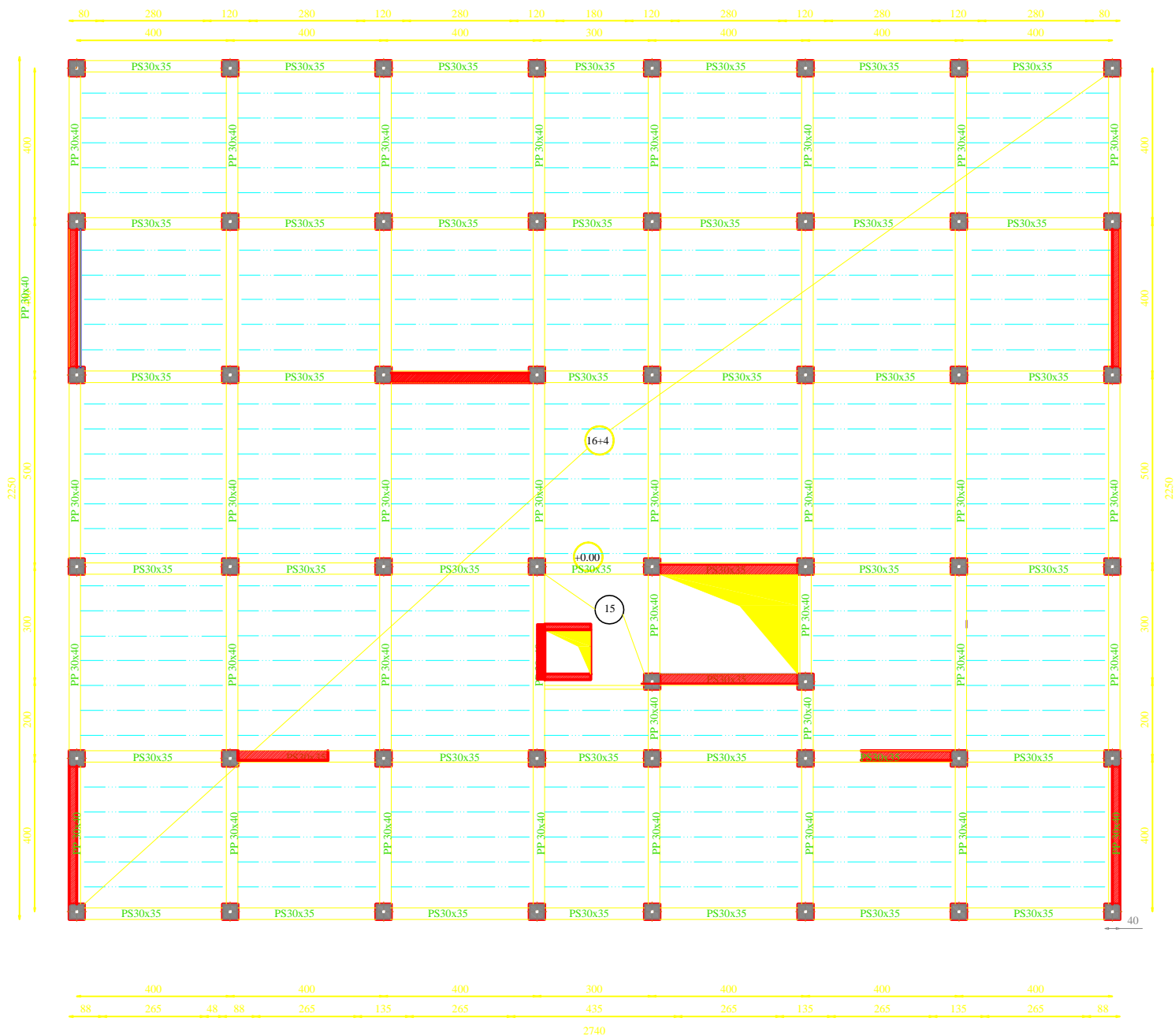


PLAN DE TOITURE
ECH: 1/50

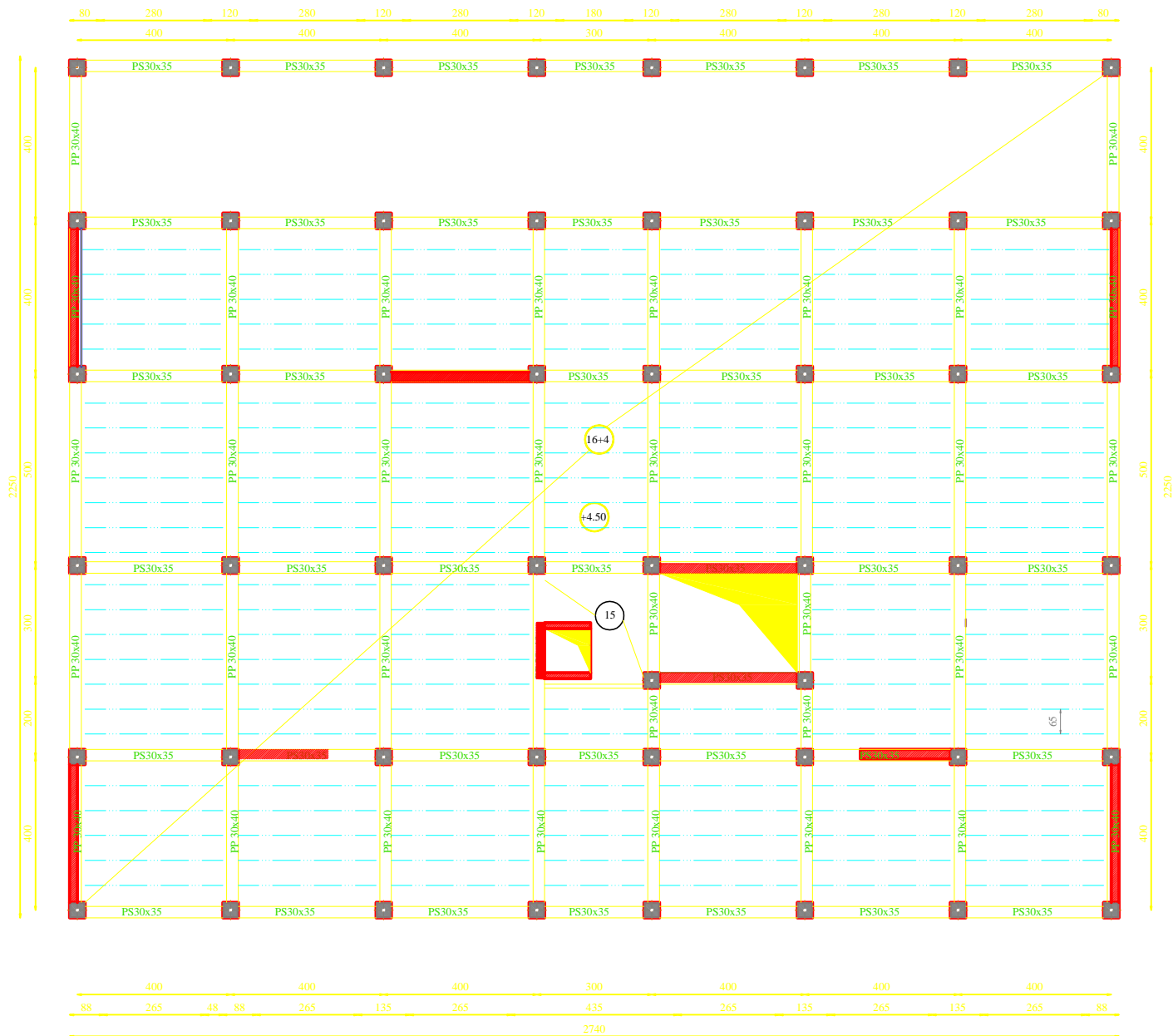


PLAN DE DISPOSITION DES VOIES

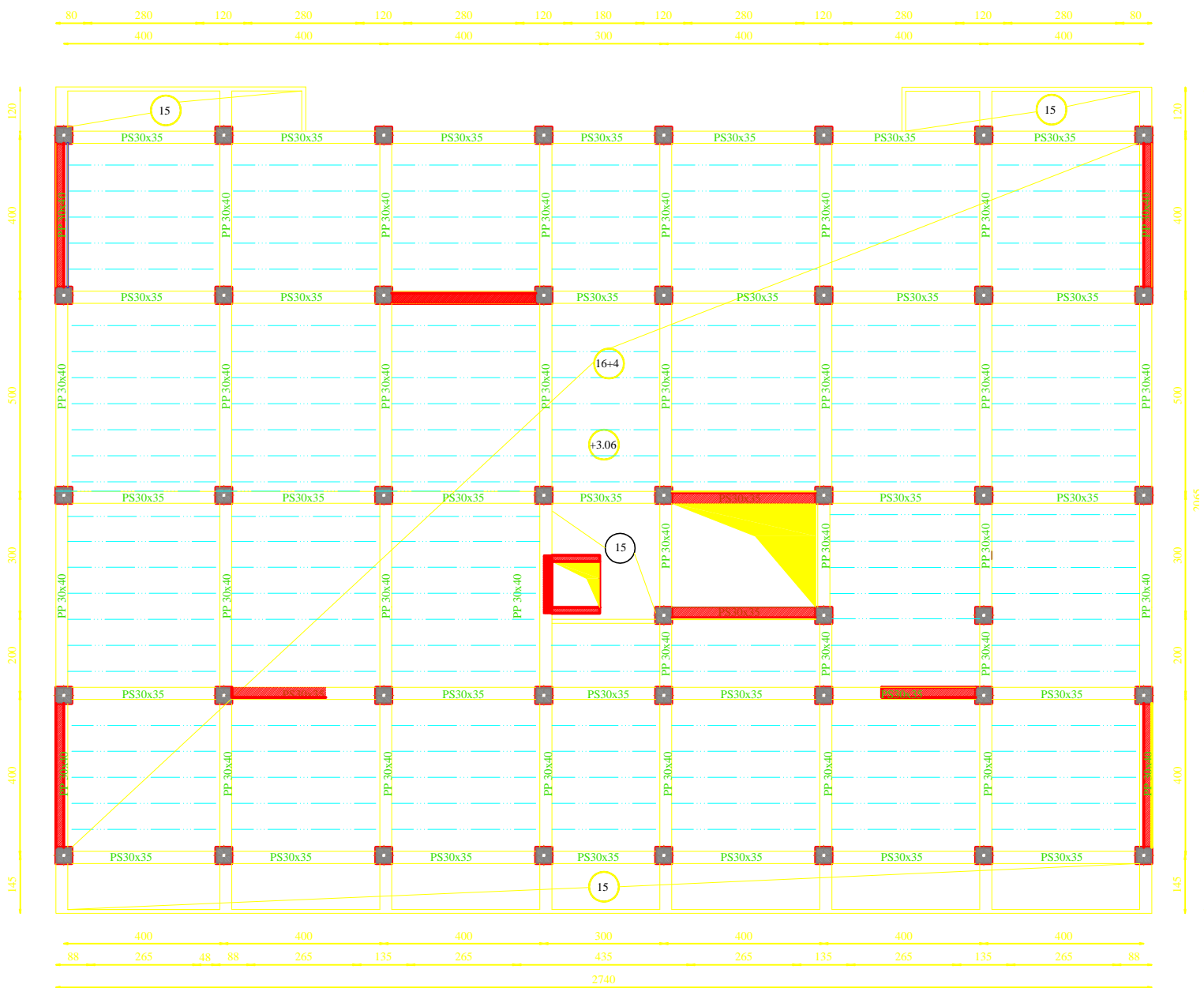
ECH: 1/50



PLAN DE COFFRAGE DU S-SOL ECH: 1/50



PLAN DE COFFRAGE DE R.D.C ECH: 1/50



PLAN DE COFFRAGE D'ETAGE COURANT: 1/50

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction :

Ce premier chapitre comporte essentiellement des définitions, en l'occurrence, la présentation globale de l'ouvrage, ces caractéristiques géométriques, la zone d'implantation, les éléments constitutants et leurs caractéristiques, la réglementation utilisée et les caractéristiques des matériaux employés.

I-1 Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+8+ un comble) avec un sous sol à usage d'habitation, commercial et de service. Cet ouvrage sera implanté sur une parcelle parallèle à la RN12 à Boukhalfa ; la Commune de TIZI OUZOU; Willaya de TIZI-OUZOU qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

L'assiette du terrain sur laquelle est prévu ce projet est d'une superficie de : **1176,88 m²**, l'entrée principale se fera du côté : NORD

Délimitée dans son ensemble :

Nord : Route menant à la zone des dépôts.

Sud: Route menant à la RN 12.

Ouest: Propriété privée

EST: Propriété privée.

Ce bâtiment est composé :

- ❖ d'un sous sols à usage commercial.
- ❖ d'un RDC à usage commercial.
- ❖ d'un étage de service.
- ❖ de sept (07) étages à usage d'habitation.
- ❖ d'un comble
- ❖ de (03) cages d'escalier.
- ❖ d'une (01) cage d'ascenseur.
- ❖ Une (01) charpente en bois.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur a savoir :

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.
- Le CBA 93.

I-2 Les caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les plans d'architecture de notre bâtiment indiquent les dimensions suivantes:

- Longueur totale : **27,40 m.**
- Largueur totale : **22,40 m.**
- Hauteur du sous sol : **3,06 m**
- Hauteur du rez-de-chaussée : **4,50 m.**
- Hauteur de l'étage de service : **3,06 m**
- Hauteur des étages courants : **3,06 m.**
- Hauteur totale du bâtiment : **33,78m.**
- Hauteur totale du bâtiment y compris le sous sol : **36,84m.**
- La pente de la toiture : **16,70°.**

I-3- Les éléments composants de la superstructure :**a- L'ossature :**

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

- ✓ Contreventement par portiques : C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.
- ✓ Contreventement par voiles : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent à la fondation.

b- Les planchers :

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

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

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

1- Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

2- Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ainsi qu'au niveau de la salle machine et aux niveaux des balcons.

c- Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte trois cages d'escaliers de différents types d'escalier desservant la totalité des niveaux.

- Une cage d'escalier de différent type :
 - ✓ Un escalier balancé à deux quartiers tournants permet de passer de RDC vers l'étage de service.
 - ✓ Un escalier droit permet de passer de sous sol au RDC et d'étage de service aux étages courants à travers (2) volés.

Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

- Deux cages d'escaliers de différents types qui permettent de passer de (08) étage vers le comble :
 - ✓ Un escalier balancé à un quartier tournant.
 - ✓ Un escalier balancé à deux quartiers tournants.

Ceux-ci seront préfabriqués en bois.

d- L'ascenseur :

Notre immeuble comporte un ascenseur installé dans une cage d'ascenseur réalisée en voiles coulées sur place, munie d'une dalle pleine supportant la machine.

e- La maçonnerie :

Les murs de notre structure seront réalisés en maçonnerie rigide.

On distingue deux types de murs:

- **Les murs extérieurs** : réalisés en double cloisons avec de la briques creuses de 10cm d'épaisseur (12 trous), séparées avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs** : constitués d'une seule cloison, et ils sont aussi réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

f- Les revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eaux et les locaux humides

g- Le coffrage :

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

h- La toiture :

La toiture est une charpente en bois constituée d'un assemblage de pannes, de chevrons, de liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement formant plusieurs versants inclinés de différent niveau d'un angle $16,70^\circ$

i- Les fondations :

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol.

Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage

I-4 La réglementation :

L'étude de présent ouvrage sera menée suivant les réglementations suivantes :

Document technique réglementaire DTR.- B.C.2.2 :

C'est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, de leurs modes d'évaluation, et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):

C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91) :

C'est des règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m³ de béton mis en œuvre.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments cour

I-5 Définition d'un état limite : (CBA 93 – chapitre A-4).

On appelle un état limite, un état particulier, au-delà duquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue.

On distingue :

❖ **Les états limite ultime (ELU) :**

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à la limite de :

- l'équilibre statique.
- la résistance des matériaux : concerne le non rupture des différents éléments de l'ouvrage
- la stabilité de forme.

❖ **Etats limites de service (ELS) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites. Ils correspondent à

- L'état limite d'ouverture des fissures.
- L'état limite de déformation.

I-6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, à savoir le béton, l'acier, le mortier, le carrelage, la brique, qui doivent tous satisfaire la réglementation en vigueur :

I-6-1 Le béton :

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange intime de ciment, de granulats, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton. La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL91** (modifié **99**) et du **RPA99** (Version **2003**).

A titre indicatif le dosage courant par 1 m^3 est comme suit :

✦ Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :

-Gravillons : 800 l

-Sable : 400 l

✦ Ciment : 350 kg/m^3

✦ Eau de gâchage : 175 l

Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5

a- La résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

La valeur de la résistance caractéristique à la compression du béton est fixée à priori, compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge j est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré.

On admet en première approximation que pour $j \geq 28$ jours, la résistance du béton est donnée par les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{CBA 93 - A.2.1.1.1}).$$

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

En cours de la réalisation, la résistance caractéristique à la compression du béton employé est vérifiée généralement par des essais (n essais) de compression axiale effectuée sur des éprouvettes normalisées ayant pour dimensions 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Les principales étapes de l'essai sont :

$$\text{La valeur moyenne de résistance : } \bar{f}_c = \frac{\sum_{i=1}^n f_{cj}}{n}$$

L'écart type qui caractérise la dispersion des résultats :
$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - \overline{f_c})^2}{n-1}}$$

La résistance caractéristique :
$$f_{c28} = \overline{f_c} - k.S$$

Les valeurs de k sont données dans le tableau :

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
K	2,33	1,64	1,28	0,80	0

Pour : J > 28 jours :

$f_{cj} = 1.10 f_{c28}$ (MPa) pour $f_{c28} \geq 40$ MPa (CBA 93 – A.2.1.1.1).

Pour notre cas : **$f_{c28} = 25$ MPa.**

b- La contrainte limite du béton à la compression à l'ELU :

Elle est donnée par la formule :
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91/Art 4.3, 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles (séisme).

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables (ELU).

$\theta = 1$: La durée probable d'application de la combinaison est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$: La durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: La durée est inférieure à 1 heure.

Pour : J = 28 jours et en situation courante :

- $\theta = 1$ $\gamma_b = 1.5$ $f_{c28} = 25$ MPa

- $\gamma_b = 1.5$ en situation courante : $f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle : $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$.

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

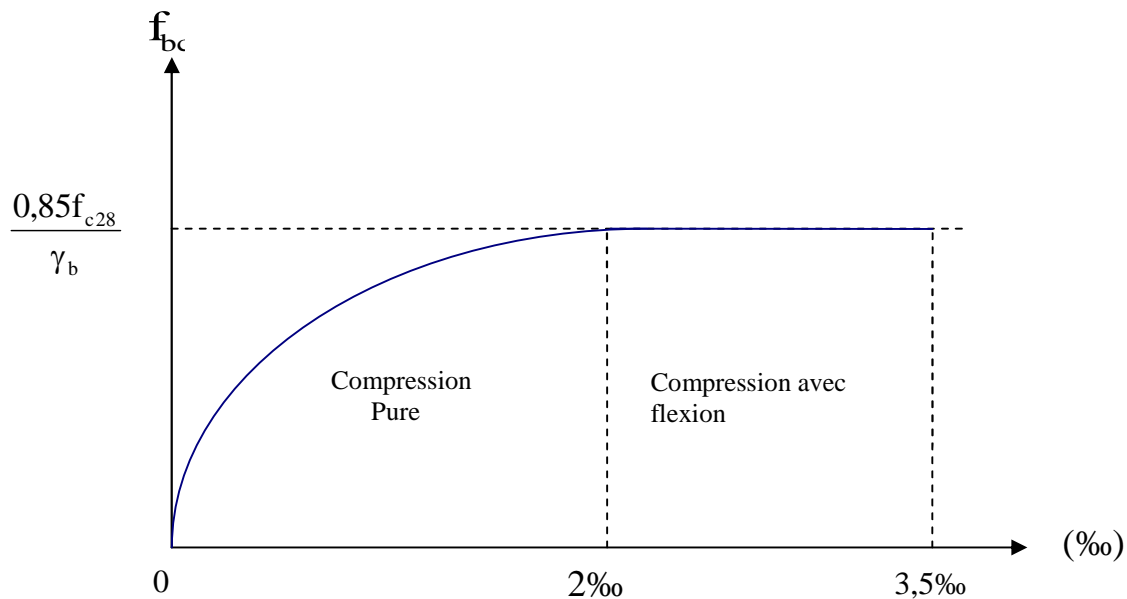


Figure I-1 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELU.

Pour :

- 0 $\leq \epsilon_{bc} \leq 2‰$ il s'agit d'une compression pure avec (ϵ_{bc} raccourcissement du béton)
- $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$ il s'agit d'une compression avec flexion.

En compression pure les déformations relatives du béton sont limitées à 2 ‰.

Le béton qu'on utilise dans la réalisation de notre ouvrage a donc pour contrainte limite à la compression à l'ELU, la valeur : $\bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$

c- La contrainte limite du béton à la compression à l'ELS:

Elle est donnée par la formule : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ (BAEL 91/Art 4.3, 52)

Au 28^{ème} jour : $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

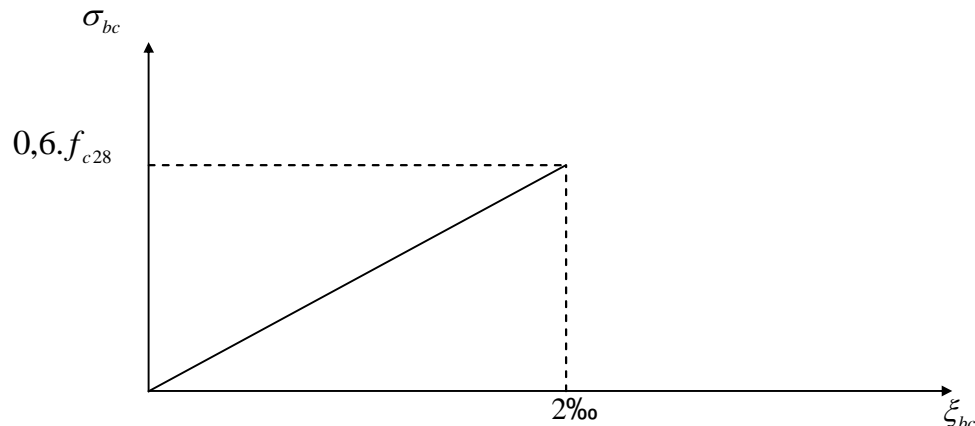


Figure I-2 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELS.

Pour notre béton, on aura donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

d- La résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

Elle est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \dots\dots\dots (\text{CBA 93 - A.2.1, 12})$$

Cette formule est valable pour les bétons dont la résistance à la compression est inférieure à 60 MPa.

Dans le cas de notre béton, à 28 jours : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

e- Modules de déformation du béton :

Par définition le module d'élasticité est le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, nous distinguons deux types :

1- Module de déformation longitudinale :

- **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000.(f_{cj})^{1/3} [MPa] \quad \dots\dots (\text{BAEL 91/Art A.2.1, 21})$$

$$j = 28 \quad E_{i28} = 3,216 \times 10^4 [MPa]$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_{vj} = 3700.(f_{cj})^{1/3} [MPa] \quad \dots\dots\dots (\text{CBA 93 - A.2.1.2.2}).$$

$$j = 28 \quad E_{vj} = 1,082 \times 10^4 [MPa]$$

2-Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{CBA 93 - A.2.1.3})$$

avec : ν : Coefficient de poisson

E : module de Young

- **Coefficient de poisson (ART/A.2.1.3 BAEL91)**

C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales, il sera pris à :

$$\left(\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right)$$

$\Delta d/d$: Déformation relative transversale

$\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale

✓ $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (béton fissuré)

✓ $\nu = 0$ à l'état limite ultime (béton non fissuré)

f- La contrainte limite ultime de cisaillement (contrainte tangentielle) :

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

la formule : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$ (BAEL 91 / Art A.5.1, 1)

V_u : La valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

b, d : La largeur et hauteur utile de la section.

$\tau_u = \min [0,13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min [0,10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.

g- Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

h- Le dosage :

Le laboratoire de contrôle est chargé de trouver la composition du béton qui atteint une résistance caractéristique de 25MPa à l'âge de 28 jours.

I-6-2- Les aciers :

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0.08% et 1.67% .Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle et de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité et ils sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface

Pour la réalisation de notre ouvrage, on aura besoin de deux types d'aciers illustrés dans le tableau suivant :

Type d'acier.	Nomination.	Symbole.	Limite d'élasticité f_e [Mpa]	Résistance à la rupture	Coefficient de fissuration.	Coefficient de scellement.
Aciers en barres	Haute adhérence feE 400.	HA	400	480	1,6	1,5
Aciers en treilles.	Treilles soudé lisses TL 520	TS	520	550	1,3	1

Tableau I-1 : Les caractéristiques des aciers employés.**a- Le module d'élasticité longitudinal (module de YOUNG) :**

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

Le module d'élasticité longitudinal E_s est pris égal à :

$E_s=2,105 \text{ MPa}$. (Art -2.2.1, BAEL 91).

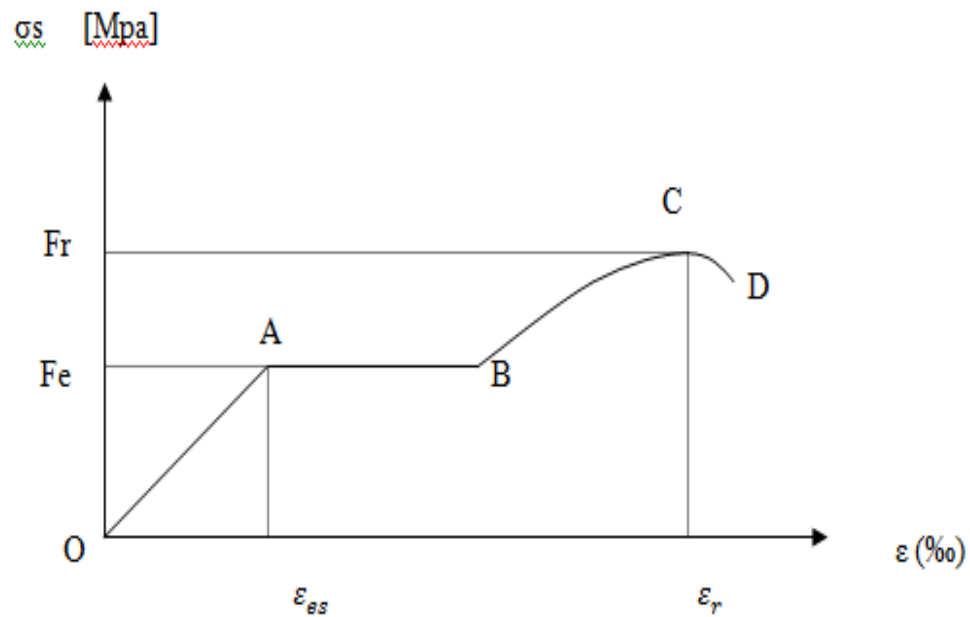
b- Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson pour les aciers est pris égal à **0,3**.

c- Diagramme contraintes-déformations:

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :



Figures I-3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e / \gamma_s}{E_s}$$

$$\text{si } \epsilon_s \leq \epsilon_{es} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

$$\text{si } \epsilon_{es} \leq \epsilon_s \leq 10 \text{ ‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

Fr : Résistance à la rupture.

Fe : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement relatif correspondant à la rupture.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AB : Domaine de ductilité.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

d- Les contraintes limites de l'acier :

- **A l'état limite ultime (ELU) :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 Art A.4.3.2})$$

γ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ en situations courantes.

$\gamma_s = 1,00$ en situations accidentelles.

$\gamma_s = 348 \text{ MPa}$ pour les HA.

- **A l'état limite de service (ELS) :**

Pour les vérifications des contraintes à l'état limite d'ouverture des fissures, on distingue trois cas :

1- Fissuration peu nuisible : Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation)

2- Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} \dots\dots (\text{BAEL91 / Art A.4.5, 34})$$

3- Fissuration très préjudiciable : les éléments supposés être exposés aux milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{\eta}{3} \cdot f_e ; (90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ti}}) \right] \dots\dots\dots (\text{BAEL91 / Art A.4.5, 34})$$

η : Coefficient de fissuration dont les valeurs sont définies dans le tableau I-1 :

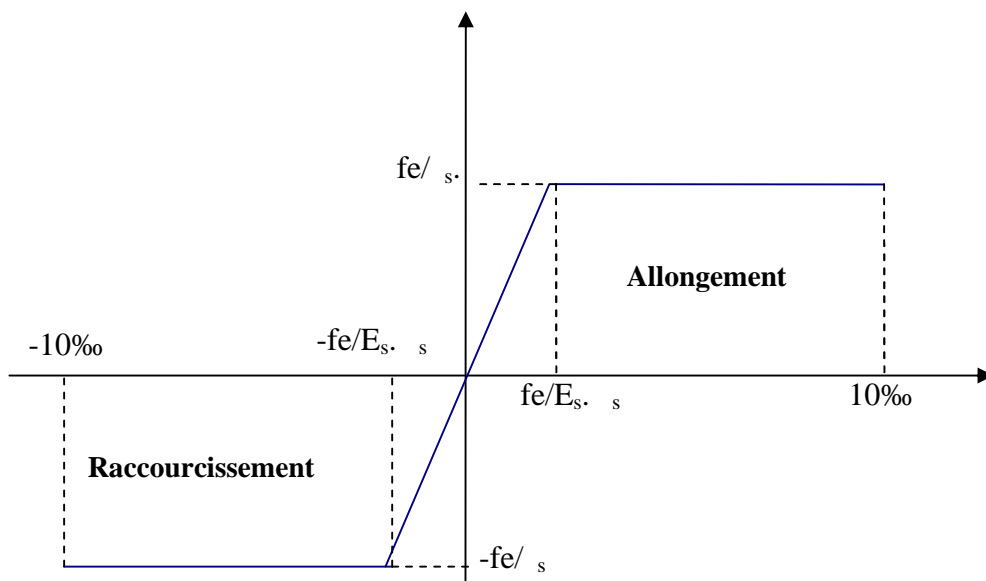
$\eta = 1$: Pour les aciers doux (RL).

$\eta = 1,6$: Pour les aciers à haute adhérence (HA).

$\eta = 1,3$: Pour les treilles soudés (T.S).

e- Diagrammes de contraintes -déformation de calcul : (CBA 93 - A.2.2.2)

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :



Figures I-4 : Diagramme de contraintes-déformations des aciers.

s : contrainte limite de déformation de l'acier

fe : nuance de l'acier

Es : module d'élasticité longitudinale

s : coefficient de sécurité

f- Protection des armatures : (art A.7.2BAEL 91)

Pour avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressif, on doit veiller que l'enrobage (c) des armatures soit :

- **C 5 cm** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux brouillards ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C 3 cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)
- **C 1 cm** : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Alors pour notre cas on va prendre :

- ✓ Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **C=3cm**.
- ✓ Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre **C=2cm**.

g- Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\phi_l \leq h/10$.

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; \phi_l ; b_0/10).$$

b_0 : Largeur de l'âme.

I-7 Les surcharges d'exploitation "Q" :

Les charges d'exploitation résultent de l'usage des locaux ; elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes. Leurs valeurs sont fonction :

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.
- Des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types des charges.
- De leur mode de prise en compte.

Nature de la surcharge	Valeur en (KN/m ²)
- Logements.	1,5
- Balcons.	3,5
- Escaliers.	2,5
- Couverture sur charpente (charges d'entretien).	1,0 KN tous les 1/3 et 2/3 des portées.
- Main courante escalier.	1,0 KN/m
- Main courante balcon.	0,60 KN/m

Tableau I-2 : Les surcharges d'exploitation "Q" :**I-8 Les charges permanentes "G" :**

L'ensemble des charges permanentes comprend les poids des éléments porteurs, les cloisons, les revêtements, les escaliers, la toiture ; leurs valeurs sont tirées à partir du DTR B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation)

Matériau	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
- Acier	78,5	-
- Béton non armé	22	-
- Béton armé	25	-
- Maçonnerie en briques creuses (10cm).	-	0,90
- maçonnerie en briques creuses (15cm)		1,35
- Maçonnerie en briques creuses (20cm).	-	1,80

-Blocs de liège (4 cm).	-	0,16
- Enduit en plâtre (1 cm).	-	0,10
- Enduit au mortier de ciment (1cm).	-	0,18
-Dalle pleine en béton armé (par cm).	-	0,25
-Plancher nervuré à poutrelles préfabriquées avec entrevous en béton (entraxe 60cm) montage avec table de compression (16+4) cm.	-	2,80
- Chape en mortier de ciment (par cm).	-	0,18
-Carrelages scellés, y compris la couche du mortier de pose de 2cm.	-	0,85
- Couverture en tuiles.	-	0,45
- Feutre bitume type (36 S) en 3couches (2cm).	-	0,12
- Papier kraft avec gravier roulée (4cm).	-	0,50
- Sable (par cm).	-	0,18

Tableau I-3 : Les charges permanentes "G"**Conclusion :**

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

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. Ce pré- dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure. Il sera fait selon les règles technique algérien (**CBA93** et le **RPA 99**) et le **BAEL** ; dont le but d'arriver à déterminer des épaisseurs économique afin d'éviter un sur coût d'acier et du béton.

II-1-Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II-1-1 Planchers en corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que ceux la occasionnerons aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui même.

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

h_t : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.

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

$$L_{\max} = L - 0,30$$

L : La plus grande portée entre axes des poteaux.

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

$$(L = 4,00 m) \Rightarrow (L_{\max} = 4,40 - 0,30 = 3,70 m)$$

Donc :

$$h_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44 cm.$$

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

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

16cm : étant la hauteur du corps creux.

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

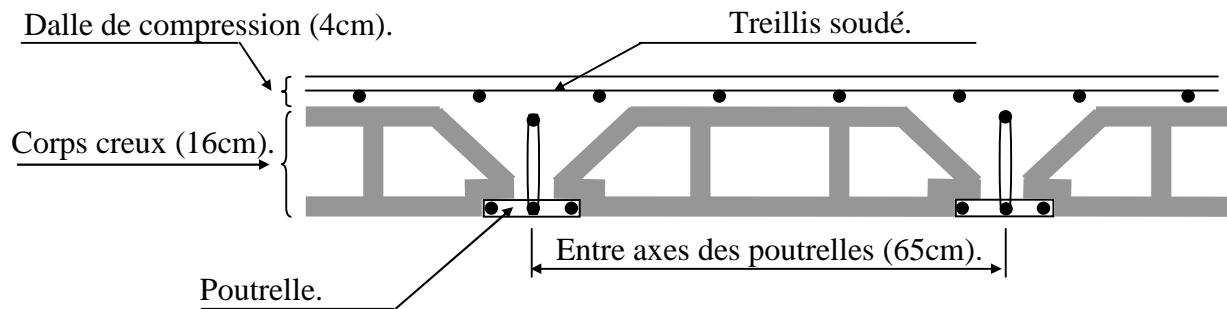


Figure II-1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

II-1-2 Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui reposent sur 2, 3 ou 4 appuis, ce type d'élément travaille essentiellement en flexion.

Leur pré dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

Pour notre bâtiment, on aura à réaliser une dalle pleine au niveau de la salle machine qui prend appui sur quatre (04) côtés, et celle de panneau de dalle dont est placée la cage d'ascenseur et au niveau des balcons.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

Ses dimensions (la résistance à la flexion).

La résistance au feu.

L'isolation acoustique.

La condition de flèche.

• **La résistance au feu :**

- $e=7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e=11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e=17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Pour deux (02) heures d'exposition au feu, et pour une meilleure sécurité, l'épaisseur de la dalle pleine doit être au moins de 11 cm.

• **L'isolation acoustique :**

Selon les règles « CBA93 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

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

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

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

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$\text{On a : } (M_{DP} = \rho_{\text{béton}} \times e_p) \Rightarrow \left(e_p = \frac{M_{DP}}{\rho_{\text{béton}}} \right)$$

$$\underline{\text{A.N}} \quad \left(e_p = \frac{350}{2500} \right) \Rightarrow (e_p = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm})$$

On adopte une épaisseur de : $e = 15$ cm.

• **Résistance a la flexion :**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35$ e $L_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50$ e $L_x/40$

L_x étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 3 appuis ont une portée L_x égale à 2,60m.

On aura donc : $(2,70/50)$ m e $(2,70/40)$ m

Soit : 5,4 cm e 6,75 cm donc : On prend $e = 6$ cm

1- Condition de flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$f_{\max} < L_{\max} / 500$; si la portée L est au plus égale à 5m.

$f_{\max} < 0,5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000$; si la portée L est supérieure à 5 m.

Selon : (CBA93 : B65.3).

f_{\max} : La flèche maximum a le calculée pour une poutre encastree a ses extrémités

Le calcul RDM nous donne : $f_{\max} = 5q L_x^4 / 384 EI$

$$5 \times q \times L_x^4 / 384 EI \quad L_x / 500 \quad \text{avec : } I = b \times e^3 / 12$$

$$\text{D'où : } e = \sqrt[3]{(3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3) / (384 \cdot E \cdot b)}$$

Dans notre cas : $L_{\max} = 270 \text{ cm}$

Pour ce faire en considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$ et est supposée encastree à ses deux extrémités m avec une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

Les charges revenantes à celle-ci sont les suivantes :

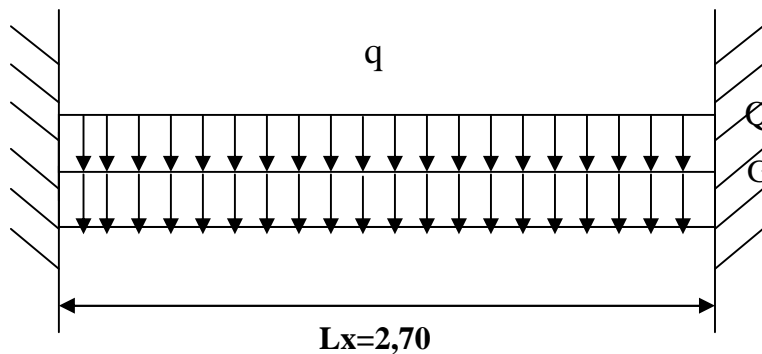


Figure II-2 : charge de la dalle

Poids propre : $G = 2500 \times e \times 1 = 375 \text{ kg/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 150 \text{ kg/ml}$

$q = G + Q = 525 \text{ kg/m}$

$$\left. \begin{aligned} f_{\max} &= \frac{5ql^4}{384EI} \quad , \quad \bar{f} = \frac{l}{500} \\ I &= \frac{be^3}{12} \\ E &= 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e = \sqrt[3]{\frac{30000 \cdot q \cdot l^3}{384bE}} \Rightarrow e = 6,30 \text{ cm}$$

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

Finalement l'épaisseur à retenir doit être : $e = \max (11 ; 15 ; 6 ; 15)$

Donc : $e = 15 \text{ cm}$.

• **La condition du RPA :**

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 12 cm

Conclusion :

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessus, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur ($e_p = 15 \text{ cm}$).

II-2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Leur pré dimensionnement est donné par les relations suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \\ 0,4.h_p \geq b_p \geq 0,7.h_p \end{array} \right\} \dots\dots\dots \textbf{(BAEL 91)}$$

Ainsi que le RPA 99 modifié en 2003, exige que les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (IIa) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \textbf{(RPA 99 / Art 7.5.1)}$$

h_p : La hauteur de la poutre.

b_p : La largeur de la poutre.

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

a- Les poutres principales (PP) :

Ce sont les poutres qui supportent les poutrelles, du fait qu'elles sont disposées perpendiculairement aux sens de ces dernières :

On a : $L_{pp} = 5,00 - 0,30 = 4,70 \text{ m}$

❖ **La hauteur :**

$$\left(\frac{470}{15} \leq h_p \leq \frac{470}{10} \right) \Rightarrow (31,33 \leq h_p \leq 47,0 \text{ cm})$$

On prend : $h_{pp} = 40 \text{ cm}$

❖ **La largeur :**

$$(0,4 \times 40 \leq b_{pp} \leq 0,7 \times 40) \Rightarrow (16 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 28 \text{ cm}).$$

On prend : $b_{pp} = 30 \text{ cm}$

Donc : la section des poutres principales adoptée est : **30X40**

❖ **Vérification des exigences du RPA 99 :**

$$h_{pp} = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b_{pp} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{pp}}{b_{pp}} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Les poutres secondaires (PS) :

$$L_{ps} = 4,00 - 0,30 = 3,70 \text{ m}$$

❖ **La hauteur :** $\left(\frac{370}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{370}{10} \right) \Rightarrow (24,66 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 37,00 \text{ cm})$

On prend : $h_{ps} = 35 \text{ cm}$

❖ **La largeur :** $(0,4 \times 35 \leq b_{ps} \leq 0,7 \times 35) \Rightarrow (14 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 24,5 \text{ cm})$

On prend : $b_{ps} = 30 \text{ cm}$

Donc : la section des poutres secondaires adoptée est : **30X35**

❖ **Vérifications des exigences du RPA 99 :**

$$h_{ps} = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b_{ps} = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{ps}}{b_{ps}} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c- Les poutres obliques (PO) :

$$L_{po} = \frac{4,00 - 0,25}{\cos 16,7} = 3,92 \text{ m}$$

$$\text{❖ La hauteur : } \left(\frac{392}{15} \leq h_{po} \leq \frac{392}{10} \right) \Rightarrow (26,13 \text{ cm} \leq h_{po} \leq 39,20 \text{ cm})$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

$$\text{❖ La largeur : } (0,4 \times 35 \leq b_{po} \leq 0,7 \times 35) \Rightarrow (14 \text{ cm} \leq b_{po} \leq 24,5 \text{ cm})$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$

Donc : la section des poutres obliques adoptée est : **25X35**

❖ Vérifications des exigences du RPA 99 :

$$h_{ps} = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b_{ps} = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_{po}}{b_{po}} = \frac{35}{25} = 1,40 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

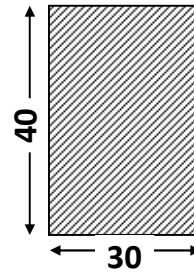
Remarque :

Pendant l'adoption des dimensions des éléments et en particulier dans le cas des poutres, il est nécessaire de penser à d'autres aspects tels que l'architecture et la facilité d'exécution dont la réalisation des coffrages.

• Les poutres principales :

La hauteur (h_{pp}) : 40cm

La largeur (b_{pp}) : 30cm

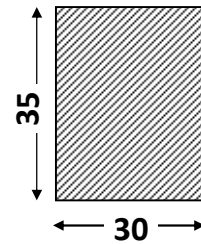


Poutres principales

• Les poutres secondaires :

La hauteur (h_{ps}) : 35cm

La largeur (b_{ps}) : 30cm

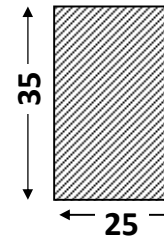


Poutres secondaires

2- Les poutres obliques :

La hauteur (h_{po}) : 35cm

La largeur (b_{po}) : 25cm



Poutres secondaires

Figure II-3 : Coupes verticales dans les poutres.

II-3- Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS, en compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

En supposant que le béton seul reprend l'effort normal.

La section (B) du poteau est donnée par la condition ci-dessous :

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \dots\dots\dots \text{(CBA93)}$$

N_s : L'effort normal de compression agissant sur le poteau le plus sollicité ; il sera déterminé par la descente de charges avec $N_s=G+Q$.

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible à la compression du béton à l'ELS: $\bar{\sigma}_{bc}=0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

B : La section du poteau le plus sollicité.

Ainsi que, le RPA 99 (modifié en 2003) exige que les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions ci-dessous :

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

b_1 : Le petit coté de la section.

h_1 : Le grand coté de la section.

h_e : La hauteur d'étage.

A- Surface d'influence :

1- Le plancher :

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (C-3). La surface qui lui revient vaut :

$$S_t = S1 + S2 + S3 + S4$$

On a :

$$S1 = S2 = S3 = S4 = S$$

Donc :

$$S_t = 4S = 4(2,35 \times 1,85) = 17,39 \text{ m}^2$$

$$S_t = 17,39 \text{ m}^2$$

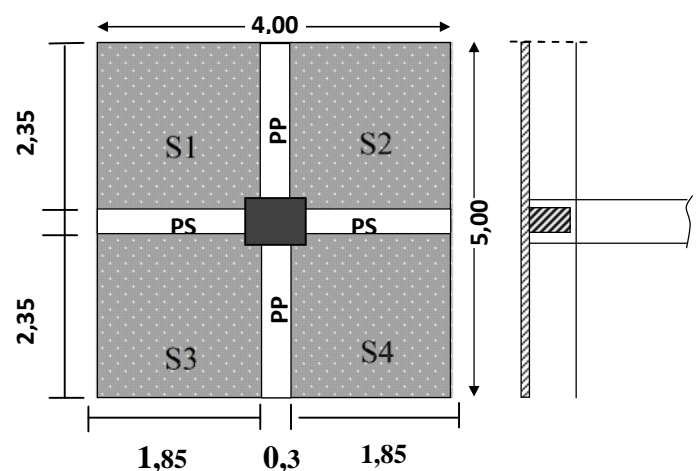


Figure II -4 : Représentation de la surface revenante au poteau (C-3).

2- La Toiture :

Elle se compose de quatre versants inclinés de niveaux différents.

Le calcul des angles d'inclinaisons se fait comme suit :

$$\text{La pente } 30\% \implies = \arctan 0,30 = 16,7^\circ$$

$$= 16,7^\circ$$

Le calcul de la surface de la toiture inclinée S_t se fait comme suit :

$$S_t = S_{t1} + S_{t2} + S_{t3} + S_{t4}$$

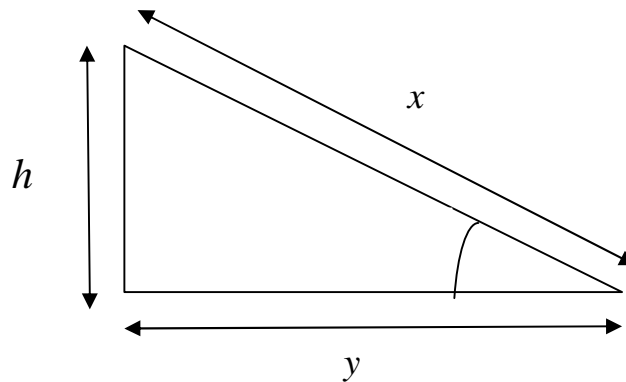


Figure II-5 : Schéma de calcul de la surface d'influence de la toiture

Calcul de x :

$$x = y / \cos \alpha$$

y : portée de la travée BC

h : hauteur du poteau au niveau de la charpente

α : angle d'inclinaison (la même pour tous les versant)

$$S_t = x \times L$$

➤ **Le 1^{er} versant :**

$$x_1 = (4,7/2) / \cos[16,7^\circ] = 2,45 m$$

$$x_1 = 2,45 m$$

$$L_1 = 1,85 m$$

$$S_t = 2,45 \times 1,85 = 4,53 m^2$$

$$S_{t1} = 4,53 m^2$$

➤ **Le 2^{ème} versant :**

$$S_{t2} = S_{t1}$$

$$S_{t2} = 4,53 \, m^2$$

➤ **Le 3^{ème} versant 3 :**

$$x_3 = (3,7/2) / \cos[16,7^\circ] = 1,93 \, m$$

$$x_3 = 1,93 \, m$$

$$L_3 = 2,35 \, m$$

$$S_{t3} = 1,93 \times 2,35 = 4,53 \, m^2$$

$$S_{t3} = 4,53 \, m^2$$

➤ **Le 4^{ème} versant :**

$$x_4 = x_1$$

$$x_4 = 2,45 \, m$$

$$L_4 = 1,85 \, m$$

$$S_{t4} = 2,45 \times 1,85 = 4,53 \, m^2$$

$$S_{t4} = 4,53 \, m^2$$

Finalement :

La surface de la toiture inclinée S_t est égale :

$$S_t = S_{t1} + S_{t2} + S_{t3} + S_{t4} = 4 \, S$$

$$S_t = 4 \times (4,53) = 18,12 \, m^2$$

$$S_t = 18,12 \, m^2$$

B- Détermination des charges et des surcharges :**i. Charges permanentes :****1- Toiture :**

Il y lieu de tenir compte de l'angle d'inclinaison pour l'évaluation des charges de la toiture : $\cos(16,7) = 0,957$



Madrier(Pannes) : (22,5 x 10,5) : (espacement = 100cm).



Chevron (4,5 x 5,5) : (espacement = 50cm).



Liteau (3 x 3) : (espacement = 32cm).

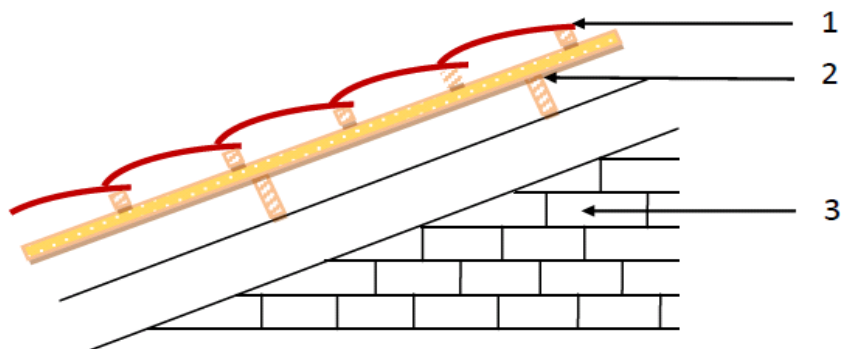


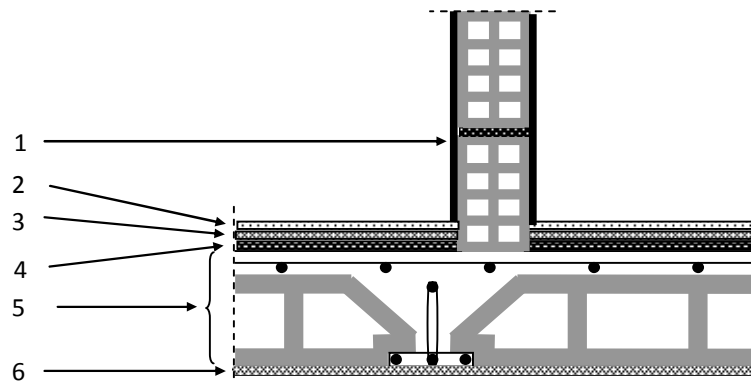
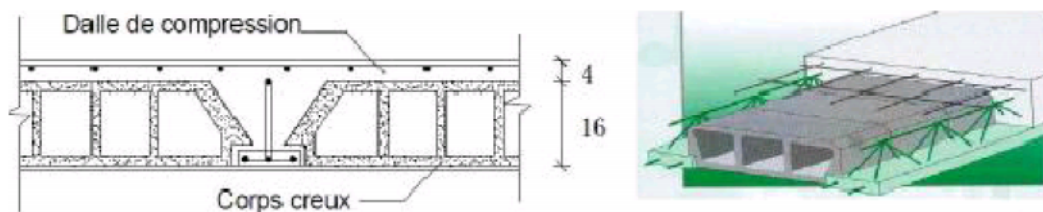
Figure II-6 : Schéma explicatif de la charpente

N°	Composition.	Epaisseur (cm).	G (KN/m ²)
1	Couverture en tuile à emboîtement (linteau compris).	-	0,40
2	Pannes + chevrons + fixation.	-	0,10
			$G_{toiture} = 0,50 \text{ KN/m}^2$

Murs pignons (cloisons) : $G = 0,9 \text{ KN/m}^2$.

Tableau II-1 : Charge permanente de la toiture

2- Plancher d'étage courant (corps creux) :

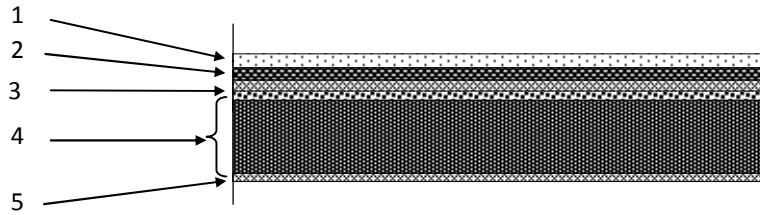
**Figure II-7** : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant.

N°	Composition.	Epaisseur (cm).	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse y compris l'enduit en plâtre.	10	-	0,9
2	Revêtement en carrelage.	2	-	0,40
3	Mortier de pose.	2	20	0,40
4	Couche de sable.	2	18	0,36
5	Plancher en corps creux.	20	-	2,80
6	Enduit en plâtre.	2	10	0,20
				$G_{courant} = 5,06 \text{ KN} / m^2$

Tableau II-2 : Charges permanentes d'un plancher d'étage courant

3- Dalle pleine :

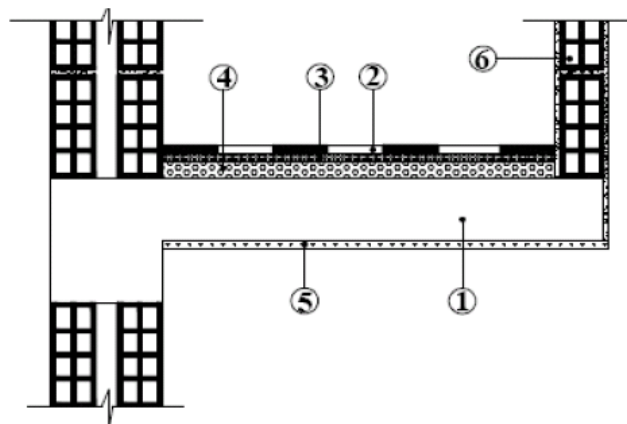
❖ Dalle pleine (étage courant) :

**Figure II-8** : Coupe verticale de la dalle pleine (étage courant).

N°	Composition.	Epaisseur (cm).	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage.	2	-	0,40
2	Mortier de pose.	2	20	0,40
3	Couche de sable.	2	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé.	15	25	3,75
5	Enduit en plâtre.	2	10	0,20
				$G_{DP} = 5,11 \text{ KN} / \text{m}^2$

Tableaux II -3 : charge permanente d'une dalle pleine.

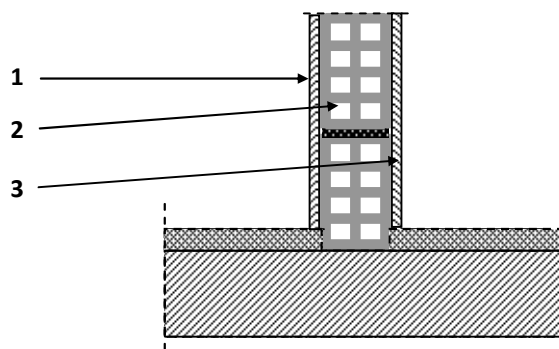
❖ Balcons :

**Figure II-9** : Coupe transversale d'un balcon.

N°	Composition.	Epaisseur (cm).	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
a	Dalles pleine.			
1	Dalle pleine en béton armé.	15	25	3,75
2	Revêtement en carrelage.	2	-	0,40
3	Mortier de pose.	2	20	0,40
4	Couche de sable.	2	18	0,36
5	Enduit en plâtre.	2	10	0,20
b	Garde corps			
6	Maçonnerie en brique creuse.	10	-	0,9
7	Enduit en mortier ciment	2	0,18	0,36
				$G_{Bal} = 6,37 \text{ KN} / \text{m}^2$

Tableau II-4 : Charges permanentes du balcon**4- La maçonnerie : Revêtement en carrelage.**

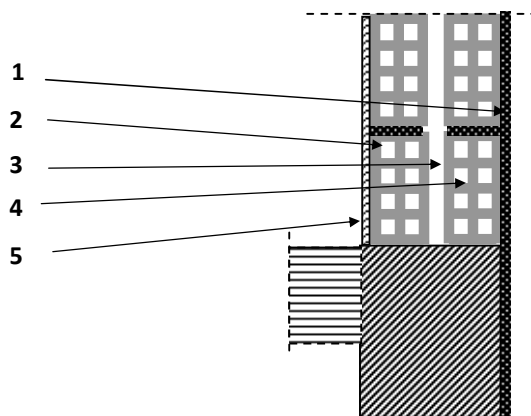
- **Le mur intérieur :**

**Figure II-10 : Coupe verticale dans un mur intérieur.**

N°	Composition.	Epaisseur (cm).	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre.	2	10	0,20
2	Cloison en brique creuse.	10	-	0,90
3	Enduit en plâtre.	2	10	0,20
				$G_{mur.int} = 1,30 \text{ KN/m}^2$

Tableau II-5 : Charge permanente du mur intérieur

✓ Les murs extérieurs :

**Figure II-11 : Coupe verticale dans un mur extérieur.**

N°	Composition.	Epaisseur (cm).	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en mortier de ciment.	2	18	0,36
2	Cloison en brique creuse.	10	-	0,90
3	Lame d'air.	10	-	-
4	Cloison en brique creuse.	10	18	0,90
5	Enduit en plâtre.	2	-	0,20
				$G_{mur.ext} = 2,36 \text{ KN/m}^2$

Tableau II-6 : Charges permanentes du mur extérieur

ii. Les surcharges d'exploitation :

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

N°	Espace.	Surcharge d'exploitation
1	Toiture.	$Q_{toiture} = 1,00 \text{ KN/m}^2$
2	Plancher du grenier.	$Q_{Grenier.} = 2,50 \text{ KN/m}^2$
3	Planchers d'étages courants.	$Q_{courant} = 1,50 \text{ KN/m}^2$
4	Plancher d'étage de service (bureaux).	$Q_{ESer.} = 2,50 \text{ KN/m}^2$
5	Plancher du rez- de – chaussée (boutiques).	$Q_{RDC.} = 5,00 \text{ KN/m}^2$
	Sous sol (ateliers).	$Q_{Ssol.} = 2,50 \text{ KN/m}^2$
	Balcons.	$Q_{Balc.} = 3,50 \text{ KN/m}^2$
	Escaliers.	$Q_{escal.} = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Tableau II-7 : Charges d'exploitations des différents éléments.

C- Poids propre des éléments :

1- Charges des plancher :

✓ Toiture :

$$G = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

✓ Plancher étage :

$$G = 5,06 \text{ kN/m}^2$$

2- Poids propre des planchers :

$$P_P = G \times S_t$$

✓ Toiture :

$$P_{pt} = 0,50 \times 18,12 = 9,06 \text{ KN}$$

$$P_{pt} = 9,06 \text{ KN}$$

✓ Plancher étage :

$$P_{pp} = 5,06 \times 17,39 = 87,99 \text{ KN}$$

$$P_{pp} = 88 \text{ KN}$$

3- Poids propre des poutres :

- ✓ Poutre de la toiture :

$$P_{pp\ toit} = (3,7 \times 0,25 \times 0,35) \times 25 = 8,09 \text{ KN}$$

$$P_{pp\ toit} = 8,09 \text{ KN}$$

- ✓ Poutres principales :

$$P_{pp} = (4,70 \times 0,30 \times 0,40) \times 25 = 14,10 \text{ KN}$$

$$P_{pp} = 14,10 \text{ KN}$$

- ✓ Poutres secondaires :

$$P_{ps} = (3,70 \times 0,30 \times 0,35) \times 25 = 9,71 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 9,71 \text{ KN}$$

D'où le poids total :

$$P_{ppt} = P_{pp} + P_{ps}$$

$$P_{ppt} = 14,10 + 9,71 = 23,81$$

$$P_{ppt} = 23,81 \text{ kN}$$

4- Poids propre des poteaux :

- ✓ Poteaux de sous-sol :

$$P_{pp\ sous-sol} = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 = 6,885 \text{ KN}$$

$$P_{pp\ sous-sol} = 6,885 \text{ KN}$$

- ✓ Poteaux du RDC :

$$P_{pp\ RDC} = (0,30 \times 0,30 \times 4,50) \times 25 = 10,125 \text{ KN}$$

$$P_{pp\ RDC} = 6,885 \text{ KN}$$

- ✓ Poteaux d'étage :

$$P_{pp\ étages} = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 = 6,885 \text{ KN}$$

$$P_{pp\ étages} = 6,885 \text{ KN}$$

- ✓ Poteaux du comble :

$$P_{pp\ comble} = (0,30 \times 0,30 \times 4,28) \times 25 = 9,630 \text{ KN}$$

$$P_{pp\ comble} = 9,630 \text{ KN}$$

5- Surcharges d'exploitation :

- ✓ Toiture :

$$Q_0 = 1 \times 18,12 = 18,12 \text{ KN}$$

$$Q_0 = 18,12 \text{ KN}$$

- ✓ Plancher de dernier étage (grenier) :

$$Q_1 = 2,5 \times 18,12 = 45,30 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 45,30 \text{ KN}$$

- ✓ Plancher d'étage courant :

$$Q_2 = Q_3 \dots = Q_7 = 1,5 \times 17,39 = 26,085 \text{ KN}$$

- ✓ Plancher d'étage de service (bureaux) :

$$Q_8 = 2,5 \times 17,39 = 43,475 \text{ KN}$$

- ✓ Plancher du rez-de-chaussée (boutiques) :

$$Q_9 = 5 \times 17,39 = 86,95 \text{ KN}$$

- ✓ Plancher de sous-sol (atelier) :

$$Q_{10} = 2,5 \times 17,39 = 43,475 \text{ KN}$$

D- Dégression des surcharges d'exploitation :

1. Loi de dégression des surcharges d'exploitation :

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

(DTR BC 2-2/6-1)

Soit :

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

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

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

Sous toiture : $\sum_0 = Q_0$

Niveau 01 : $\sum_1 = Q_0 + Q_1$

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

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

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

.....

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

Le coefficient $\left(\frac{3+n}{2.n} \right)$ étant valable pour les niveaux ($n \geq 5$).

La descente de charges est effectuée pour le poteau le plus sollicité, choisit en fonction de sa surface d'influence.

Dans notre cas, c'est le poteau C3 qui est le plus sollicité.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des coefficients de dégression des surcharges tout en considérant que la numérotation des niveaux est effectuée à partir de la base.

Niveau	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Valeur de n	-	-	-	-	-	5	6	7	8	9	10
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	$\frac{3+5}{10}$	$\frac{3+6}{12}$	$\frac{3+7}{14}$	$\frac{3+8}{16}$	$\frac{3+9}{18}$	$\frac{3+10}{20}$
						0,80	0,75	0,714	0,688	0,667	0,65

Tableau II-8 : Les valeurs des coefficients de dégression des surcharges

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0,95.(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0,90.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_4 = Q_0 + 0,85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\sum_5 = Q_0 + 0,80.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\sum_6 = Q_0 + 0,75.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\sum_7 = Q_0 + 0,714.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$\sum_8 = Q_0 + 0,688.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\sum_9 = Q_0 + 0,667.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

$$\sum_{10} = Q_0 + 0,65.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$$

En replaçant avec les valeurs numériques, on obtient les résultats suivants :

$$\sum_0 = 18,12 \times 1 = 18,12 \text{ KN}$$

$$\sum_1 = 18,12 + 43,475 = 61,595 \text{ KN}$$

$$\sum_2 = 18,12 + 0,95 \times (43,475 + 26,085) = 84,202 \text{ KN}$$

$$\sum_3 = 18,12 + 0,90 \times (43,475 + 2 \times 26,085) = 104,200 \text{ KN}$$

$$\sum_4 = 18,12 + 0,85 \times (43,475 + 3 \times 26,085) = 121,590 \text{ KN}$$

$$\sum_5 = 18,12 + 0,80 \times (43,475 + 4 \times 26,085) = 136,374 \text{ KN}$$

$$\sum_6 = 18,12 + 0,75 \times (43,475 + 5 \times 26,085) = 148,455 \text{ KN}$$

$$\sum_7 = 18,12 + 0,714 \times (43,475 + 6 \times 26,085) = 160,909 \text{ KN}$$

$$\sum_8 = 18,12 + 0,688 \times (43,475 + 6 \times 26,085 + 43,475) = 185,620 \text{ KN}$$

$$\sum_9 = 18,12 + 0,667 \times (43,475 + 6 \times 26,085 + 43,475 + 86,95) = 238,503 \text{ KN}$$

$$\sum_{10} = 18,12 + 0,65 \times (43,595 + 6 \times 17,39 + 43,595 + 86,95 + 43,595) = 261,145 \text{ KN}$$

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation. (KN)		Effort normal (KN)	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids du plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulée	Q _i	Q cumulée	N=G _c +Q _c	Section trouvée S _Σ N _s /b _c	Section adoptée (b x h)
11	9,06	8,09	9,63	26,78	26,780	18,120	18,120	44,900	29,933	25x25
10	88,00	23,81	6,885	118,695	145,730	43,475	61,595	207,325	138,216	30x30
09	88,00	23,81	6,885	118,695	264,425	26,085	84,202	348,627	232,418	30x30
08	88,00	23,81	6,885	118,695	501,815	26,085	104,200	606,015	404,010	35x35 D35
07	88,00	23,81	6,885	118,695	620,510	26,085	121,590	742,100	494,733	35x35 D35
06	88,00	23,81	6,885	118,695	739,205	26,085	136,374	875,579	583,719	35x35 D35
05	88,00	23,81	6,885	118,695	857,900	26,085	148,455	1006,355	670,903	35x35 D35
04	88,00	23,81	6,885	118,695	976,595	26,085	160,909	1137,504	758,336	35x35 D35
03	88,00	23,81	6,885	118,695	1095,290	43,475	185,620	1280,910	853,940	35x35
02	88,00	23,81	101,25	118,695	1213,895	86,950	238,503	1452,398	968,265	40x40
01	88,00	23,81	6,885	118,695	1332,680	43,475	261,145	1593,825	1062,55	40x40

Tableau II-9 : Les sections minimales aux différents niveaux du poteau C3.

Remarque :

Le calcul relatif aux autres poteaux nous va conduire à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour le poteau étudié, mais pour des raisons pratiques on adopte les mêmes sections pour chaque niveau.

A fin d'éviter le risque d'éclatement du béton sous l'effet du sur ferrailage et de permettre une meilleure répartition des armatures ;et pour privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (pour éviter la rotule plastique) , il est recommandés de concevoir des poteaux forts est des poutres faibles devant ces poteaux, on a élargit la section de nos poteaux a fin de respecter les recommandations des experts donc :

Le choix des sections des poteaux s'effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le tableau II-1.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.

Le tableau ci-dessous résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux

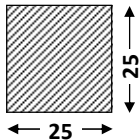
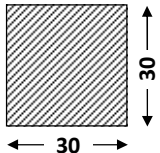
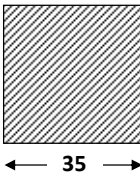
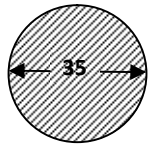
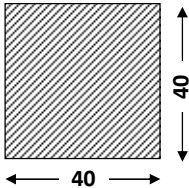
Etages	Section transversale		Géométrie de la section	
comble	625 cm ²			
7 , 8	900 cm ²			
1, 2, 3 , 4 , 5 , 6	1225 cm ²	961,625cm ²		
Sous-sol, RDC	1600 cm ²			

Tableau II-10 : Les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux

E- Vérifications :**1- Les conditions relatives au RPA 99 modifié 2003 (Art 7.4.1) :**

Pour la zone sismique IIa, il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\text{Pour les poteaux circulaires : } \begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \\ D \geq 30 \text{ cm} \\ D \geq \frac{h_e}{15} \end{cases}$$

✓ Pour sous-sol :

$$b = 40 \text{ cm} , h = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \min(40, 40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ \min(40, 40) \geq \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

✓ Pour rez-de-chaussée :

$$b = 40 \text{ cm} , h = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \min(40, 40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ \min(40, 40) \geq \frac{450}{20} = 22,50 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

➤ Pour le 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}, 6^{ème} étage :

$$b = 35\text{cm} , h = 35\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(35, 35) = 35\text{ cm} \geq 25\text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ \min(35, 35) \geq \frac{306}{20} = 15,30\text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4 & \text{Condition vérifiée.} \\ D = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ D = 35\text{ cm} \geq \frac{306}{15} = 20,40\text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

✓ Pour le 7^{ème} et 8^{ème} étage :

$$b = 30\text{cm} , h = 30\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(30, 30) = 30\text{ cm} \geq 25\text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ \min(30, 30) \geq \frac{306}{20} = 15,30\text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

✓ Pour le comble :

$$b = 25\text{cm} , h = 25\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(25, 25) = 25\text{ cm} \geq 25\text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ \min(25, 25) \geq \frac{428}{20} = 21,40\text{ cm} & \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{25}{25} = 1 < 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

2- Les conditions relatives au BAEL91 portant sur les vérifications au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

La vérification consiste à calculer l'élancement λ des poteaux qui doit satisfaire la condition :

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

l_f : Longueur du flambement, évaluée en fonction de la hauteur libre l_0 , et la liaison effective.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

I : Le moment d'inertie minimal de la section du poteau $\left(I = \frac{h \times b^3}{12} \right)$.

S : La section transversale du poteau.

✓ **Poteaux de sous-sol (40x40) cm :**

$$l_f = 0,707.l_0 = 0,707 \times 306 = 216,34 \text{ cm}$$

$$I = \frac{40 \times 40^3}{12} = 2,133 \times 10^5 \text{ cm}^4 \quad ; \quad S = 1600 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{2,133 \times 10^5}{1600}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{216,34}{11,54} = 18,74 < 50 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Poteaux du RDC (40x40) cm² :**

$$l_f = 0,707.l_0 = 0,707 \times 450 = 318,15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{40 \times 40^3}{12} = 2,133 \times 10^5 \text{ cm}^4 \quad ; \quad S = 1600 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{2,133 \times 10^5}{1600}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{318,15}{11,54} = 27,57 < 50 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux d'étages 1, 2, 3, 4, 5, 6 5 (35x35) cm et (D35) cm :**

$$l_f = 0,707.l_0 = 0,707 \times 306 = 216,34 \text{ cm}$$

$$I = \frac{35 \times 35^3}{12} = 1,25 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$S = 1225 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{1,25 \times 10^5}{1225}} = 10,20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{216,34}{10,20} = 21,20 < 50 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3- Pour les poteaux circulaires(D35) cm :

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 7,63 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = 961,625 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{7,63 \times 10^4}{961,625}} = 8,90 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{216,34}{8,90} = 24,30 < 50 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poteaux d'étages 7, 8 (30x30) cm :

$$l_f = 0,707.l_0 = 0,707 \times 306 = 216,34 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30 \times 30^3}{12} = 6,75 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$S = 900 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{6,75 \times 10^4}{900}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{216,34}{8,66} = 24,98 < 50 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poteaux du comble (25x25) cm :

$$l_f = 0,707.l_0 = 0,707 \times 428 = 302,596 \text{ cm}$$

$$I = \frac{25 \times 25^3}{12} = 3,25 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$S = 625 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{3,25 \times 10^4}{625}} = 7,21 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{302,596}{7,21} = 41,96 < 50 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les sections des poteaux vérifient la condition de non flambement.

Remarque :

D'après l'article 7.4.1 du RPA 99 modifiée en 2003, les poteaux doivent être coulés sur toute la hauteur en une seule fois, et les dés de calage sont interdits.

Ainsi que, d'après le même article, pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celle des poteaux centraux.

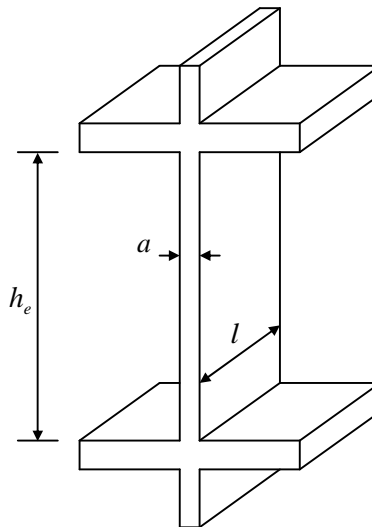
II-4 Pré dimensionnement des voiles :

Figure II-12 : Vue en élévation d'un voile.

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportent des ouvertures liés entre eux par des planchers. 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 (séisme, vent).

Selon le RPA 99 (Art.7.7.1), le dimensionnement des voiles est suivant les conditions ci-dessous :

1- L'épaisseur du voile (Art 7.7.1 /RPA 99 version 2003) :

Le RPA 99 exige une épaisseur minimale de 15cm pour un voile. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e des étages et des conditions de rigidité aux extrémités comme les exemples indiqués sur les figures suivantes :

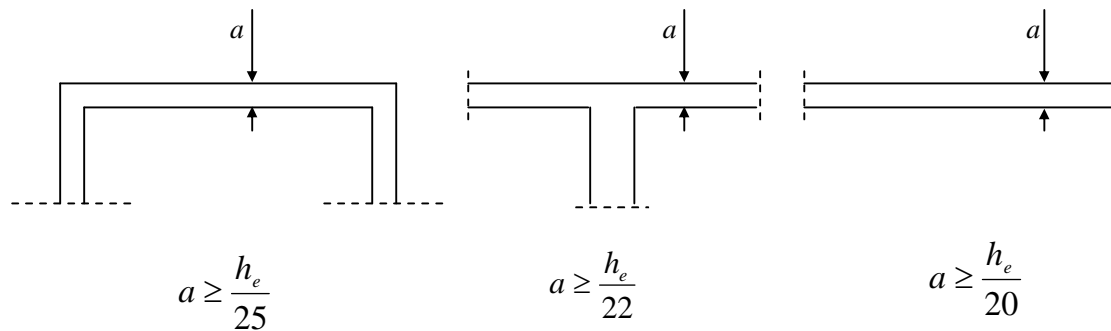


Figure II-13 : Coupe des voiles en planeur du voile

Notre structure a des voiles linéaires

Donc : $a \geq \frac{he}{20}$

a : Épaisseur du voile.

he : hauteur du voile

$$he = h - e_p \text{ (dalle)}$$

h : hauteur d'étage

a. Le RDC:

$$h_e = 450 - 20 = 430 \text{ cm.}$$

Donc : $a \geq \frac{430}{20}$

D'où : $a \geq 21,50 \text{ cm}$

On adopte : $a = 22 \text{ cm}$

a. Les étages courant et le sous sol :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Donc : $a \geq \frac{306}{20}$

D'où : $a \geq 14,30 \text{ cm}$

On adopte : $a = 20 \text{ cm}$

En conclusion, on adoptera :

- une épaisseur de 22 cm pour les voiles de RDC.
- une épaisseur de 20 cm pour les voiles d'étages courant et sous sol.

2- Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

- a. Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité IIa (TIZI –OUZOU), le règlement exige une épaisseur minimale de 15 cm.

On a : $a = 22\text{ cm}$
 $a \geq 15\text{ cm}$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

- b. Les voiles sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4a$$

Avec : L_{\min} : portée minimale des voiles.

Pour notre cas

On a : $L_{\min} = 235\text{ cm}$
 $a = 22\text{ cm}$

D'où : $L_{\min} = 235\text{ cm} \geq 4 \times (22) = 88\text{ cm}$

Donc : $L_{\min} \geq 4a \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Le chapitre que nous venons d'achever nous permet d'adopter pour les éléments constituant l'ossature de notre bâtiment, les dimensions suivantes :

- **Les planchers en corps creux :** $ep = 20\text{ cm}$
- **Les planchers en dalle pleine :** $ep = 15\text{ cm}$
- **Les balcons (dalle pleine) :** $ep = 15\text{ cm}$
- **Les poutres :**
 - ✓ **Poutres principales :** $30 \times 40\text{ cm}^2$
 - ✓ **Poutres secondaires :** $30 \times 35\text{ cm}^2$

- **Les poteaux :**

- ✓ **Sous-sol, RDC :** $40 \times 40 \text{ cm}^2$
- ✓ **Etages 1, 2, 3, 4 et 5 :** $35 \times 35 \text{ cm}^2$
- ✓ **Etages 7, et 8 :** $30 \times 30 \text{ cm}^2$
- ✓ **Le Comble :** $25 \times 25 \text{ cm}^2$

- **Les voiles :**

- ✓ **Le RDC:** $ep=22 \text{ cm}$
- ✓ **Les étages courant et le sous sol :** $ep=20 \text{ cm}$

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction :

Ce chapitre intitulé le calcul des éléments porte sur l'étude complète et spécifique de chacun des éléments structuraux secondaires que comporte la construction. Ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur le comportement de la structure.

L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

III-1 Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuile mécanique.

Elle représente quatre (04) versants inclinés d'un angle de $(16,70^\circ)$, et repose de part et d'autre sur des murs pignons, couvrant une surface totale de $296m^2$.

Dans l'étude de la charpente, nous intéresserons à déterminer les efforts et les déformations provenant des différentes sollicitations qui se développent dans les éléments constituant (pannes, cheverons et liteaux), en vérifiant qu'elles restent toujours inférieures aux limites admissibles précisées dans le règlement.

Les calculs seront menés suivant les règles de calcul et de conception des charpentes en bois C.B.71, applicables à toutes les constructions en bois à l'exception de celles pour lesquelles un règlement particulier est imposé.

Les différentes pièces dont elle est constituée sont données par la figure suivante :

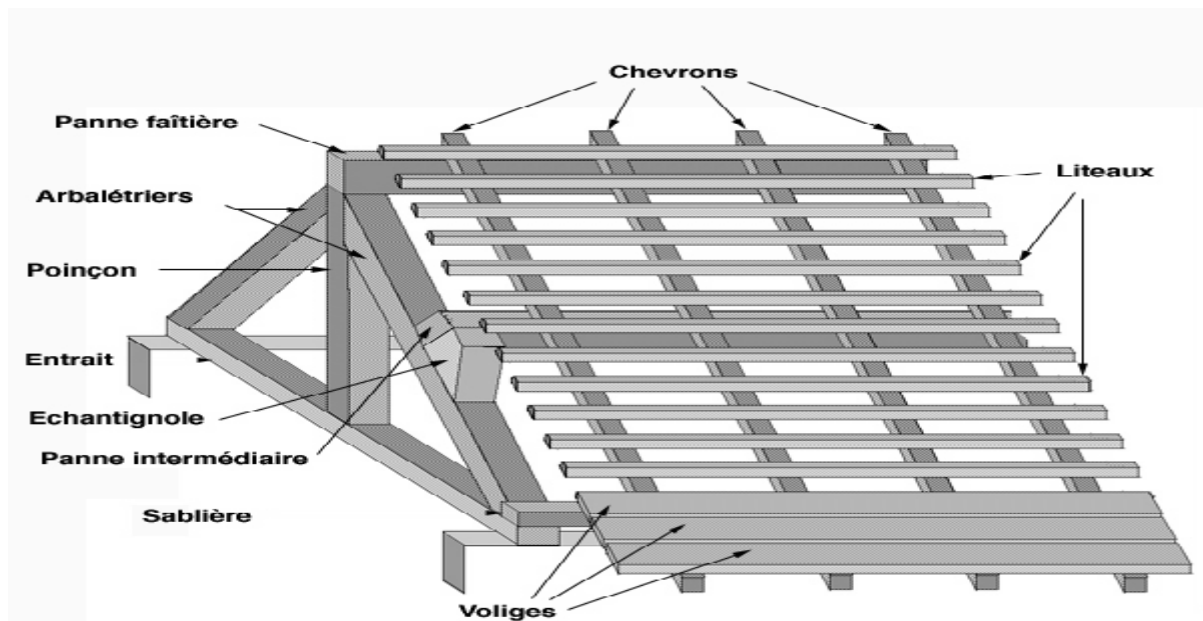


Figure III-1-1 Schéma descriptif de la toiture

Pour la réalisation, on utilise le bois du sapin (résineux) caractérisé par :

Catégorie : *I*

Contrainte admissible forfaitaire en flexion : $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Poids volumique : $\rho_b = 6 \text{ KN} / \text{m}^3$ (DTR BC.22)

Le rapport des dimensions des éléments est tel que : $h/b \leq 5$

III-1-1-Détermination des charges :

❖ Charges permanentes :

Poids des tuiles et des liteaux 0.40KN/m²

Poids des pannes et des chevrons0.10KN/m²

$$G = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

❖ Charges d'exploitation :

Charges de neige (RNV99) :

$$S = \mu \cdot S_K$$

S_K : est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige (en KN/m²).

μ : est le coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Selon la carte de zone de neige, la wilaya de TIZI OUZOU est classée dans la zone A, d'où :

$$S_K = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \quad (\text{Art 4.2 RNV99})$$

H : altitude par rapport au niveau de la mer.

On a : $H=200 \text{ m}=0,2 \text{ Km}$

Et on a une toiture à 4 versants avec un angle α compris entre 0° et 30°, d'où

$$\mu = 0,8 \quad (\text{RNV99})$$

AN :

Charge de neige sur le sol :

$$S_K = \frac{0,07 + 200 + 15}{100} = 0,29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Charge de neige sur la toiture:

$$S = \mu \cdot S_K$$

$$S = 0,8 \times 0,29 = 0,232 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q1 = 0,232 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'entretien :

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

D'où la charge d'exploitation Q

$$Q = Q_1 + Q_2 = 1,232 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Combinaison de charges :**

A l'ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times (0,5) + 1,5 \times (1,232)$$

$$q_u = 2,523 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0,5 + 1,232$$

$$q_s = 1,732 \text{ KN/m}^2$$

Dans 1 m^2 de la charpente, nous avons une panne de section $(10,5 \times 22,5) \text{ cm}^2$ et deux chevrons de section $(5,5 \times 7,5) \text{ cm}^2$ chacun.

Poids de la panne : $P_p = (0,105 \times 0,225) \times 6 = 0,142 \text{ KN/ml}$

Poids du chevron : $P_c = (0,055 \times 0,075) \times 6 = 0,025 \text{ KN/ml}$

Poids de la tuile (litage compris) :

On a choisi une section de $(30 \times 40) \text{ mm}^2$:

$$P_t = (0,03 \times 0,04) \times 6 = 0,0072 \text{ KN/m}^2$$

III-1-2-Calcul des pannes :

La portée d'une panne : $L_p = 3,20 \text{ m}$

L'espacement entre les pannes : $e_p = 1,00 \text{ m}$

Nombre de pannes par versant : 8

La charge permanente revenant à une panne:

$$\text{Poids propre : } 0,142 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids des chevrons : } 0,025 \times 2 \times 1 = 0,05 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids de la tuile et des liteaux : } \underline{0,40 \text{ KN / ml}}$$

$$G_p = 0,592 \text{ KN / ml}$$

La charge d'exploitation revenant à une panne:

$$Q_p = 1,232 \times 1 = 1,232 \text{ KN / ml}$$

Combinaison de charges :

A l'ELU :

$$q_{up} = 1,35G_p + 1,5Q_p$$

$$q_{up} = 1,35 \times (0,592) + 1,5 \times (1,232)$$

$$q_{up} = 2,647 \text{ KN / m}^2$$

A l'ELS :

$$q_{sp} = G + Q$$

$$q_{sp} = 0,592 + 1,232$$

$$q_{sp} = 1,824 \text{ KN / ml}$$

Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p .

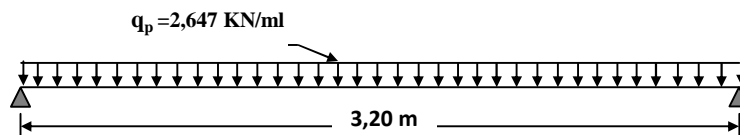


Figure III-1-2 : Schéma statique de chargement de la panne.

- **Vérification des contraintes :**

La panne est calculée en flexion déviée.

On doit vérifier la condition :
$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} \cdot v + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \cdot v' \leq \bar{\sigma}_f$$

1. Détermination des deux composantes de q_p suivant xx' et yy' :

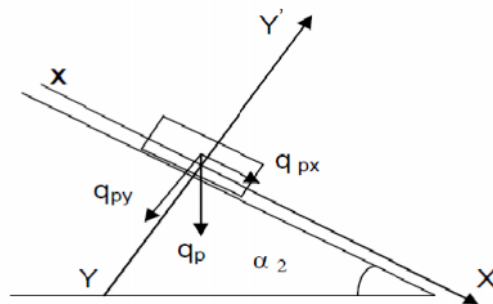


Figure III-1-3: Projection de la charge q_p

Suivant xx' :

$$q_{up}^x = q_{up} \times \sin(16,7^\circ)$$

$$q_{up}^x = 2,647 \times \sin(16,7^\circ)$$

$$q_{up}^x = 0,76 \text{ KN/ml}$$

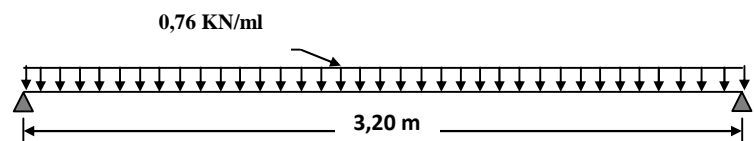


Figure III-1-4: Schéma statique de la panne (plan x-x)

Suivant yy' :

$$q_{up}^y = q_{up} \times \cos(16,7^\circ)$$

$$q_{up}^y = 2,647 \times \cos(16,7^\circ)$$

$$q_{up}^y = 2,54 \text{ KN/ml}$$

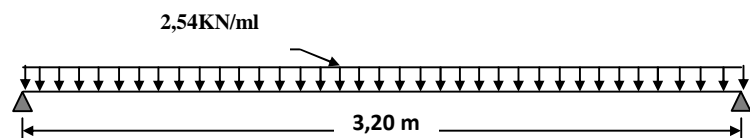


Figure III-1-5 : Schéma statique de la panne (plan y-y).

2. Calcul des moments de flexion :

$$M_{fx} = \frac{q_{up}^y \cdot L_p^2}{8} = \frac{2,54 \times 3,20^2}{8} = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{q_{up}^x \cdot L_p^2}{8} = \frac{0,76 \times 3,20^2}{8} = 0,97 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des modules de résistance :

$$\frac{I_{xx}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 885,94 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{v'} = \frac{hb^2}{6} = \frac{22,5 \times 10,5^2}{6} = 413,44 \text{ cm}^3$$

4. Calcul des contraintes (flexion déviée):

$$\sigma_f = \frac{3,25 \times 10^4}{885,94} + \frac{0,97 \times 10^4}{413,44} = 60,14 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 60,14 \text{ daN/cm}^2 < 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie est admise vis-à-vis des contraintes

- Vérification de la flèche: (C.B 71 / Art 4,962).**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q (ELS).

On doit vérifier la condition : $f \leq \bar{f}$

La flèche admissible est donnée par : $\bar{f} = \frac{320}{200} = 1,6 \text{ cm}$

La flèche de la panne est : $f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_p^2}{48 \cdot E_f \cdot h / 2}$

Avec : E_f : module de déformation de la flèche.

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma} = 11000 \sqrt{142} = 13108013 \text{ daN/cm}^2$$

1. Détermination des deux composantes de q_p suivant xx' et yy' :

Suivant xx' :

$$q_{sp}^x = 1,824 \times \sin(16,7^\circ)$$

$$q_{sp}^x = 0,52 \text{ KN/ml}$$

Suivant yy' :

$$q_{sp}^y = 1,824 \times \cos(16,7^\circ)$$

$$q_{sp}^y = 1,75 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul des moments de flexion :

$$M_{fx} = \frac{q_{sp}^y \cdot L_p^2}{8} = \frac{1,75 \times 3,20^2}{8} = 2,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{q_{sp}^x \cdot L_p^2}{8} = \frac{0,52 \times 3,20^2}{8} = 0,67 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des contraintes :

$$\sigma_f = \frac{2,24 \times 10^4}{885,94} + \frac{0,67 \times 10^4}{413,44} = 41,49 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 41,49 \text{ daN/cm}^2$$

A.N :

$$f = \frac{5 \times 41,49 \times 340^2}{48 \times 131080,13 \times 22,5/2} = 0,34 \text{ cm}$$

$$f = 0,34 \text{ cm} < \bar{f} = 1,6 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Etant donné que les conditions de la flèche, et de résistance sont vérifiées, on retient donc la section de la panne choisie au préalable, à savoir $(10,5 \times 22,5) \text{ cm}^2$.

III-1-3-Calcul des chevrons :

La portée d'un chevron : 1,00 m

L'espacement des chevrons : 0,50 m

La charge permanente revenant à un chevron:

$$\text{Poids propre} \quad 0,025 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\text{Poids de la tuile et des liteaux : } 0,4 \times 0,5 = 0,20 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$G_c = 0,225 \text{ KN} / \text{ml}$$

La charge d'exploitation revenant à un chevron:

$$Q_c = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \times e_c = 1,232 \times 0,5 = 0,616 \text{ KN} / \text{ml}$$

Combinaison de charges :

A l'ELU :

$$q_{uc} = (1,35.G_c + 1,5.Q_c) \cos 17,7^\circ$$

$$q_{uc} = [1,35 \times (0,225) + 1,5 \times (0,616)] \times \cos 16,7^\circ = 1,176 \text{ KN} / \text{ml}$$

A l'ELS :

$$q_{sp} = (G + Q) \cos 16,7^\circ$$

$$q_{sp} = 0,225 + 0,616 = 0,841 \text{ KN} / \text{ml}$$

Dimensionnement des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; comme le montre le schéma ci-après.

La section du chevron est de $(55 \times 75) \text{ mm}^2$.

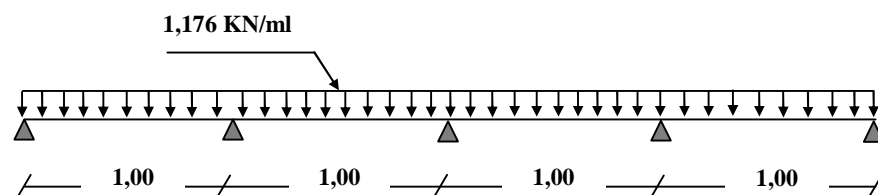


Figure III-1-6 : Schéma statique du chevron.

Pour le choix de la section des chevrons on doit vérifier :

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier la condition :

$$\sigma_f = \frac{M_f \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

1. Calcul des modules de résistance :

$$\frac{I_{xx}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5,5 \times 7,5^2}{6} = 51,56 \text{ cm}^3$$

2. Calcul des moments fléchissant :

Les moments fléchissant sont donnés par l'équation générale des trois moments autour d'un appui :

➤ Moment aux appuis :

$$M_{n-1} \cdot l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} \cdot l_n = -6EI \cdot [\omega_n^d(P) + \omega_n^g(P')]$$

Equation simplifiée :

$$M_{n-1} \cdot l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} \cdot l_n = -\frac{q_i l_i^3}{4} - \frac{q_i l_{i+1}^3}{4}$$

M_{n-1} : Moment au niveau de l'appui de gauche.

M_n : Moment au niveau de l'appui (i) considéré.

M_{n+1} : Moment au niveau de l'appui de droite.

l_n : Longueur de la travée de gauche.

l_{n+1} : Longueur de la travée de droite.

$\omega_n^d(P)$: Rotation à droite de l'appui considéré sous le chargement extérieur (P).

$\omega_n^g(P')$: Rotation à gauche de l'appui considéré sous le chargement extérieur (P').

➤ Moment en travées :

$$M(X_i) = \mu(X_i) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse } X \text{ de la travée } (i+1)$$

$$\mu(X_i) = q \cdot \frac{L_i}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

$M(X)$ prend la valeur maximale quand $T(X) = 0$ c'est-à-dire

$$X_i = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_i}$$

A.N :

L'application de l'équation des trois moments au niveau des appuis nous permet d'obtenir les résultats suivant :

$$\text{Appui -1- :} \quad 0 + 2M_1(1+1) + M_2 = -0,5q$$

$$\text{Appui -2- :} \quad M_1 + 2M_2(1+1) + M_3 = -0,5q$$

$$\text{Appui -3- :} \quad M_2 + 2M_3(1+1) + 0 = -0,5q$$

$$\text{Finalement :} \quad \begin{cases} 4M_1 + M_2 = -0,588 \\ M_1 + 4M_2 + M_3 = -0,588 \\ M_2 + 4M_3 = -0,588 \end{cases}$$

Après la résolution, on aboutit aux résultats suivants :

Les moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_1 = -0,126 \text{ KN.m} \\ M_2 = -0,084 \text{ KN.m} \\ M_3 = -0,126 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments en travées :

$$\begin{cases} M_1 = 0,09 \text{ KN.m} \\ M_2 = 0,043 \text{ KN.m} \\ M_3 = 0,043 \text{ KN.m} \\ M_4 = 0,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

NB : Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous estime les moments en travées, on diminue les moments aux appuis de 1/3 et par conséquent on majore les moments en travées toujours de 1/3 ; ainsi on aura :

Les moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_1 = -0,084 \text{ KN.m} \\ M_2 = -0,056 \text{ KN.m} \\ M_3 = -0,084 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments en travées :

$$\begin{cases} M_1 = 0,120 \text{ KN.m} \\ M_2 = 0,0573 \text{ KN.m} \\ M_3 = 0,0573 \text{ KN.m} \\ M_4 = 0,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

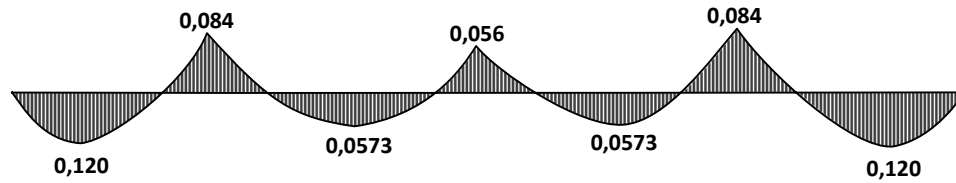


Figure III-1-7 : Diagramme des moments fléchissant du chevron (KN.m) à l'ELU.

Donc :

$$M_{app} = 0,084 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{trav} = 0,120 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des contraintes :

Aux appuis :
$$\sigma_f^{app} = \frac{0,084 \times 10^4}{51,56} = 16,29 \text{ daN / cm}^2$$

En travées :
$$\sigma_f^{trav} = \frac{0,120 \times 10^4}{51,56} = 23,27 \text{ daN / cm}^2$$

$$\max\{\sigma_f^{app}, \sigma_f^{trav}\} = 23,27 \text{ daN / cm}^2 < 142 \text{ daN / cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche : (C.B 71 / Art 4,962).**

La vérification de la flèche se fait à l'ELS.

Pour les pièces (chevrons et liteaux) supportant directement les éléments de la toiture, la flèche

admissible a pour valeur :
$$\bar{f} = \frac{L_c}{200}$$

A.N :
$$\bar{f} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{ cm}$$

1- Calcul des moments fléchissant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute la travée il suffit de multiplier les résultats de calculs

à l'ELU par le coefficient
$$\frac{q_{sc}}{q_{uc}} = \frac{0,841}{1,176} = 0,715$$

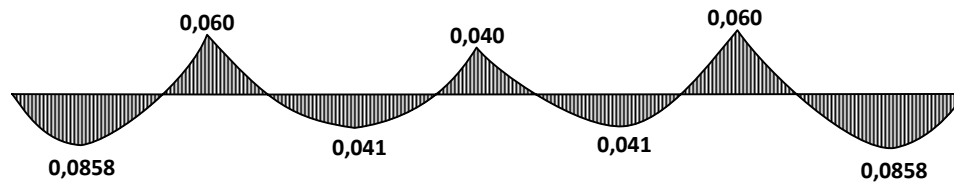


Figure III-1-8: Diagramme des moments fléchissant du chevron (KN.m) à l'ELS.

Donc :

$$M_{app} = 0,060 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{trav} = 0,0858 \text{ KN.m}$$

1. Calcul des contraintes :

Aux appuis : $\sigma_f^{app} = \frac{0,060 \times 10^4}{51,56} = 11,34 \text{ daN / cm}^2$

En travées : $\sigma_f^{trav} = \frac{0,0858 \times 10^4}{51,56} = 16,64 \text{ daN / cm}^2$

A.N :

$$\left. \begin{aligned} f_{app} &= \frac{5 \times 11,34 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times 7,5/2} = 0,024 \text{ cm} \\ f_{app} &= 0,024 \text{ cm} < \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} f_{trav} &= \frac{5 \times 16,64 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times 7,5/2} = 0,035 \text{ cm} \\ f_{trav} &= 0,035 \text{ cm} < \bar{f} = 0,5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Etant donné que les conditions de la flèche et de résistance sont vérifiées, on retient donc les sections du chevron choisies au préalable, à savoir $(5,5 \times 7,5) \text{ cm}^2$.

III-1-4-Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fait de la même manière que les pannes sous une charge (q_l).

L'espace des liteaux : $e_l = 32 \text{ cm}$

La portée des liteaux : $L_l = 0,5 \text{ m}$

La charge permanente revenant au liteau:

$$\text{Poids de la tuile et des liteaux : } 0,40 \times 0,32 = 0,128 \text{ KN / ml}$$

La charge d'exploitation revenant à un liteau:

$$Q_c = 1,232 \text{ KN / m}^2 \times e_l = 1,232 \times 0,32 = 0,394 \text{ KN / ml}$$

Combinaison de charges :

A l'ELU :

$$q_{ul} = (1,35.G_l + 1,5.Q_l)$$

$$q_{ul} = (1,35 \times 0,128) + (1,5 \times 0,394)$$

$$q_{ul} = 0,764 \text{ KN / ml}$$

A l'ELS :

$$q_{sl} = G + Q$$

$$q_{sl} = 0,128 + 0,394$$

$$q_{sl} = 0,552 \text{ KN / ml}$$

Dimensionnement des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait de la même manière que la panne.

On a choisi une section de (30x40) mm².

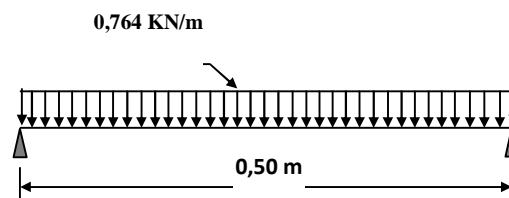


Figure III-1-9 : Schéma statique de liteau

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier la condition :
$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} \cdot v + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \cdot v' \leq \bar{\sigma}_f$$

Suivant xx' :

$$q_{ul}^x = 0,764 \times \sin(16,7^\circ)$$

$$q_{ul}^x = 0,22 \text{ KN/ml}$$

Suivant yy' :

$$q_{ul}^y = 2,647 \times \cos(16,7^\circ)$$

$$q_{ul}^y = 0,73 \text{ KN/ml}$$

1. Calcul des moments de flexion :

$$M_{fx} = \frac{q_{ul}^y \cdot L_q^2}{8} = \frac{0,73 \times 0,5^2}{8} = 0,0228 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{q_{ul}^x \cdot L_p^2}{8} = \frac{0,22 \times 0,5^2}{8} = 0,00687 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des modules de résistance :

$$\frac{I_{xx}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{v'} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

3. Calcul des contraintes (flexion déviée):

On doit vérifier la condition :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} \cdot v + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \cdot v' \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{0,0228 \times 10^4}{8} + \frac{0,00687 \times 10^4}{6} = 46,58 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 46,58 \text{ daN/cm}^2 < 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche: (C.B 71 / Art 4,962)**

La vérification de la flèche se fera à l'ELS.

On doit vérifier la condition : $f \leq \bar{f}$

La flèche admissible est donnée par : $\bar{f} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$

La flèche de Litéau est : $f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_l^2}{48 \cdot E_f \cdot h / 2}$

1. Détermination des deux composantes de q_p suivant xx' et yy' :

$$q_{sl}^x = 0,552 \times \sin(16,7^\circ) = 0,16 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sl}^y = 0,552 \times \cos(16,7^\circ) = 0,53 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul des moments de flexion :

$$M_{fx} = \frac{q_{sl}^y \cdot L_l^2}{8} = \frac{0,53 \times 0,5^2}{8} = 0,017 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{q_{sl}^x \cdot L_l^2}{8} = \frac{0,16 \times 0,5^2}{8} = 0,005 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des contraintes :

$$\sigma_f = \frac{0,017 \times 10^4}{8} + \frac{0,005 \times 10^4}{6} = 29,58 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 29,58 \text{ daN/cm}^2$$

A.N :

$$f = \frac{5 \times 29,58 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times 4 / 2} = 0,03 \text{ cm}$$

$$f = 0,03 \text{ cm} < \bar{f} = 0,25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Les conditions de la flèche et de résistance pour les liteaux sont vérifiées, on retient donc la section choisie au préalable, à savoir $(3 \times 4) \text{ cm}^2$

III-1-4-Assemblage de la charpente :

Les assemblages sont conçus et dimensionnés de façon à assurer la transmission des efforts pris en compte dans les calculs.

Nous optons pour un assemblage cloué (C.B 71 / Art 4,62-12) dont le diamètre des clous utilisé est fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince entrant dans la composition de l'assemblage.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois mis en œuvre.

Doit être aussi faible que possible et ne pas dépasser les valeurs indiquées ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} (e \leq 30 \text{ mm}) \longrightarrow \left(d \leq \frac{e}{7} \right) \\ (e > 30 \text{ mm}) \longrightarrow \left(d \leq \frac{e}{9} \right) \end{array} \right\} \quad \text{Cas le bois tendre et bois frais.}$$

$$\left. \begin{array}{l} (e \leq 30 \text{ mm}) \longrightarrow \left(d \leq \frac{e}{9} \right) \\ (e > 30 \text{ mm}) \longrightarrow \left(d \leq \frac{e}{11} \right) \end{array} \right\} \quad \text{Cas le bois dur et bois sec.}$$

e : Épaisseur du bois le plus mince à assembler (dans ce cas : liteau).

d : Diamètre des clous.

Pour la charpente de bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.

Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{3}{9} = 0,33 \text{ cm}$$

Remarque :

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

III-2- Calcul de la poutre oblique :

Elle se situe au niveau de la charpente, sa portée est de 4,2m.

Elle supporte :

- Son poids propre.
- Le poids des tuiles et des liteaux.....0,4 KN/m².
- Le poids des chevrons, pannes et liteaux..... 0,1 KN/m².
- La charge de neige0,232 KN/m².
- La charge d'entretien..... 1 KN/m².

Le calcul se fera en flexion simple

III-2-1- Pré dimensionnement :**• Détermination de la hauteur :**

$$\text{Condition du BAEL : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Condition du RPA : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm.

$$\text{A.N : } L = 424 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{424}{15} \leq h_t \leq \frac{424}{10} \right) \Rightarrow (28,26 \text{ cm} \leq h_t \leq 42,4 \text{ cm})$$

$$\text{On prend : } h_t = 35 \text{ cm}$$

• Détermination de la largeur :

Elle est donnée par la condition suivante: $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Selon le RPA 99 modifié en 2003, la largeur adoptée doit satisfaire les conditions :

$$b \geq 20 \text{ cm} ; \quad \frac{h_t}{b} \leq 4$$

$$\text{On aura ainsi } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } b = 25 \text{ cm}$$

Donc notre poutre sera de dimension $(h \times b) = (25 \times 35)$.

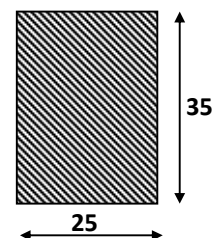


Figure III-2-1: Les dimensions de la poutre de chaînage.

▪ **Exigence du RPA (ART 7.5.1) :**

$$h_t \geq 35 \text{ cm} \quad ; \quad h_t = 35 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad ; \quad b = 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h_t}{b} = 1,4 \leq 4 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-2- Evaluation des charges et surcharges:

$$\text{Poids propre de la poutre :} \quad 0,25 \times 0,35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 16,7} = 2,28 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids de la charpente :} \quad 0,5 \times (3,2 - 0,25) \times \frac{1}{\cos 16,7} = 1,54 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Charge permanente totale : } G = 3,82 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation :} \quad Q = (3,2 - 0,25) \times (1 + 0,232) \times \frac{1}{\cos 16,7} = 3,80 \text{ KN / ml}$$

III-2-3- Combinaisons de charges :

• **A l'ELU :** $q_u = 1,35 \times 3,82 + 1,5 \times 3,80 = 10,86 \text{ KN / ml}$

• **A l'ELS :** $q_s = 3,82 + 3,80 = 7,62 \text{ KN / ml}$

III-2-4- Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU :

• **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{10,86 \times (4,24)^2}{8} = 24,40 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 24,40 \text{ KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{10,86 \times (4,24)}{2} = 23,02 \text{ KN}$$

$$T = 23,02 \text{ KN}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

❖ **Moment en travée :** $M_{U_{trav}} = 0,85.M_0 = 0,85 \times 24,40 = 20,74 \text{ KN.m}$

❖ **Moment aux appuis :** $M_{U_{app}} = -0,3.M_0 = -0,3 \times 24,40 = -7,32 \text{ KN.m}$

- **Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU:**

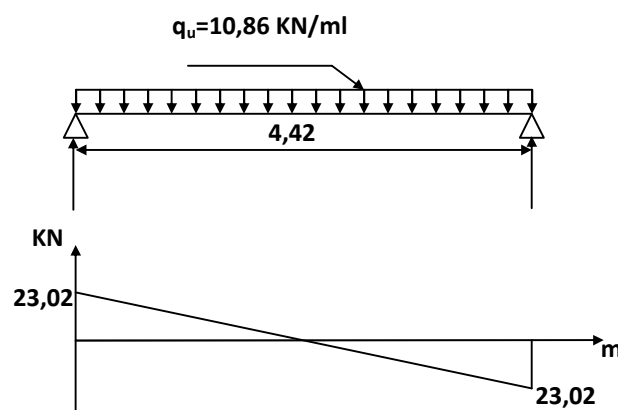


Figure III-2-2-a : Diagramme des efforts tranchants (KN)

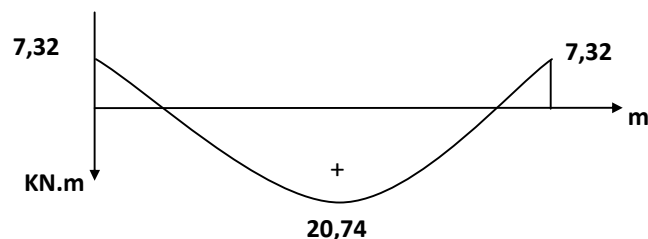


Figure III-2-2-b: Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

Figure III-2-2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

III-2-4- Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS :

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{7,62 \times (4,24)^2}{8} = 17,12 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 17,12 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{7,62 \times (4,24)}{2} = 16,84 \text{ KN}$$

$$T = 16,84 \text{ KN}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

❖ **Moment en travée :** $M_{s_{trav}} = 0,85 . M_0 = 0,85 \times 17,12 = 14,55 \text{ KN.m}$

❖ **Moment aux appuis :** $M_{s_{app}} = -0,3 . M_0 = -0,3 \times 16,84 = -5,05 \text{ KN.m}$

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

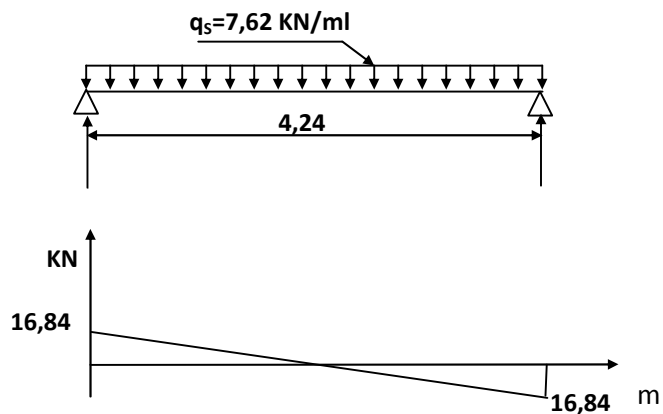


Figure III-2-3-a : Diagramme des efforts tranchants(KN)

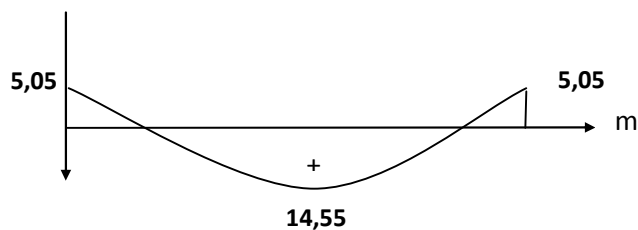


Figure III-2-3-b: Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

Figure III-2-3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

III-2-4- Calcul des armatures longitudinales :

L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 33 \text{ cm}$

- **Aux appuis :** $M_{uapp} = -7,32 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{app}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7,32 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,019$$

($\mu = 0,019 < \mu_l = 0,392$) La section est simplement armée.

$$\beta = 0,990$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{app}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7,32 \times 10^3}{0,990 \times 33 \times 348} = 0,644 \text{ cm}^2$$

On prend: 3HA12 = 3,39 cm²

- **En travée :** $M_{Utrav} = 20,74 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{Utrav}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{20,74 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,054$$

($\mu = 0,054 < \mu_l = 0,392$) La section simplement armée.

$$\beta = 0,972$$

$$A_{Uapp} = \frac{M_{trav}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{20,74 \times 10^3}{0,972 \times 33 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

On prend: 3HA12 = 3,39 cm²

Les exigences du RPA 99 version 2003 : (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

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 IIa 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 :

- Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4,375 \text{ cm}^2 < (A_{\inf} + A_{\sup}) = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante :

$$0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 35 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

6% en zone de recouvrement :

$$0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 52,5 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-2-5- Calcul des armatures transversales :

• **Diamètre (BAEL91 modifiées 99/Art A.7.2.2) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min} \right\}$$

b, h_t : Les dimensions de la section de la poutre.

$$\text{A.N : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}; \frac{250}{10}; 12 \right\}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On opte pour le choix de de barres en HA8.

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$, disposé en (1cadre + 1etrier).

• **Espacement :**

L'espacement des armatures transversales est donné par le (BAEL91 mod 99)/ Art A.5.1.22) :

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_l\}$$

Ainsi que, le RPA 99 dans l'article 7.5.2.2 nous donne les relations ci-dessous :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30 \text{ cm} \right\}$$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2.h$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

A.N :

- Selon BAEL 91 :

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_l\}$$

$$S_t \leq \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

$$\text{D'où : } S_t \leq 18 \text{ cm}$$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$)

- Selon RPA 99 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 8,75 \text{ cm}$$

$$\text{L'étendue de la zone nodale : } l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

On adopte l'espacement ($S_t = 8 \text{ cm}$) en zone nodale.

Zone courante :

$$(S_t \leq \frac{35}{2}) \Rightarrow (S_t \leq 17,5 \text{ cm})$$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$) en zone courante (travée).

- **Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales :**

Selon le RPA 99 dans l'article, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 . S_t . b$$

A.N :

Zone nodale :

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ cm}^2 \\ 2,01 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Zone courante :

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \\ 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-2-6- Vérifications à l'ELU :

- **La condition de non fragilité : (BAEL91 modifiées 99/Art4.2.1)**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e}$$

A.N : $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{U_{trav}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$

Aux appuis : $A_{U_{app}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99)**

On doit satisfaire la condition :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left(0,20 . \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

A.N : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{23,02 \times 10^3}{25 \times 33 \times 10^2} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$

A.N : $\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

$$A_{u_{appuis}} = 3\text{HA}12 \quad \sum_{ui} = n.\pi.\phi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,02 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 0,686 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,686 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

Influence sur le béton (BAEL 91 modifiées 99/Art A. 5.1.3.1.3) :

$$V_{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

A.N : $V_{\max} = 23,04 \text{ KN} \quad ; \quad 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 33 \times 25 = 550 \text{ KN}$

$$23,04 \text{ KN} < 550 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur les aciers (BAEL 91 modifiées 99/Art A.5.1.3.2.1) :

On doit vérifier :
$$A_{app} \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9.d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{A.N : } A_{app} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{V_u + \frac{M_u}{0,9.d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{23,04 \times 10^3 \times \frac{-7,32 \times 10^6}{0,9 \times 330}}{348} \times 10^{-2} = -0,046 \text{ cm}^2$$

$$3,39 \text{ cm}^2 > -0,046 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres aux appuis : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}}$$

A.N :

$$l_s = \frac{12 \times 400 \times 10^{-1}}{4 \times 0,6(1,5)^2 \times 2,1}$$

$$l_s = 42,33 \text{ cm}$$

Les règles du (BAEL 91.Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à « $0.4l_s$ » pour les aciers H.A.

$$\text{Donc : } l_s = 16,93 \text{ cm}$$

On prend 17 cm

III-2-6- Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiées 99/Art A.4.5, 3) :**

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton (BAEL 91 modifiées 99/Art B.6.5, 1) :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

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

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = k \times \sigma_s$

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b d} \rightarrow k \text{ et } \beta_1$$

A.N :

➤ **Aux appuis :**

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 36,02 \\ \beta_1 = 0,902 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{5,05 \times 10^6}{0,902 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 50,05 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{50,05}{36,02} = 1,39 \text{ MPa} \\ 1,39 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\Rightarrow \left(\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 36,02 \\ \beta_1 = 0,902 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{14,55 \times 10^6}{0,902 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 144,19 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{144,19}{36,02} = 4,00 \text{ MPa} \\ 4,00 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

• Etat limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_{trav}}{10.M_0} \quad ; \quad \frac{A_{trav}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{424} = 0,082 \\ 0,082 > 0,0625 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_{trav}}{10.M_0} = \frac{14,55}{10 \times 17,12} = 0,085 \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{424} = 0,082 \\ 0,148 > 0,085 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_{trav}}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 \\ \frac{4,2}{400} = 0,0105 \\ 0,0041 \leq 0,0105 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Alors le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

III-3 Calcul des planchers :

Les planchers sont constitués d'une dalle de compression d'épaisseur de 4 cm , et de corps creux de hauteur 16 cm , reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées selon la petite portée.

Le calcul se fera sur une bande de 1 m de largeur du plancher le plus sollicité, à savoir celui de RDC.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles préfabriquées de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm .

- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm .

- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

III-3-1-Calcul et Ferrailage de la dalle de compression : (CBA93, Art B.6.8.4.2.3)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

20 cm : Pour les armatures perpendiculaires au sens des poutrelles.

33 cm : Pour les armatures parallèles au sens des poutrelles.

Pour les sections des armatures ; au cas où la distance entre axes des poutrelles est comprise entre 50 et 80 cm , les sections des armatures perpendiculaires au sens des poutrelles doivent

satisfaire la condition :
$$A_{\perp} \geq \frac{4.l}{f_e}$$

Quant aux armatures parallèles au sens des poutrelles, elles doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires, c'est-à-dire :

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

l : La distance (écartement) entre axes des poutrelles.

A_{\perp} : La section des armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$A_{//}$: La section des armatures parallèles au sens des poutrelles.

f_e : La limite d'élasticité des barres.

Soit L : l'entraxe des poutrelles (l : l'entraxe des poutrelles ($L=65cm$)).

a. Calcul des armatures

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$l = 65cm, \quad f_e = 520MPa$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e} \quad \text{lorsque } (50cm \leq l \leq 80cm)$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{lorsque } l \leq 50cm$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 ;$$

Espacement :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$$

$$S_t = 20cm$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 ; \quad \text{avec un espacement : } S_t = 20cm$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $TLE[5 \times 20 \times 20]cm^2$

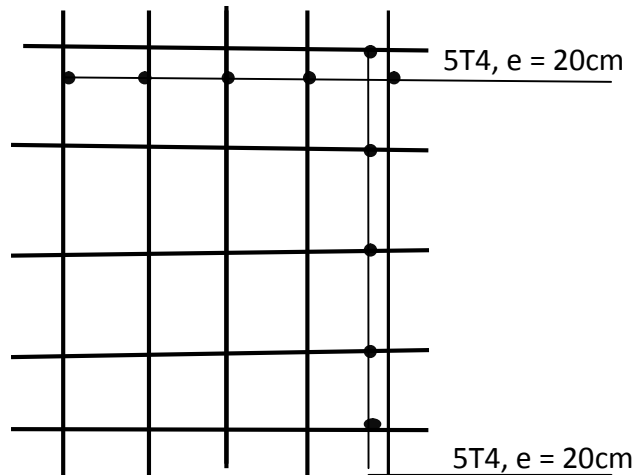


Figure III-3-1 : Vue en élévation du treillis soudé.

(Ferrailage de la dalle de compression).

III-3-2 Calcul de largeur de la table de compression :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{a}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec : a : distance entre deux faces voisines de nervure.

L : portée libre entre nus de la poutre.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \\ b_1 \leq \frac{370}{10} = 37 \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = 26,5cm.$

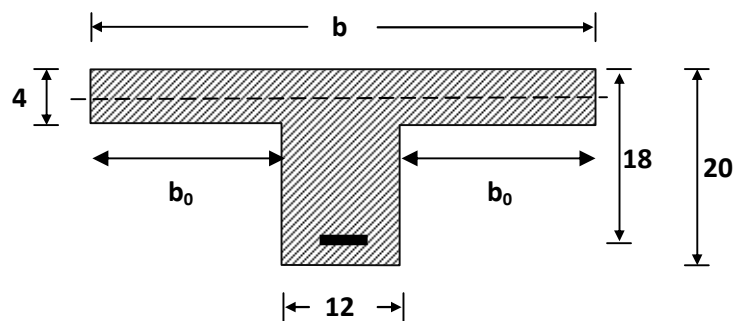


Figure III-3-2 : schéma de la section de la poutrelle

D' où :

$$b=2b_1+b_0=2\times 26,5+12=65 \text{ cm}$$

III-3-3 Calcul des poutrelles :

Dans ce qui suit, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher du sous sol) ; ce calcul se fera en deux étapes :

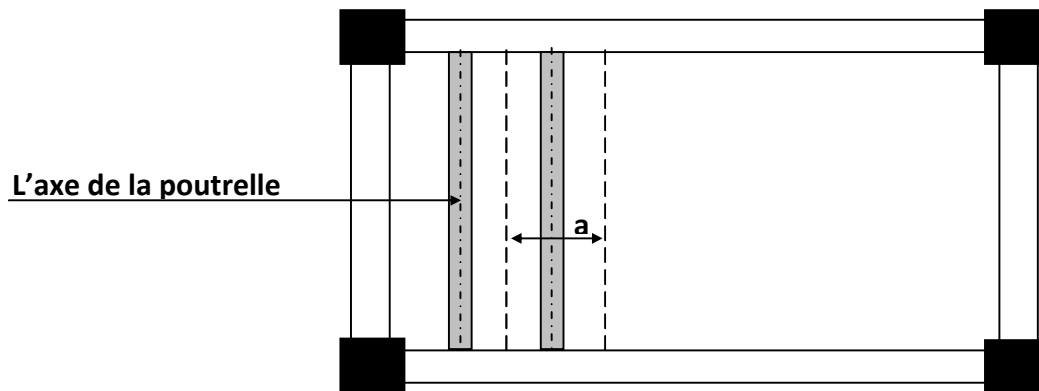


Figure III-3-3: Plancher avec poutrelles pré fabriquées.

(Disposition des poutrelles).

a : La largeur de la partie du plancher reprise par La poutrelle.

-Etape1: Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

• Détermination des charges :

➤ Les charges permanentes :

Le poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 \times 1ml = 0,12 \text{ KN} / ml$

Le poids propre du corps creux : $0,95 \times 0,65 \times 1ml = 0,62 \text{ KN} / ml$

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

➤ La charge d'exploitation :

C'est une charge due à la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN} / ml$

- La combinaison d'actions à l'ELU :

$$q_U = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 0,65 = 1,97 \text{ KN/ml}$$

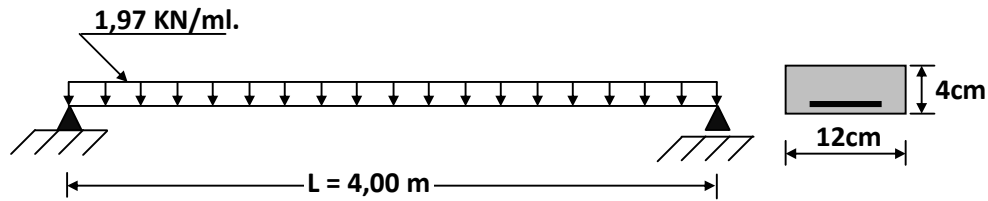


Figure III-3-4 : Schéma statique de la poutrelle avant le coulage

- Détermination des efforts internes :

- Détermination du moment isostatique maximum en travée :

$$M_t = \frac{q_U l^2}{8} = \frac{1,97 \times 4^2}{8} = 3,94 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3,94 \text{ KN.m}$$

- Détermination de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_U l}{2} = \frac{1,97 \times 4}{2} = 3,94 \text{ KN}$$

$$T = 3,94 \text{ KN}$$

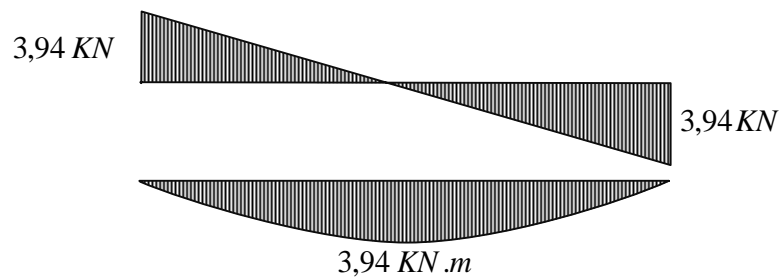


Figure III-3-5: Diagrammes des efforts internes de la poutrelle.
(Avant coulage du béton).

• **Détermination du Ferrailage à l'ELU :**

Les armatures seront calculées en flexion simple :

L'enrobage : $c = 1,5 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,94 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,78$$

$$\mu = 5,78 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée.}$$

Donc, les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section ($4 \times 12 \text{ cm}^2$) de la poutrelle est très réduite pour placer ces armatures, on prévoit donc des étais intermédiaires pour aider la poutrelle à supporter les charges avant, pendant et après le coulage.

• **Calcul du nombre d'étais intermédiaires :**

Le moment limite correspondant à une section simplement armée a pour valeur :

$$M_l = \mu_u . b . d^2 . f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2$$

D'où : $M_l = 0,267 \text{ KN.m}$

La distance max entre appuis afin d'avoir une SSA est donc : $d_{\max} = \sqrt{\frac{8.M_l}{q_u}}$

A.N : $d_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{1,97}} = 1,04 \text{ m}$

On prévoit des nombres d'étais pour les travées suivantes :

Travées de ($L=4,00 \text{ m}$) : trois (03) étais intermédiaires.

Travées de ($L=3,00 \text{ m}$): deux (02) étais intermédiaires.

-Etape2 : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire avec celle-ci, et elle sera calculée comme une poutre de section en T, reposant sur plusieurs appuis, partiellement encastrée à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression, en plus le poids des surcharges d'exploitation revenant au plancher.

D'après CBA93-A.4.1.3, la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement appelée aussi largeur efficace est donnée par la condition suivante :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{l' - b_0}{2}, \frac{2}{3}x \right\}$$

L : Longueur libre entre nus d'appuis.

l' : Distance entre axes des poutrelles.

b_0 : La largeur de la poutrelle.

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

b_1 : La largeur du hourdis à prendre en compte dans les calculs.

x : La distance entre la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

$$\underline{\mathbf{A.N :}} \quad L = 315 \text{ cm} \quad , \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad , \quad x = \frac{420}{2} = 210 \text{ cm}$$

$$l' = 65 \text{ cm} \quad , \quad b_1 = \min \left\{ \frac{370}{10}, \frac{65 - 12}{2}, \frac{2}{3} \times 210 \right\} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad , \quad b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

1- Détermination des charges [m²] :

On constate que les planchers d'étage RDC sont plus sollicités, alors on calcule les poutrelles pour ces planchers, puis on adopte le même ferrailage pour le plancher sous toiture.

$$\text{Le plancher :} \quad G_{RDC} = 5,06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{La charge d'exploitation :} \quad Q_{p.RDC} = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{La combinaison de charges à l'ELU :} \quad p_u = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 5 = 14,33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La combinaison de charges A l'ELS : $p_s = 5,06 + 5 = 10,06 \text{ KN} / \text{m}^2$

2- Les charges revenant aux poutrelles [ml] :

• **A l'ELU :** $q_u = 14,33 \times 0,65 = 9,315 \text{ KN} / \text{ml}$

• **A l'ELS :** $q_s = 10,06 \times 0,65 = 6,54 \text{ KN} / \text{ml}$

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

Méthode forfaitaire.

Méthode des trois moments.

Méthode de Caquot.

3- 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 $5 \text{ KN} / \text{m}^2$, c'est-à-dire : $[Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN} / \text{m}^2)]$

$$Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G = 5,06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On a : $5 \text{ KN} / \text{m}^2 < \max(10,12 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$ **Condition vérifiée.**

2- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton.

Condition vérifiée.

3- Les valeurs des moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour toutes les travées en continuité. **Condition vérifiée**

4- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

• **Vérification :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{400}{400} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{400}{300} = 1,33 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{300}{400} = 0,75 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

• **Conclusion :**

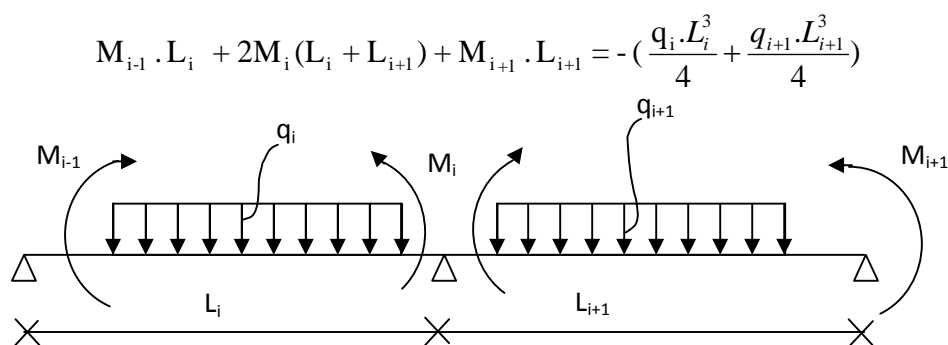
La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs alors donc on opte pour une autre méthode.

-Méthode des trois moments :

a- Exposition de la méthode des trois moments :

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➤ **Moments aux appuis :**



➤ **Moment en travées :**

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse X de la travée (i+1)}$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L_i}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

M(X) prend la valeur maximale quand T(X) = 0

C'est-à-dire :
$$X = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.L_i}$$

➤ **Efforts tranchants :**

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q.L_{i+1}}{2} - q.X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Pour $X = i \rightarrow T(i) = \frac{q.L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Pour $X = i + 1 \rightarrow T(i+1) = \frac{-q.L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

b- Calcul des moments à l'ELU :

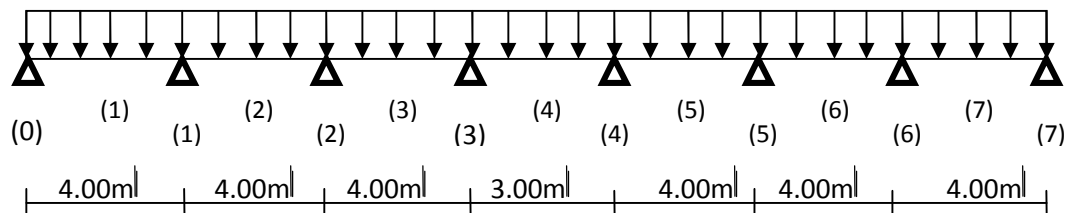


Figure III-3-6 : Schéma statique de la poutrelle

On a une symétrie parfaite alors ; $M_0=M_7$; $M_1=M_6$; $M_2=M_5$; et $M_3=M_4$.

b-1-1) Moments aux appuis :

Pour $i=0$: $8 M_0 + 4 M_1 = -16q = -149,04$

Pour $i=1$: $4 M_0 + 16 M_1 + 4 M_2 = -32q = -298,08$

Pour $i=2$: $4 M_1 + 16 M_2 + 4 M_3 = -32q = -298,08$

Pour $i=3$: $4 M_2 + 14 M_3 + 3 M_4 = -22.75q = -211,91$

Pour $i=4$: $3 M_3 + 14 M_4 + 4 M_5 = -22.75q = -211,91$

Pour $i=5$: $4 M_4 + 16 M_5 + 4 M_6 = -32q = -298,08$

Pour $i=6$: $4 M_5 + 16 M_6 + 4 M_7 = -32q = -298,08$

Pour $i=7$: $4 M_6 + 18 M_7 = -16q = -149,04$

La résolution du système nous donne :

$$M_0=M_7= -12,48 \text{ KN.ml}$$

$$M_1=M_6= -12,2 \text{ KN.ml}$$

$$M_2=M_5= - 132 \text{ KN.ml}$$

$$M_3=M_4= -9,315 \text{ KN.ml}$$

- Les moments calculé par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de sa faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.

b-1-2) Moments corrigés aux appuis :

$$M_0=M_7= -8,32 \text{ KN.ml}$$

$$M_1=M_6= -8,13 \text{ KN.ml}$$

$$M_2=M_5= - 880 \text{ KN.ml}$$

$$M_3=M_4= -6,21 \text{ KN.ml}$$

a-1-3) En travées :

$$\text{Travée (1) : } x_0 = 2 \text{ m ; } M_{\max} = 6,29 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2) : } x_1 = 1,97 \text{ m ; } M_{\max} = 5,91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3) : } x_2 = 2,1 \text{ m ; } M_{\max} = 7,35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4) : } x_3 = 1,5 \text{ m ; } M_{\max} = -1,17 \text{ KN.m}$$

b-1-4) Moments corrigés en travées :

Travée (1) : $M_{\max} = 8,38 \text{ KN.m}$

Travée (2) : $M_{\max} = 7,88 \text{ KN.m}$

Travée (3) : $M_{\max} = 9,80 \text{ KN.m}$

Travée (4) : $M_{\max} = 1,56 \text{ KN.m}$

b-2) les efforts tranchants :

Travée 1 :

$$\begin{cases} T_w = 18,70 \text{ KN} \\ T_e = -18,56 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2 :

$$\begin{cases} T_w = 18,10 \text{ KN} \\ T_e = -19,15 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 3 :

$$\begin{cases} T_w = 19,6 \text{ KN} \\ T_e = -17,65 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 4 :

$$\begin{cases} T_w = 17,65 \text{ KN} \\ T_e = -19,6 \text{ KN} \end{cases}$$

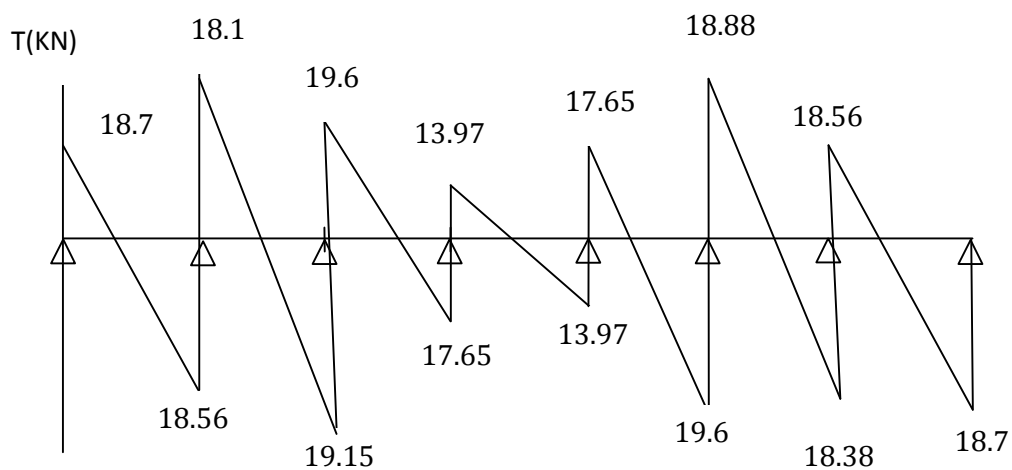


Figure III-3-7 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

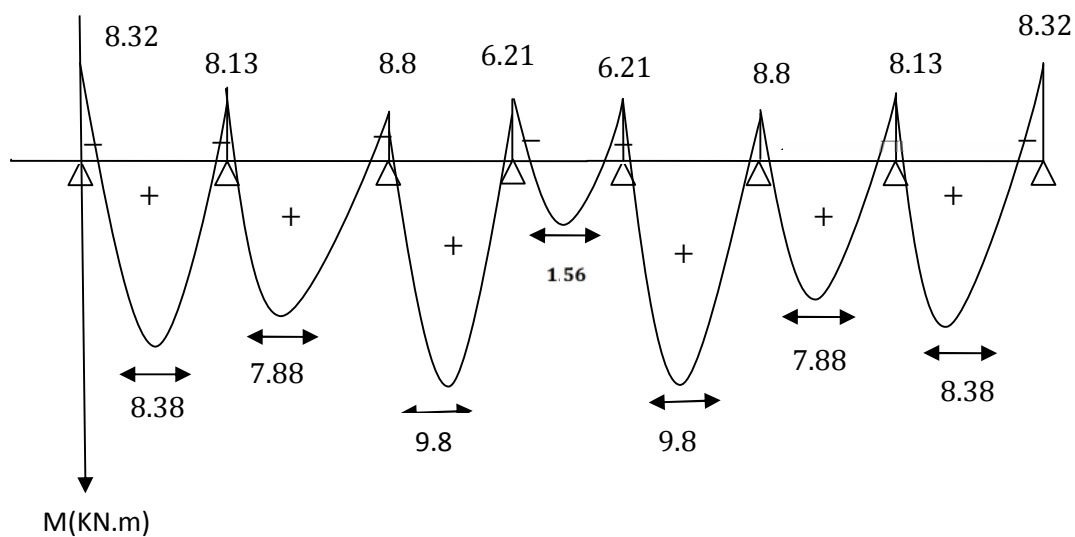


Figure III-3-8 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU (KN.m).

b-3) Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments max en travée et sur appuis

1-Armatures longitudinales :**❖ En travées :**

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 9,8 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

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

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3$$

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

$$M_{\max}^t < M \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.8 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

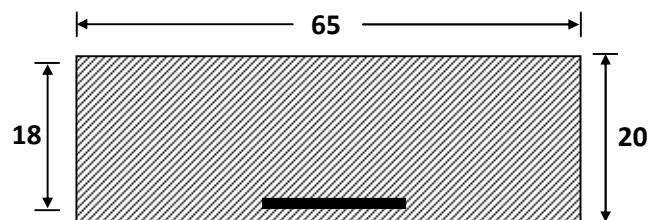


Figure III-3-9: La section de calcul de la poutrelle.

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,24 \times 10^6}{0,998 \times 180 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

❖ Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_{\max}^t = 8,8 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,8 \times 10^6}{65 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,15$$

$$\mu = 0,15 \rightarrow \beta = 0,9985$$

$$A^a = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8,8 \times 10^6}{0,918 \times 180 \times 348} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^a = 2\text{HA}10 = 1,56 \text{ cm}^2$

2- Armatures transversales :

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; A.7 .2.12 BAEL 91

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\emptyset = 6 \text{ mm}$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre $\emptyset 6$ avec : $A_t = 2\emptyset 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

3- L'espace entre cadre :

L'espace est donné par l'article A 5 .1 BAEL 91

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = 16,2 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,56 \times 235}{12 \times 0,4} = 47,41 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{(\tau_u - 0,3 \times f_{c28}) \times 12} = \frac{0,8 \times 235 \times 0,56}{(0,8375 - 0,3 \times 2,1) \times 12} = 42,28 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$

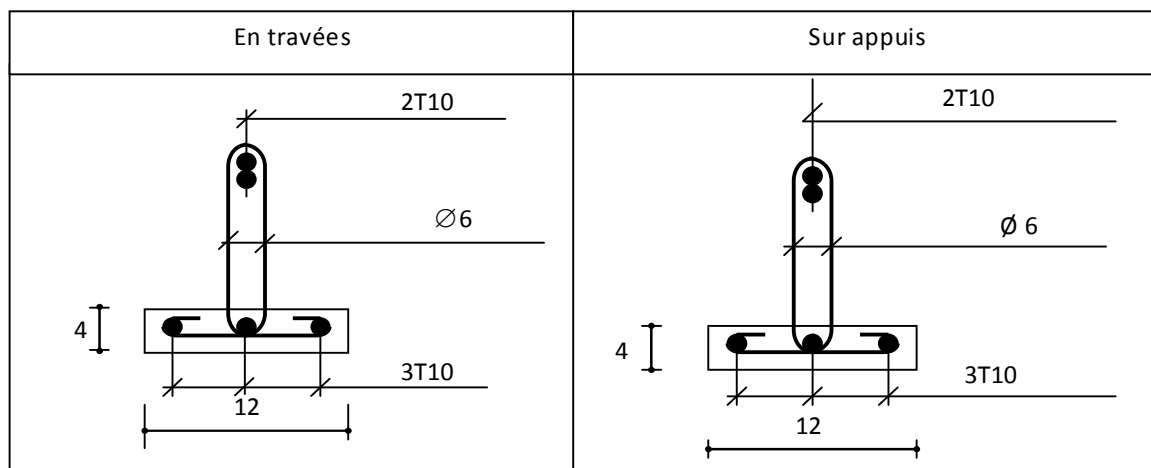


Figure III-3-10 : Ferrailages des poutrelles

b-4) Vérification:

1. Vérification de la condition de non fragilité: (BAEL91/ Art A.4.2,1):

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **En travée:** $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- **Aux appuis:** $A_a = 1,56 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

2. Vérification au cisaillement: (BAEL91/ Art A5.1,211)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{19,6 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,9 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,13 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,17 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton, (coté travée) (BAEL91/ ArtA 5.1,313):

$$\text{On doit vérifier que: } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$$

Avec:

$a = (0,9, d)$: Longueur d'appui de la bielle.

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 19,6 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité :

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,6 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5. Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,21):

$$\overline{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\psi_s = 1,5 \quad (\text{HA})$$

$$\overline{\tau}_s = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \overline{\tau}_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 10 \text{ mm}, \quad L_s = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91(article. A.6.1), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crocher normale est assure lorsque la longueur de la porté ancré mesure hors croches est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers à HA.

$$L_a = 0,4 L_s = 14,11 \text{ cm}$$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.

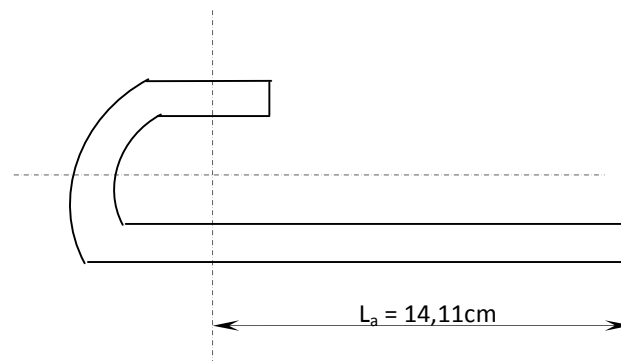


Figure III-3-11 : Longueur de scellement

b-5) Vérification à L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G + Q = 6,54 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 9,315 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,54}{9,315} = 0,702$$

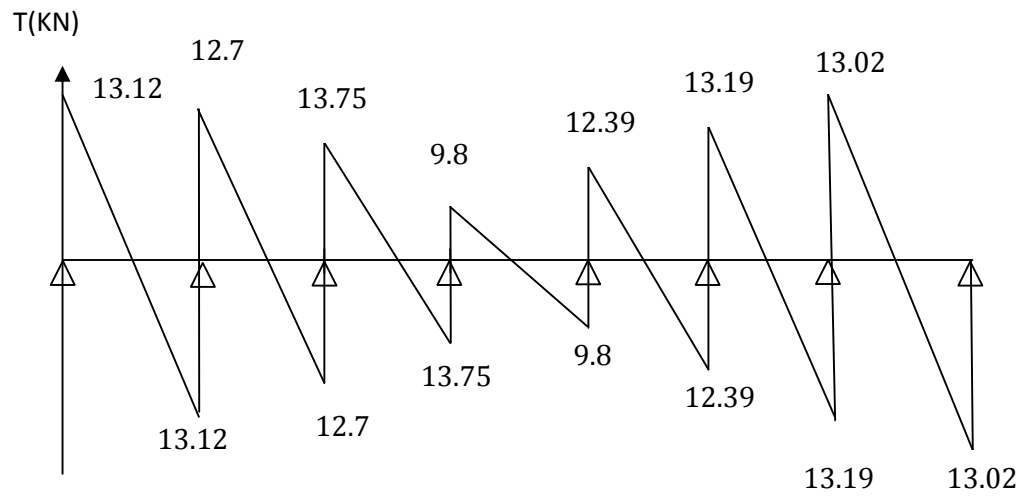


Figure III-3-12 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

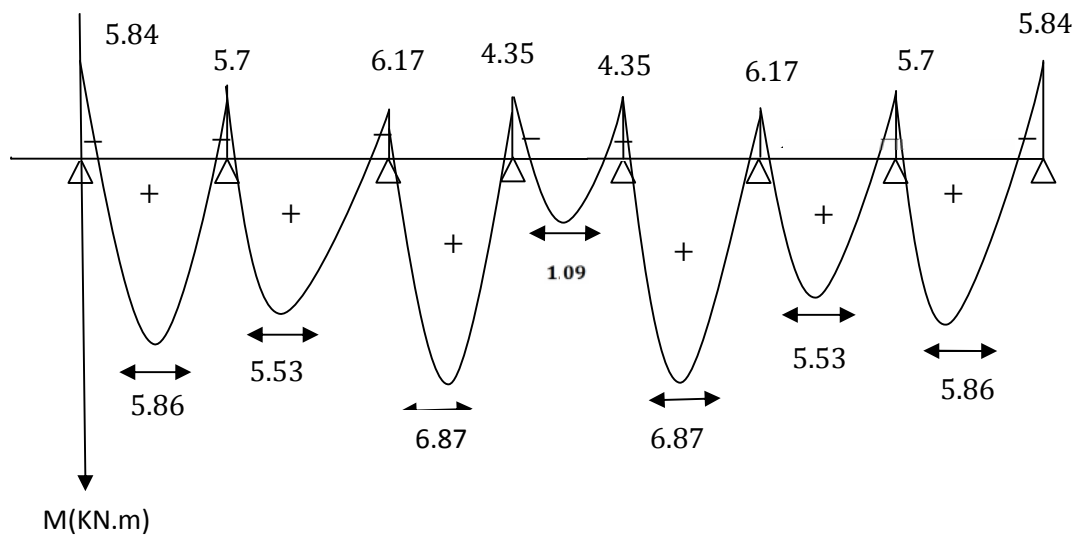


Figure III-3-13 : Diagramme des moments fléchissant e à l'ELS (KN.m)

Vérification de la résistance à la compression du béton :(BAEL91/ArtB.6.5, 1)

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,72 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K_1 = 25,64 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec $M_a^{sh} = 6,17$

$$\sigma_s = \frac{6,17 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,56} = 250,83 MPa$$

La contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{250,83}{25,64} = 9,78 MPa$

$\sigma_{bc} = 9,78 MPa \leq 15 MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,08 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,856 \\ K_1 = 19,84 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{sh} = 7,20 KN.m$

$$\sigma_s = \frac{6,87 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 189,73 MPa$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{189,73}{19,6} = 9,67 MPa$

$\sigma_{bc} = 9,67 MPa \leq 15 MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

1. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/Art A.4.5 ,3)

Nous avons une fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire.

2. Vérification de la flèche : (BAEL91 modifie 99/ART B.6.5.2)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,04$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t^s}{M_0} \Rightarrow 0,05 > 0,035$$

$$3) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,56}{12 \times 18} = 0,007 < \frac{3,6}{400} = 0,009$$

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

III-3-4 Plan de ferrailage du plancher

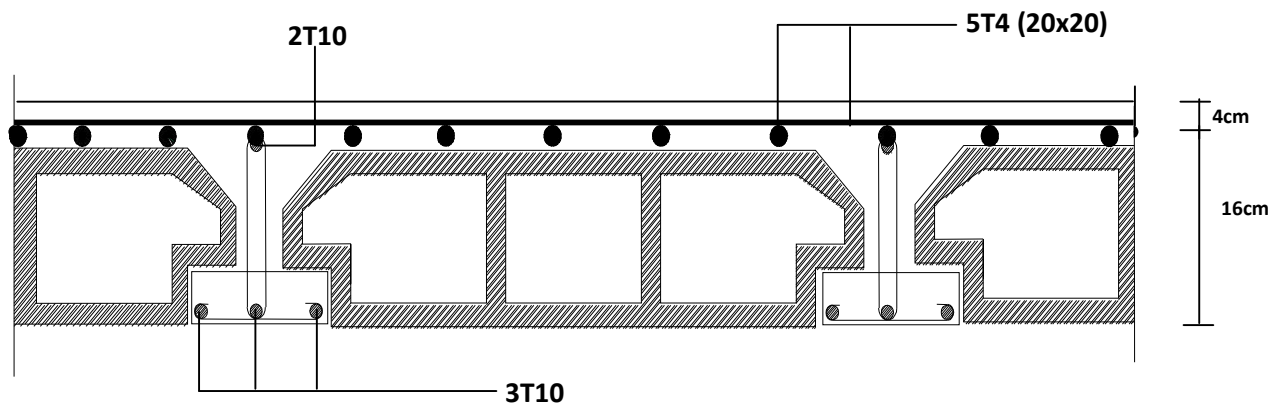


Figure III-3-14 : Plan de ferrailage du plancher

III-4-Calcul des escaliers :

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux qui contient :

- ❖ Un escalier balancé à deux quartiers tournants permet de passer de RDC vers l'étage de service.
- ❖ Un escalier droit permet de passer de sous sol au RDC et d'étage de service aux étages courants à travers (2) volés.

Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

III-4-1-Définition :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment, un escalier contient également des paliers de pose.

La distance à parcourir avant d'atteindre un palier de pose ne doit pas dépasser les 25m, cela pour éviter la fatigue des usagers.

III-4-2-Terminologie :

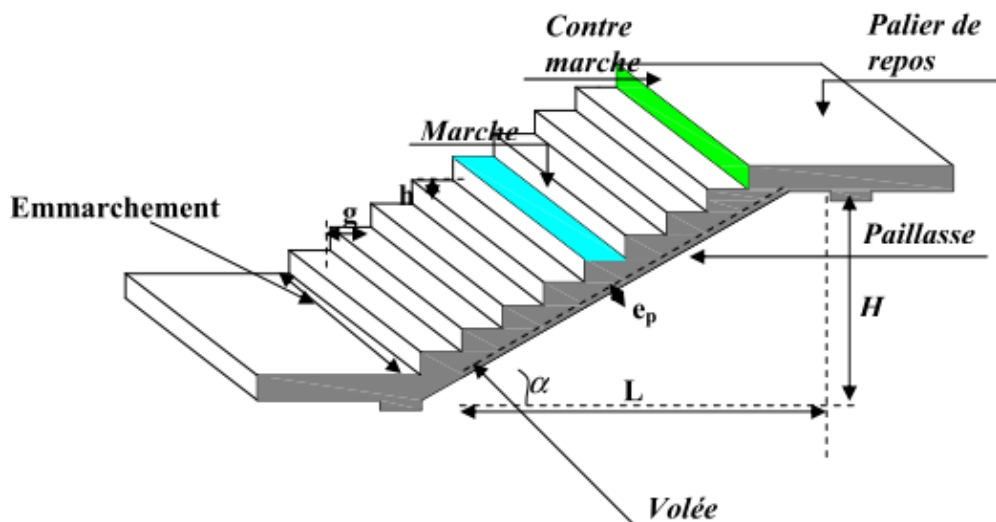


Figure III-4-1 : Terminologie de l'escalier

Caractéristiques dimensionnelles :**a) La marche :**

Est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.....

b) La contre marche :

Est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

c) La hauteur de la contre marche(h) :

Est la différence de niveau entre deux marches successives; valeurs courantes de 16,5 a 17,5.

d) Le giron (g) :

Est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL :

$$0,59 \leq g+2h \leq 0,64$$

e) La volée :

La partie d'escalier comportant une suite interrompue de marches égales située entre deux paliers successifs.

Une volée ne doit pas comprendre plus de 22 marches. La pente d'inclinaisons doit être si possible égale pour toutes les volées d'un escalier, en tout cas constante pour chaque volée

f) Un palier :

Est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

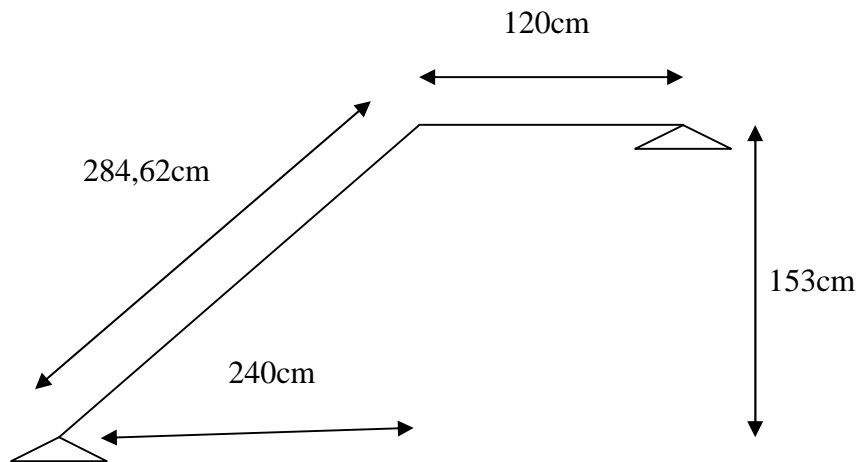
g) L'emmarchement :

Représente la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches

n-1 : nombre de marches

e_p : épaisseur de la paillasse

III-4-3-Calcul des escaliers :**A. Escalier droit (type1) : Eude du premier type d'escalier (escalier droit) :****a) Pré dimensionnement de l'escalier :****a.1. Marches et contremarches :****Figure III-4-2 : Schéma statique d'escalier (type1)**

On prend compte des dimensions déjà calculées sur le plan pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré dimensionnement convenablement notre escalier

$$0,59 \leq g+2h \leq 0,64$$

➤ Nombre de contre marche : si $g=0$ $14 \leq h \leq 20$

On prend hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$

➤ H : la hauteur total de l'étage courant et sous-sol

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

➤ Soit 9 marches par volée et un palier intermédiaire

➤ Nombre de marche par volée est $m = n-1 = 9-1 = 8$ marches

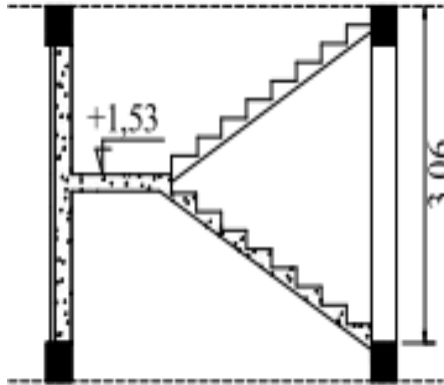


Figure III-4-3 : Vue en élévation de l'escalier (Type 1)

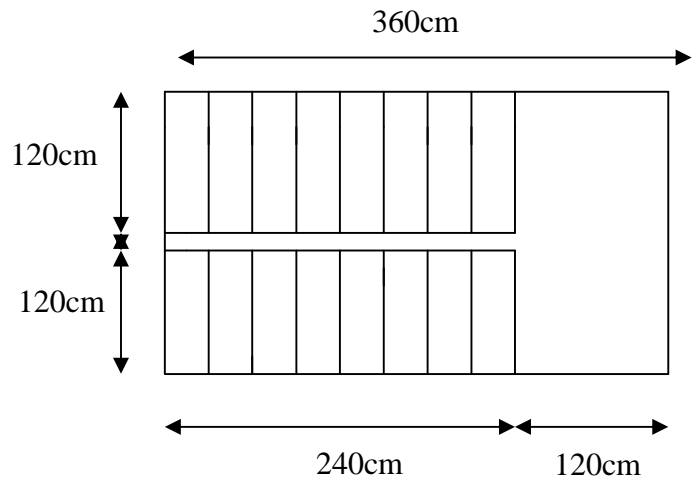


Figure III-4-4 : Vue en plan de l'escalier (Type 1)

$$0,59 \text{ g} + 2 \times 17 \text{ } 0,64 \text{ (m)}$$

$$0,25 \text{ g } 0,3 \text{ (m)}$$

Soit $g = 30 \text{ cm}$

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 64 \Rightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 64\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les escaliers sont a 2 volés et palier intermédiaire d ou chaque volé est caractériser par :

- ♦ $h = 17\text{cm}$
- ♦ $n = 9$ contre marches
- ♦ $m = 8$ marches
- ♦ $g = 30 \text{ cm}$
- ♦ l'embranchement est de 120 cm

a.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad L_0 : \text{longueur de la paillasse.}$$

$$L_0 = L_P + L_V$$

$$h = 17 \times 9 = 153\text{cm}$$

$$L_{VP} = 30 \times 8 = 240\text{cm}$$

$$\text{On a: } \tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52$$

$$\cos = \frac{l_1}{L_0} \Rightarrow L_0 = \frac{l_1}{\cos} = \frac{240}{0,843} = 284,62 \text{ cm}$$

$$L = 120 + 284,62$$

$$L = 404,62 \text{ cm}$$

$$\frac{404,62}{30} \leq e \leq \frac{404,62}{20}$$

$$13,48 \leq e_p \leq 20,231$$

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

b) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour un 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontal considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers vus que les contraintes développées par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles.

MATERIAUX	POIDS VOLUMIQUE (KN/m ³)	EPAISSEUR (m)		G (KN/m ²)	
		Paillasse	Palier	Paillasse	Palier
Carrelage	20	0,02	0,02	0,4	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,02	0,40	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,02	0,36	0,36
Marche	22	0,085(1)	/	1,87	/
Dalle en BA	25	0,17(2)	0,2	5,04	4,25
Enduit ciment	18	0,02	0,02	0,36	0,36
Gardes corps métallique	/	/	/	0,6	/
TOTAL				9,03	5,77

Tableau III-4-1 : Sollicitations de calcul (l'escalier Type 1)

(1) Epaisseur des marches = $0,17/2$

(2) Epaisseur de paillasse = $0,17/\cos 32,52$

➤ **Charge d'exploitation :**

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ d'après le DTR 7.2.1

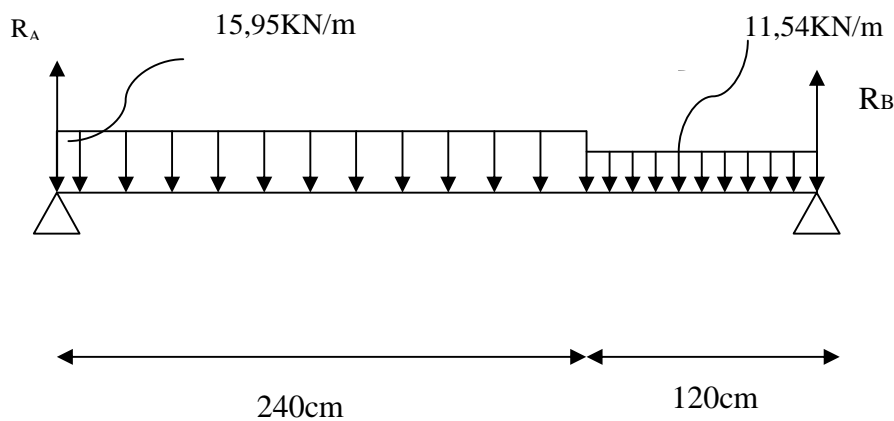
➤ **Combinaison des charges :**

$$\text{à l'ELU : } \begin{cases} \bar{q}_u = 1,35G + 1,5Q \\ q_u = (1,35 \times 9,03 + 1,5 \times 2,5) \text{ 1m} \quad \text{pour le paillasse} \\ q_u = 15,95 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{À l'ELS : } \begin{cases} q_s = 1,35 \times 5,77 + 1,5 \times 2,5 = 11,54 \text{ KN/m} \quad \text{pour le palier} \\ q_s = (9,03 + 2,5) \text{ 1m} = 11,53 \text{ KN/m} \quad \text{pour le paillasse} \\ q_s = (5,77 + 2,5) \text{ 1m} = 8,27 \text{ KN/m} \quad \text{pour le palier} \end{cases}$$

c) **Calcul à l'état lime :**

1. **Calcul à l'ELU :**



$$\sum F / x = 0 \Rightarrow 2,4q_{u2} + 1,2q_{u1} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2,4 \times 15,95 + 1,2 \times 11,54 = 52,128 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$R_A + R_B = 52,128 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_{u1} \times 1,2 \times \left(2,40 + \frac{1,2}{2}\right)$$

$$R_B \times L = 15,95 \times 2,4 \times 1,2 + 11,54 \times 1,2(2,40 + 0,6).$$

$$R_B = \frac{45,936 + 41,544}{3,6} = \frac{87,48}{3,6} = 24,3 \text{ KN}$$

$$R_A = 52,128 - 24,3 = 27,828 \text{ KN}$$

$$R_B = 24,3 \text{ KN}$$

1.1) Calcul des efforts tranchant et moment fléchissant :

Tronçon 1 : 0 x 2,4

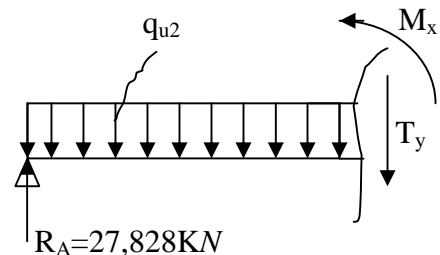
$$T(x) = 27,828 - 15,95x$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = 27,828 \text{ KN}$$

$$T(x=2,4) = 27,828 - 15,95 \times 2,4 = 27,828 - 37,296 = -10,452 \text{ KN}$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{27,828}{15,95} = 1,744 \text{ m}$$

$$x = 1,744 \text{ m} , \quad 1,744 \in [0 ; 2,4]$$



1.2) Calcul de moment fléchissant :

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 27,828 \cdot x - \frac{15,95}{2} x^2$$

$$M(x) = 27,828x - 7,975x^2.$$

$$\begin{cases} x=0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,4 & , \quad M(x=2,4) = 20,8512 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x=1,744) = 27,828 \times 1,744 - 7,975(1,744)^2 = 24,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 24,28 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 : 0 x 1,2

$$\sum f = 0 \longrightarrow R_B - P_2 + T_2 = 0$$

$$T_2 = P_2 - R_B \longrightarrow T_2 = 11,54x - 24,3$$

$$\sum M = 0 \longrightarrow M + P_2 x/2 - R_B x = 0$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 24,3x - \frac{11,54x^2}{2}$$

$$M(x) = 24,3x - 5,77x^2$$

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,2 & , \quad M(x=1,2) = 20,8512 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_2 = 11,54x - 24,3 = 0 \longrightarrow T(x=0) \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{24,3}{11,54} = 2,105 \text{ m} \\ T(x)=0 \Rightarrow x=2,105, \quad x \notin [0, 1,2] \end{cases}$$

On peut résumer les efforts internes qui réagissent dans la poutre comme suit :

0 x 2,4 :

$$\begin{array}{lll} x = 0 & T_1 = 27,828 \text{ KN} & M_1 = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 & T_1 = -10,452 \text{ KN} & M_1 = 20,851 \text{ KN.m} \end{array}$$

0 x 1,2 :

$$\begin{array}{lll} x = 0 & T_2 = -24,30 \text{ KN} & M_1 = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,2 & T_2 = -10,452 \text{ KN} & M_2 = 20,8512 \text{ KN.m} \end{array}$$

➤ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

• **Le moment aux appuis :**

$$M_{u_{app}} = (0,3) M_{u_{max}} = (-0,3) \times 24,28 = -7,3 \text{ KN.m}$$

• **Le moment en travée :**

$$M_{ut} = (0,85) M_{u_{max}} = (0,85) \times 24,28 = 20,64 \text{ KN.m}$$

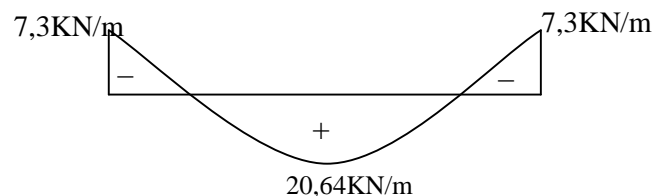
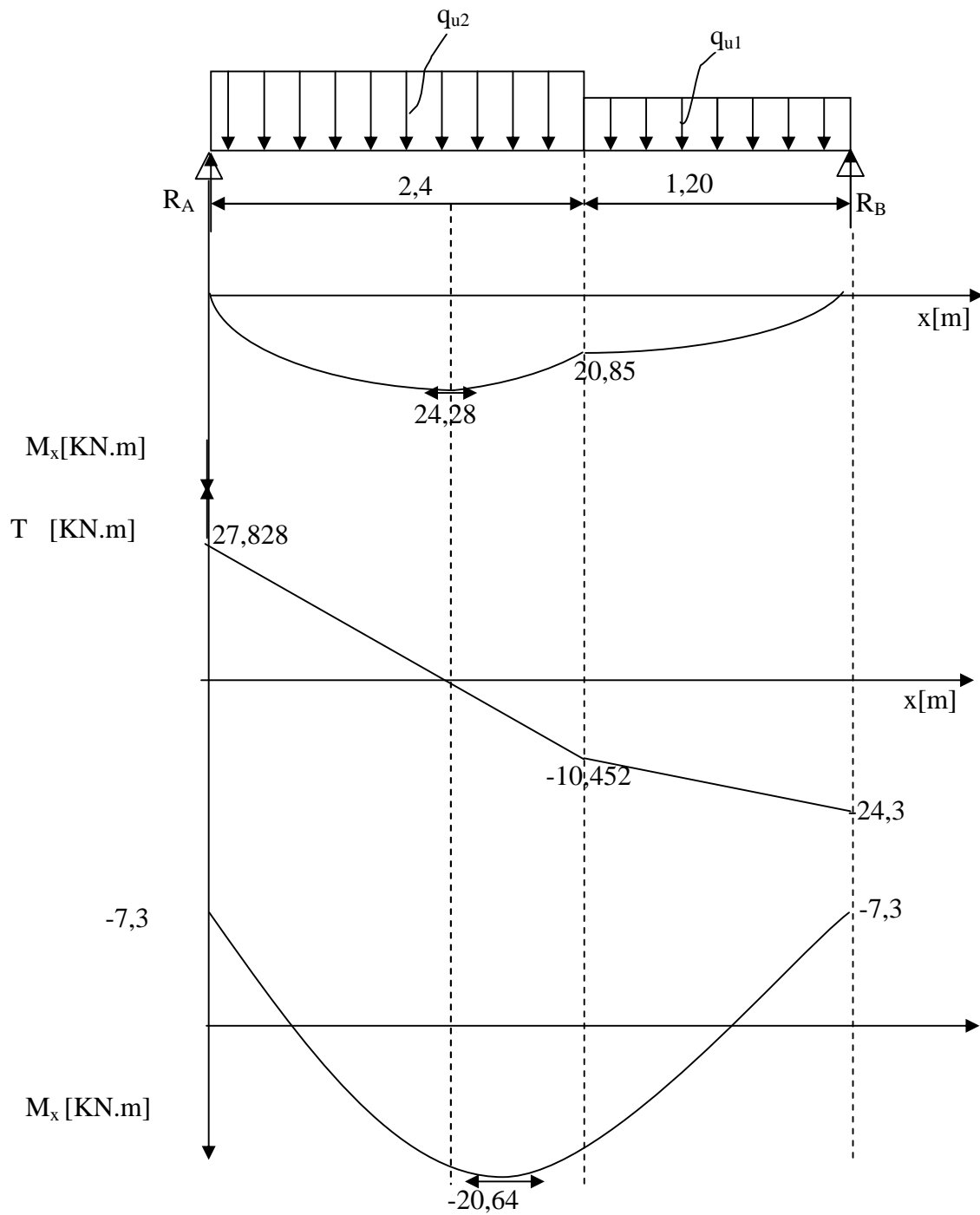
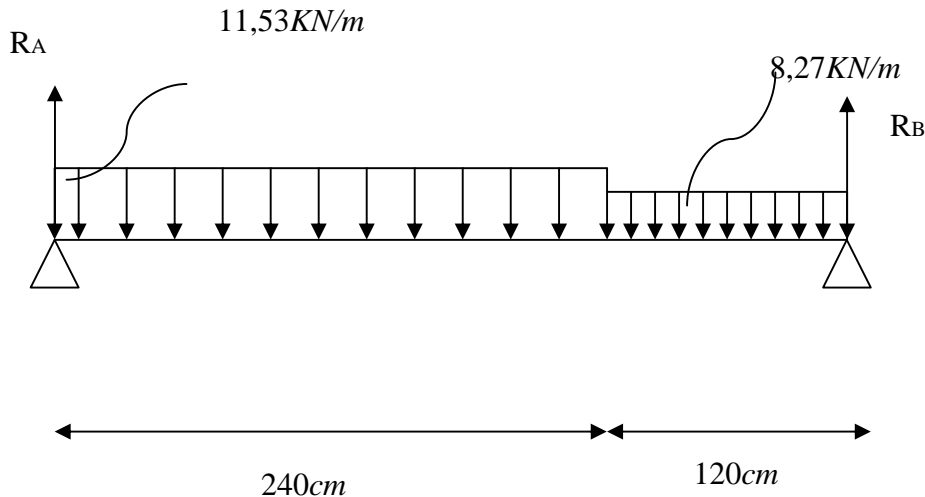


Figure III-4-5 : Diagrammes des moments fléchissant en tenant compte de l'encastrement partiel à l'ELU

➤ Diagramme des sollicitations à l'ELU :

**Figure III-4-6 : Diagramme des sollicitations à l'ELU (l'escalier Type 1)**

2. Calcule à l'ELS :



$$\sum F / x = 0 \Rightarrow 2,4q_{u2} + 1,2q_{u1} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2,4 \times 11,53 + 1,2 \times 8,27 = 37,596 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u2} \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_{u1} \times 1,2 \times \left(2,40 + \frac{1,2}{2} \right)$$

$$R_B \times L = 11,53 \times 2,4 \times 1,2 + 8,27 \times 1,2 (2,40 + 0,6).$$

$$R_B = \frac{33,92064 + 29,772}{3,6} = \frac{87,48}{3,6} = 17,36924 \text{ kN}.$$

$$R_A = 37,596 - 17,36924 = 20,102 \text{ kN}.$$

$$R_B = 17,36924 \text{ kN}$$

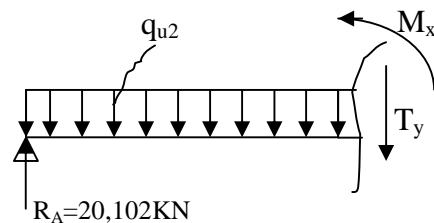
2.1) Calcul des efforts tranchant :

Tronçon 1 : 0 x 2,4

$$T(x) = 20,102 - 11,53x$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = 20,102 \text{ kN}$$

$$T(x=2,4) = 20,102 - 11,53 \times 2,4 = 20,102 - 27,672 = -7,57 \text{ kN}$$



$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u2}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{20,102}{11,53} = 1,743 \text{ m}$$

$$x=1,743 \text{ m} \quad , \quad 1,743 \in [0 ; 2,4].$$

2.2) Calcul de moment fléchissant :

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 20,102x - \frac{11,53}{2}x^2$$

$$M(x) = 20,102x - 5,765x^2.$$

$$\begin{cases} x=0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,4 & , \quad M(x=2,4) = 15,034 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x=1,743) = 20,102 \times 1,743 - 5,765(1,744)^2 = 17,523 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 17,523 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 : 0 x 1,2

$$\sum f = 0 \longrightarrow R_B - P_2 + T_2 = 0$$

$$T_2 = P_2 - R_B \longrightarrow T_2 = 8,27x - 17,3692$$

$$\sum M = 0 \longrightarrow M + P_2 x/2 - R_B x = 0$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 17,3692x - 4,135x^2$$

$$M(x) = 17,3692x - 4,135x^2$$

$$\begin{cases} x=0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=1,2 & , \quad M(x=1,2) = 14,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_2 = 8,27x - 17,3692 = 0 \longrightarrow T(x=0) \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{17,3692}{8,27} = 2,100 \text{ m} \\ T(x)=0 \Rightarrow x=2,100 \quad x \notin [0 ; 1,2] \end{cases}$$

On peut résumer les efforts internes qui réagissent dans la poutre comme suit :

0 x 2,4 :

$x = 0$	$T_1 = 20,102 \text{ KN}$	$M_1 = 0 \text{ KN.m}$
$x = 2,4$	$T_1 = -7,57 \text{ KN}$	$M_1 = 15,034 \text{ KN.m}$

0 x 1,2 :

$x = 0$	$T_2 = -17,3692 \text{ KN}$	$M_1 = 0 \text{ KN.m}$
$x = 1,2$	$T_2 = -7,57 \text{ KN}$	$M_2 = 15,033 \text{ KN.m}$

➤ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{\max}}$ au niveau des appuis et en travée.

- **Le moment aux appuis :**

$$M_{u_{\text{app}}} = (0,3) M_{u_{\max}} = (-0,3) \times 17,523 = -5,2569 \text{ KN.m}$$

- **Le moment en travée :**

$$M_{ut} = (0,85) M_{u_{\max}} = (0,85) \times 17,53 = 14,88 \text{ KN.m}$$

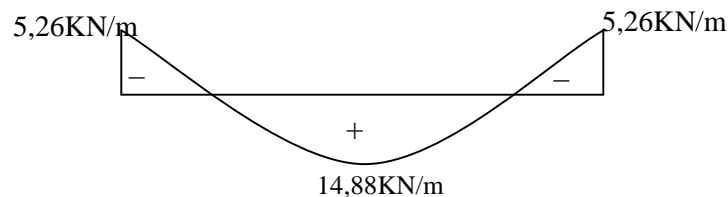
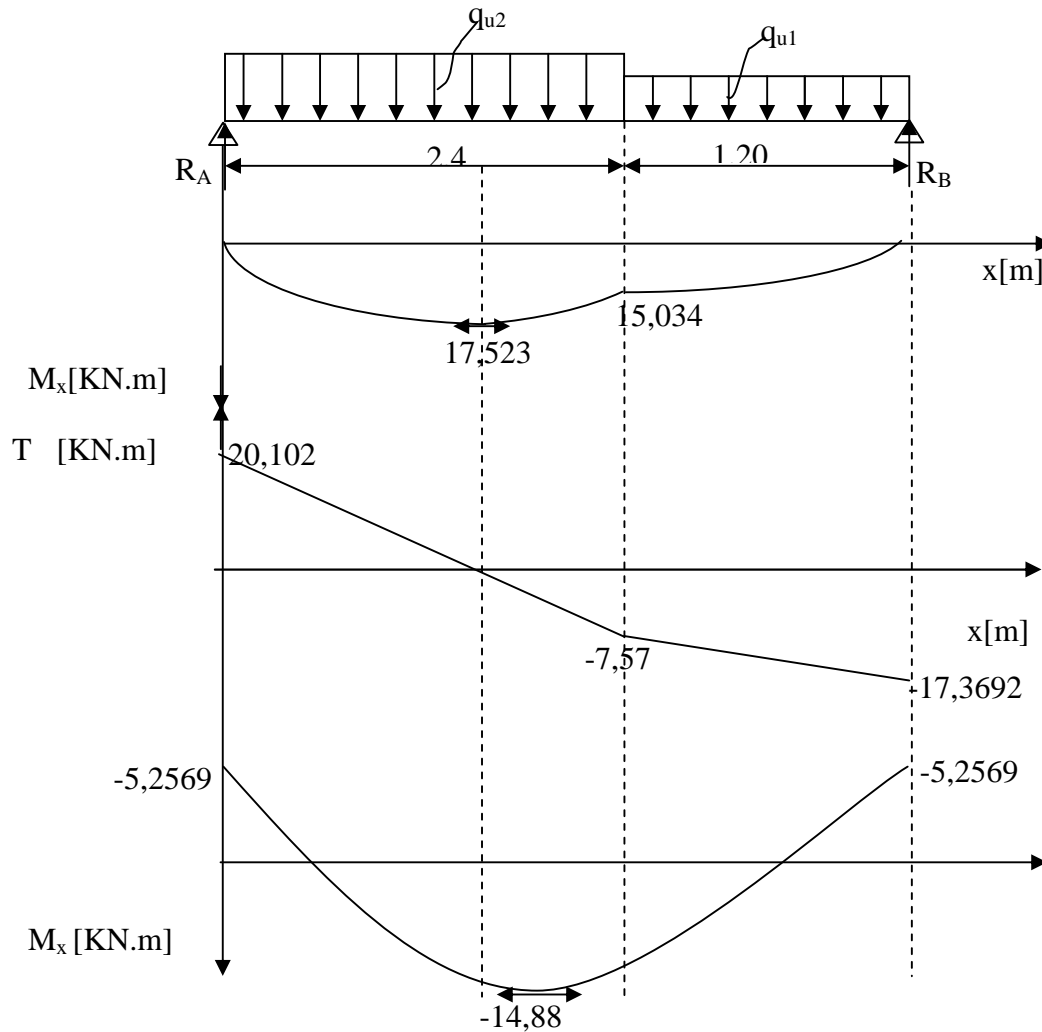


Figure III-4-7 : Diagrammes des moments fléchissant en tenant compte de l'encastrement partiel à l'ELS

➤ Diagramme des sollicitations à l'ELS :

**Figure III-4-8 : Diagramme des sollicitations à l'ELS (l'escalier Type 1)****d) Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

1) Armatures longitudinales :➤ **aux appuis :**

$$M_{uapp} = 7,3 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{7,3 \times 10^6}{1000 \times (150)^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_b = 0,022 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires

$$\mu_b = 0,02 \quad \text{Tableau} \quad \beta = 0,989$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,3 \times 10^6}{0,989 \times 150 \times 348} = 1,414 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 20cm

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 20,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,64 \times 10^6}{1000(150)^2 14,2} = 0,0646$$

$$\mu_b = 0,0646 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,0646 \longrightarrow \text{Tableau} \quad \beta = 0,967$$

$$A_{travée} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,646 \times 10^6}{0,967 \times 150 \times 348} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

2) Armatures de répartition :

➤ **Aux appuis :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{3,14}{4} \leq A_r \leq \frac{3,14}{2}$$

$$A_{\min} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\Phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$\frac{5,65}{4} \leq A_r \leq \frac{5,65}{2}$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\Phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, avec un espacement de 20cm

e) Vérifications :

1- Vérification à l'ELU :

a) Vérification de non fragilité : (BAEL91 Art. A.4.2)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_{\text{st}} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

b) Répartition des barres :

Armatures de longitudinales :

$$S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$S_t < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis
(BAEL91 Art 61.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u \max} = 27,828 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,828 \times 1000}{0,9 \times 150 \times 125,6} = \frac{27828}{16956} = 1,641 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 Art A552)

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{27,828 \times 1000}{1000 \times 150} = 0,1855 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL91ArtAr 5.1.3)

❖ Influence sur le béton : (BAEL 91 modifiées 99/Art A. 5.1.3.1.3)

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 150}{1,5} \times 25 = 900 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 27,828 \text{ KN} \leq 900 \text{ KN}$$

❖ Influence sur les armatures : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.5.1.3.2.1)

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) ; \text{ avec } H = \frac{M_{a\max}}{0,9d}$$

$$A_{\text{appuis}} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} (27,828 \times 10^3 + \frac{-7,3 \times 10^6}{0,9 \times 150}) = -0,754 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Les armatures calculées sont suffisantes.

f) Vérification de l'adhérence aux appuis : (art .A.6, 1.3 /BAEL91 modifiées 99)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,828 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 125,6} = 1,641 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

\Rightarrow Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

g) Ancrage des barres aux appuis : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99

h) La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$i) \quad l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400 \times 10^{-1}}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1}$$

$$l_s = 35,27 \text{ cm}$$

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \bar{\sigma}_{se}} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$l_s = 35,27 \text{ cm}$$

2- Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

A. Au niveau des appuis :

$$b_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$b = K \times y$$

$$K = M_s / I$$

On l'équation suivante :

$$by^2 + 30(A+A') y_1 - 30(A'C' + Ad) = 0$$

A' et C' sont égales à 0 car la section est simplement armée

D'où l'équation deviendra :

$$100y^2 + 30(3,14) y_1 - 30(3,14 \times 15) = 0$$

$$100y^2 + 94,2 y_1 - 1413 = 0$$

Après la résolution de l'équation :

$$Y = 3,310$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 7645,30 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,06875 \text{ N/m}^3$$

a.1) Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 0,06875 \times 3,310 \times 10 = 2,084 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,084 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad OK$$

a.2) Dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 120,553 MPa$$

$$\sigma_s = 120,553 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 MPa \quad OK$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

B. A mi travées :

$$100y^2 + 169,5 y_1 - 2542,5 = 0$$

$$y = 4,265$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 12352,64 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,1204 \text{ N/m}^3$$

b.1) Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 0,1204 \times 4,265 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 5,135 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad OK$$

b.2) Dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 193,87 MPa$$

$$\sigma_s = 193,87 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 MPa \quad OK$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.3)**

Aucune vérification à effectuer, car l'élément est couvert par conséquent la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes satisfaites :

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

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{17}{370} = 0,0459 \quad 0,0625 \Rightarrow \text{il faut calculer la flèche}$$

$$f = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I_{fv} f_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4$$

\bar{f} : Flèche admissible

E_v : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fictive de la section pour les déformations du long terme

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

I_0 : moment statique de la section homogène

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

$$V_1 = \frac{S_{ixx}}{B_0} \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1$$

$$S_{1xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{1xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15$$

$$S_{1xx} = 15721,25 \text{ cm}^3$$

B_0 : la section homogène

$$B_0 = B + n A_t$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 5,65$$

$$B_0 = 1784,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{15721,25}{1784,75} = 8,80 \text{ cm} \longrightarrow V_2 = 17 - 8,80 = 8,19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (8,8^3 + 8,19^3) + (8,19 - 2)^2 5,65 \times 15$$

$$I = 44280,98 \text{ cm}^4$$

λ_v : Coefficient de déformation.

μ : Coefficient de frottement.

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_i d A_t} = \frac{14,88 \times 10^3}{0,985 \times 15 \times 5,65} = 178,248 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0037 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 2,2709$$

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

$$\mu = \max (0,224 ; 0)$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{44280,98}{1 + 2,27 \times 0,224} = 29425,549 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{fv} f_v} = \frac{14,88 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 10818,86 \times 29425,549 \times 10^4} = 6,057 \text{ mm}$$

$$f = 6,057 \leq \frac{360}{500} = 7,2 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Conclusion :

$f < \bar{f}$, il n'y a aucun risque

C. Poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier.

Le palier intermédiaire des escaliers de l'étage courant repose sur une poutre, considérée comme semi encastrée dans les poteaux, dite poutre palière. Sa portée est de 2,70m, comme le représente le schéma ci-dessous. Le calcul s'effectue en flexion simple.

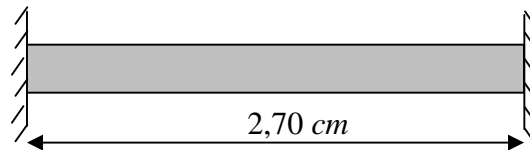


Figure III-4-9 : Schéma de la poutre palière

a. Prédimensionnement :**a) Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \leq h \leq 27 \text{ cm.}$$

Selon les recommandations de RPA99 modifié en 2003

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } h_t = 30 \text{ cm}$$

b) Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Donc la poutre palière aura pour dimension : $(b \times h = 25 \times 30 \text{ cm}^2)$

Comme le montre le schéma suivant :

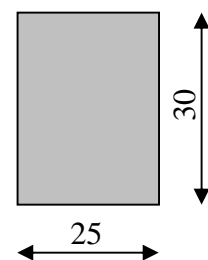


Figure III-4-10 : Section de la poutre

b. Charge revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Poids de mur intérieur : $G_2 = 1,30 \times 1,13 = 1,469 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELU) : $24,3 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier (ELS) : $17,3692 \text{ KN/ml}$

c. Calcul à l'état limite :**a) à l'ELU :****Calcul du moment et l'effort tranchant :**

$$q_u = (1,875 + 1,469) \times 1,35 + 24,30 = 28,9 \text{ KN/ml.}$$

a.1) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{28,9 \times (2,70)^2}{8} = 26,4 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 26,4 \text{ KN.m}$$

a.2) L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{28,9 \times (2,70)}{2} = 39,015 \text{ KN}$$

Etant tenant compte des semi encastres au niveau de appuis on aura :

$$M_{uapp} = (-0,3) M_0 = -7,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = (0,85) M_0 = 22,44 \text{ KN.m}$$

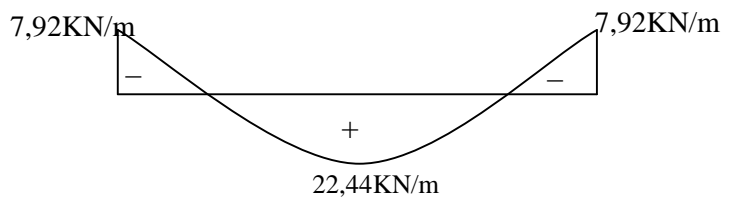
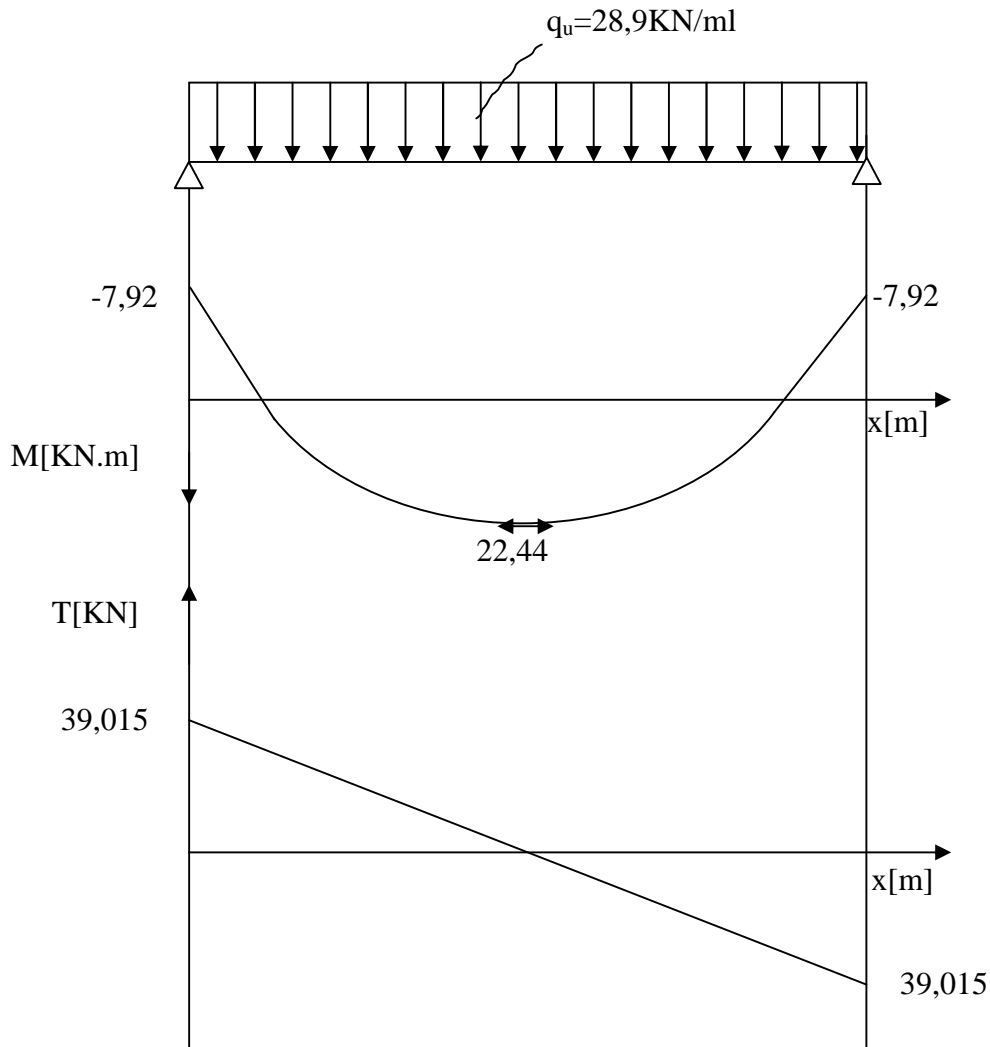


Figure III-4-11 : Diagrammes des moments fléchissant tenant compte de l'encastrement partiel à l'ELU

Diagramme M et de T :**Figure III-4-12: Diagrammes des efforts internes à l'ELU****d. Ferrailage :****➤ En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22,44 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,080 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,080 \longrightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,44 \times 10^3}{0,948 \times 28 \times 348} = 2,40 \text{ cm}^2$$

Soit : $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,92 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 = \mu_R \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,028 \longrightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,92 \times 10^3}{0,986 \times 28 \times 348} = 0,824 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{app} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

D'où il faut satisfaire les recommandations de RPA 99 modifiée en 2003 suivantes

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$3,39 + 2,36 = 5,75 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \quad \text{OK}$$

$$5,75 \text{ cm}^2 < \frac{4 \times b \times h}{100} = 30 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

e. Vérification à l'ELU :

1) Vérification la condition de non fragilité : (BAEL91 Art.4.21)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{sapp} = 2,36 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_{ut} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Condition de l'effort tranchant : (BAEL91 ArtA522)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5MPa\} = 3,33MPa \text{ les fissurations étant non préjudiciables}$$

La contrainte tangente prise est égale à

$$\tau_u = 0,5557MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

$$\text{alors } \tau_u = 0,557MPa \leq 3,33MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL91Art5.132) :**➤ Influence des aciers : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.5.1.3.2.1)**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) ; \text{ avec } H = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9.d}$$

$$A_{\text{appuis}} = 2,36cm^2 \geq \frac{1,15}{400} (39,015 \times 10^3 + \frac{-7,92 \times 10^6}{0,9 \times 280}) = 0,22cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

➤ Influence sur le béton : (BAEL 91 modifiées 99/Art A. 5.1.3.1.3)

$$T_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 39,015KN \leq 0,4 \times 250 \times (0,9 \times 280) \times \frac{25}{1,5} = 168KN$$

$$T_u = 39,015KN \leq 168KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 9,42 cm$$

$$\sigma_{se} = \frac{39,015 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,2} = 1,643 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

\Rightarrow Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

5) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127) :

La longueur de scellement droit est

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \bar{\sigma}_{se}} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

6) Les armatures transversales (BAEL91Art722) :

Les aciers utilisés comme armatures transversales sont de nuance FeE400.

❖ Diamètre (BAEL91/Art A.7.2.2) :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la relation :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\}$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des barres transversales.

ϕ_l : Diamètre minimal des barres longitudinales.

b, h_t : Les dimensions de la section de la poutre.

$$\underline{\text{A.N:}} \quad \Phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} ; \frac{250}{10} ; 12 \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \{ 12, 8,57, 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\Phi_t \leq 8,57 \text{ cm}^2$$

On opte pour le choix de barres en HA8.

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$, disposé en (1cadre + 1étrier).

7) **Calcul des espacements (BAEL91Art51.22) :**

L'espacement des armatures transversales est donné par le (BAEL91/ Art A.5.1.22) :

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

Ainsi que, le RPA 99 dans l'article 7.5.2.2 nous donne les relations ci-dessous :

$$\text{- Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$\text{L'étendue de la zone nodale : } l' = 2.h$$

$$\text{- Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Selon le RPA 99, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003.S_t.b$$

A.N :

$$\bullet \text{ Selon BAEL 91 : } S_t \leq \min(25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$\text{D'où : } S_t \leq 25,2 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ Selon RPA 99 :}$$

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1 ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{L'étendue de la zone nodale : } l' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

On adopte l'espacement ($S_t = 7 \text{ cm}$) en zone nodale.

- Zone courante :

$$(S_t \leq \frac{35}{2}) \Rightarrow (S_t \leq 17,5 \text{ cm})$$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$) en zone courante (travée).

• Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales :

- Zone nodale :

$$\left. \begin{aligned} A_t &= 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} &= 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 \\ 2,01 \text{ cm}^2 &> 0,525 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- Zone courante :

$$\left. \begin{aligned} A_t &= 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} &= 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \\ 2,01 \text{ cm}^2 &> 1,125 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

f. Vérification à l'ELS :

$$q_s = (1,875 + 1,469) + 17,369 = 20,713 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{(20,713)(2,7)^2}{8} = 18,88 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{(20,713)(2,7)}{2} = 28 \text{ KN}$$

Etant donné l'effet de semi encastrement :

$$M_{\text{sapp}} = (-0,3) M_{0s} = -5,664 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{st}} = (0,85) M_{0s} = 16,048 \text{ KN.m}$$

1) Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ Au niveau des appuis :

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

$$\sigma_b = K \times y$$

$$K = M_s / I$$

On a l'équation suivante :

$$b y^2 + 30(A + A') y_1 - 30(A' C' + A d) = 0$$

A' et C' sont égale a 0 car la section est simplement armée

D'où l'équation deviendra:

$$25y^2 + 30(2,13) y_1 - 30(2,13) = 0$$

$$25y^2 + 63,9 y_1 - 1789,2 = 0$$

Après la résolution de l'équation

$$y = 7,27 \text{ cm}$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 16952,7010 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,03341 \text{ N/m}^3$$

❖ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0334 \times 7,250 \times 10 = 2,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

❖ **Dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times (d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 103,875 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 103,875 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Conclusion :

Les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes

➤ **A mi travées :**

$$25y^2 + 101,7 y_1 - 2847,6 = 0$$

$$y = 8,83 \text{ cm}$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 24424,022 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,065 \text{ N/m}^3$$

❖ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 0,065 \times 8,83 \times 10 = 5,74 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5,74 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad OK$$

❖ Dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times (d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 186,90 MPa$$

$$\sigma_s = 186,90 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 MPa \quad OK$$

Conclusion :

Les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes

2) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5, 3) :

Aucune vérification à effectuer pour les aciers, car la poutre palière se situe à l'intérieur de la construction, par conséquent, la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

3) Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes satisfaites :

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

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

A.N :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{30}{270} \Rightarrow 0,111 \geq 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{30}{270} \geq \frac{22,44}{1026,4} \Rightarrow 0,111 \geq 0,085 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3,39}{25 \times 28} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0048 \leq 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont toutes vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

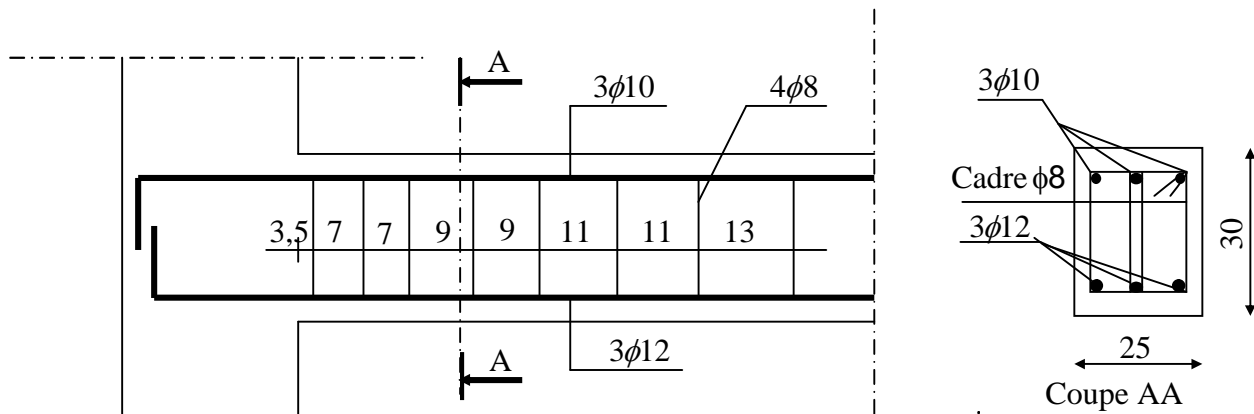
g. Plan de ferrailage de la poutre palière :

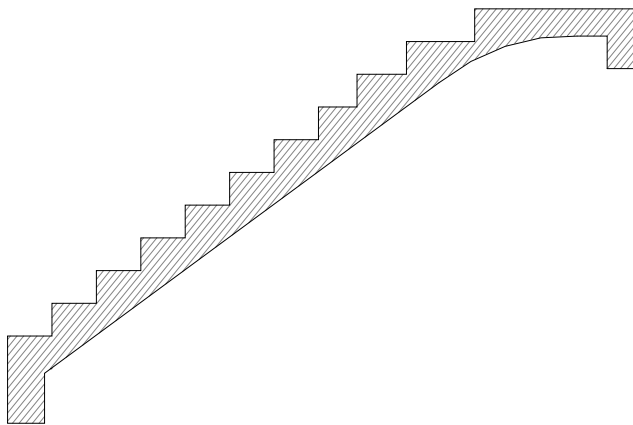
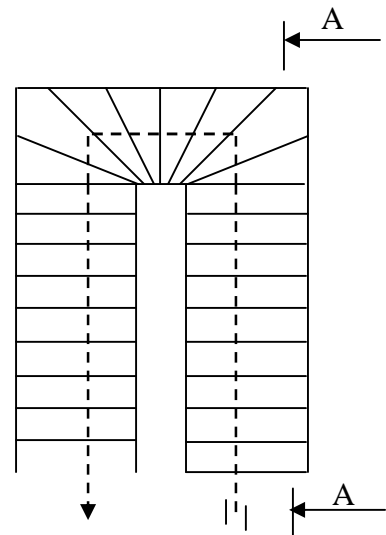
Figure III-4-13 : Plan de ferrailage de la poutre

D. 2^{ème} type d'escalier (balancé) :**Principe :**

Pour le tracé des escaliers à quartier tournant on pratique ce qu'on appelle le balancement des marches, différentes méthodes peuvent être utilisées, nous suivront la plus simple.

Soit d le diamètre du cercle de jour et la ligne de la foulée, tracée à $0,50\text{ cm}$ du jour divisée en $(n-1)$ parties égales (n étant le nombre de hauteur à monter). Ce tracé donne un certain nombre de marches droites complétées par quelques rayonnantes (voir la figure ci-dessous).

Après on trace les marches rayonnantes en joignant au centre du cercle de jour les points distants de g sur la ligne de foulée.

**Figure III-4-13 : Coupe A-A****Figure III-4-14 Vue en plan de l'escalier Type (1)****a) Dimensionnement d'escalier :****1) Dimensionnement de giron et contre marche :**

Relation de BLANDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ (cm)}$$

Nous choisissons :

$$h = 18 \text{ cm et } g = 30 \text{ cm}$$

On a bien :

$$2h + g = 2 \times 18 + 30 = 66 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{la relation de BLANDEL est satisfaite.}$$

h : est la hauteur de la marche $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$

g : est le giron $22 \leq g \leq 33 \text{ (cm)}$

Le nombre de contre marches (n) est donné par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{450}{18} = 25$$

Le nombre de marche (m) est donné par :

$$m = (n-1) = 24$$

Ce type d'escalier est sans palier appelé escalier avec paillasse à quartier tournant, il est composé de paillasse incliné d'angle β et l'autre de $90^\circ - \beta$, le premier porté des marches ordinaires et l'autre des marches rayonnantes qui y est perpendiculaire au premier.

Dans notre cas on considère que le paillasse 1 comporte 9 marches et le paillasse2, huit marches rayonnantes encastrées dans une poutre inclinée, son calcul est similaire avec la poutre palière ainsi son ferrailage.

2) Dimensionnement de la paillasse :

Les deux paillasses auront la même épaisseur et sera déterminée selon la formule suivante :

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

$$L_0 = L' + L_2$$

E_p : épaisseur de la paillasse.

L_0 : longueur libre (la portée libre de la paillasse)

❖ Pour l'escalier balancé :

$$H = n \times h = 8 \times 18 = 144 \text{ cm}, l' = 270 \text{ cm}$$

$$\tan \beta = \frac{H}{L' \frac{\pi}{2}} = \frac{144}{270 \frac{3,14}{2}} = 0,339$$

$$\beta = 18,762^\circ$$

$$L_0 = 279,874 + 116,73 = 406,607 \text{ cm}$$

$$\frac{406,607}{30} \leq e \leq \frac{406,607}{20}$$

$$13,553 \leq e_p \leq 20,33$$

On opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

b) DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :**❖ Charge permanente :****1) La paillasse des escaliers droite :**

$$\text{Le poids propre de la paillasse :} \dots\dots\dots \frac{25 \times 15}{\cos 30,96} = 4,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre des marches :} \dots\dots\dots 22 \times 0,18/2 = 1,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre des revêtements :} \dots\dots\dots 1,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de garde-corps :} \dots\dots\dots 0,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{G}_T = 8,47 \text{ KN/m}^2$$

2) La paillasse pour les marches balancée :

$$\text{Poids propre de la paillasse :} \dots\dots\dots \frac{25 \times 15}{\cos 18,767} = 3,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre des marches :} \dots\dots\dots 22 \times 0,18/2 = 1,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre des revêtements :} \dots\dots\dots 1,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de garde corps :} \dots\dots\dots 0,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{G}_T = 8,07 \text{ KN/m}^2$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

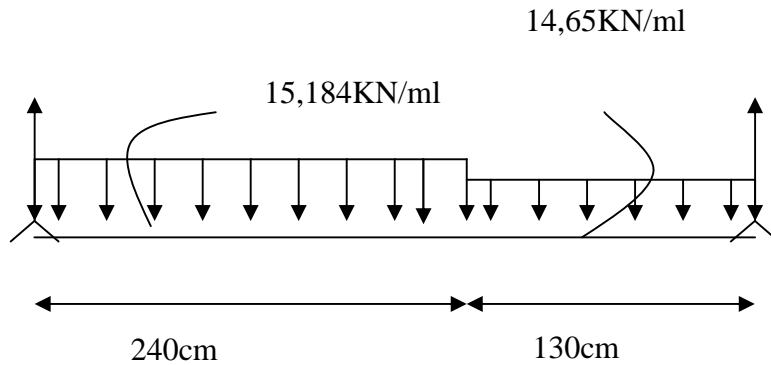
c) Calcul a l'état limite :**1) Calcul à l'ELU :**

$$1,35G + 1,5Q.$$

Le calcul se fera pour 1m linéaire

$$\text{Pour le paillasse (md)} \dots\dots\dots q_{u1} = (1,35 \times 8,47 + 1,5 \times 2,5) 1 = 15,1845 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour le palier (mb)} \dots\dots\dots q_{u2} = (1,35 \times 8,07 + 1,5 \times 2,5) 1 = 14,65 \text{ KN/ml}$$



Les réactions d'appuis

$$R_A = 27,53 \text{ kN}$$

$$R_B = 28 \text{ kN}$$

1. Calcul des efforts tranchant et moment fléchissant :

a) Calcul des efforts tranchant :

Tronçon 1 :

$$0 \leq x \leq 2,4$$

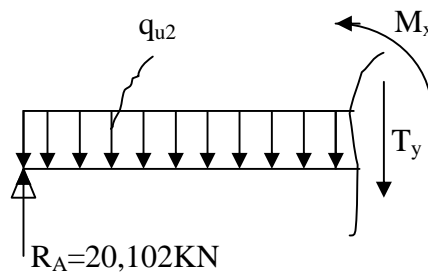
$$T(x) = 28 - 15,2x$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = -28 \text{ kN}$$

$$T(x=2,4) = -8,48 \text{ kN}$$

$$T_X = 0$$

$$x = 1,843 \text{ m} \quad , \quad 1,843 \in [0 ; 2,4]$$



b) Calcul de moment fléchissant :

$$\begin{cases} x=0 & , & M(x=0) = 0 \text{ kN.m} \\ x=2,4 & , & M(x=2,4) = 25,728 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x=1,843) = 27,148 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 :

$$0 \leq x \leq 1,3$$

$$T_2 = 14,65x - 27,53$$

$$\sum M = 0 \longrightarrow M + P_2 \cdot x/2 - R_B \cdot x = 0$$

$$\begin{cases} x=0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,3 & , \quad M(x=1,3) = 23,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x=0 \quad ; \quad T(x=0) = -27,53 \text{ KN}$$

$$x=1,3 \quad ; \quad T(x=1,3) = -8,48 \text{ KN}$$

d) Ferrailage a L'ELU :

d.1) Armatures longitudinales :

➤ **aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{8,144 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,0339$$

$$\mu_b = 0,0339 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires ($\overline{A_{uapp}} = 0$)

$$\mu_b = 0,0339 \longrightarrow \text{Tableau : } \beta = 0,983$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,144 \times 10^6}{0,983 \times 130 \times 348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_s = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$M_{ut}=23,075 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23,075 \times 10^6}{1000(130)^2 14,2} = 0,096$$

$$\mu_b = 0,096 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,096 \longrightarrow \beta = 0,949$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,075 \times 10^6}{0,949 \times 130 \times 348} = 5,37 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_s = 5\text{HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

d.2) Armatures de répartition :➤ **Aux appuis :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow \frac{3,14}{4} \leq A_r \leq \frac{3,14}{2}$$

$$A_{\min} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$5\Phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad , \quad \text{avec un espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$\frac{7,70}{4} \leq A_r \leq \frac{7,70}{2}$$

$$A_{\min} = 1,925 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$5\Phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad , \quad \text{avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

e) Vérification :**1. Vérification à l'ELU :****2.1) Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21) :**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_{\text{ut}} = 7,70 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2.2) Répartition des barres :

❖ Armatures de longitudinales :

$$S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = (25, 20) (\text{cm}) < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures de répartition :

$$S_t < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = (25, 20) (\text{cm}) < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.2) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :

(BAEL91Art61.3)

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{\text{umax}} = 28 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28 \times 1000}{0,9 \times 130 \times 125,6} = \frac{28000}{14695,2} = 1,590 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2.4) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552) :

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{28 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,215 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

2.5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL91ArtA5.1.3)**❖ Influence sur le béton : (BAEL 91 modifiées 99/Art A. 5.1.3.1.3)**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 130}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 28 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence sur les armatures :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) ; \text{ avec } H = \frac{M_{a\max}}{0,9d}$$

$$A_{\text{appuis}} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} (28,00 \times 10^3 + \frac{-8,144 \times 10^6}{0,9 \times 150}) = -0,93 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

d.6) Vérification de l'adhérence aux appuis : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.5.1.3.2.1)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi f_{t28}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_e = \frac{28 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,905 \text{ [MPa]}.$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ d ou } 1,905 \quad 3,1$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

2.7) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127) :

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec } \tau_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$l_s = 35,27 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

\Rightarrow Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

2) Calcul à l'ELS :**a) Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :**

Tronçon 1 :

$$0 \leq x \leq 2,4$$

$$\sum f = 0 \longrightarrow R_A + R_B = P_1 + P_2$$

$$\sum MA = 0$$

$$R_A = 22,39 \text{ KN}$$

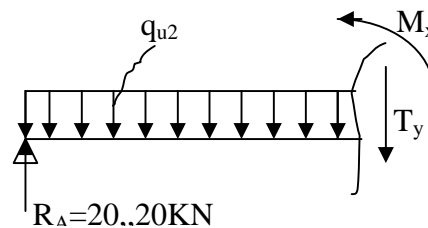
$$R_B = 21,9 \text{ KN}$$

$$T_x = 22,39 - 12,16x$$

$$\sum M_x = 0$$

$$M_x = 22,39x - 6,3x^2$$

$$T_x = 0 \longrightarrow x = 1,84 \text{ m}$$



Tronçon 2 :

$$0 \leq x \leq 1,3$$

$$T_x = 11,62x - 21,9$$

$$\sum M_x = 0$$

$$M_x = 21,9x - 5,81x^2$$

On peut résumer les résultants ci-dessous :

0	x	2,4	x = 0	$T_1 = 22,39 \text{ KN}$	$M_1 = 0 \text{ KN.m}$
			x = 2,4 m	$T_1 = -6,794 \text{ KN}$	$M_1 = 17,44 \text{ KN.m}$

0	x	1,3	x = 0	$T_2 = -21,9 \text{ KN}$	$M_1 = 0 \text{ KN.M}$
			x = 1,3 m	$T_2 = -6,794 \text{ KN}$	$M_2 = 18,6511 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte des semis encastrements aux niveaux des appuis :

$$M_{\text{app}} = 0,3 \times 20,61 = 6,183 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 18,59 = 17,52 \text{ KN.m}$$

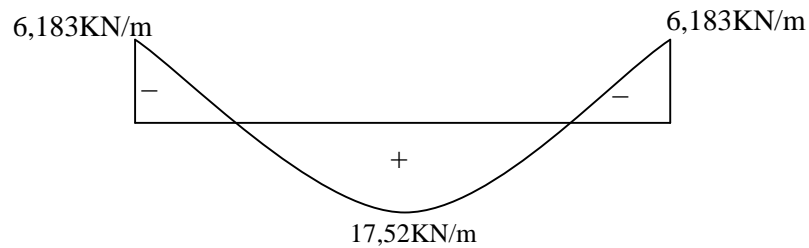
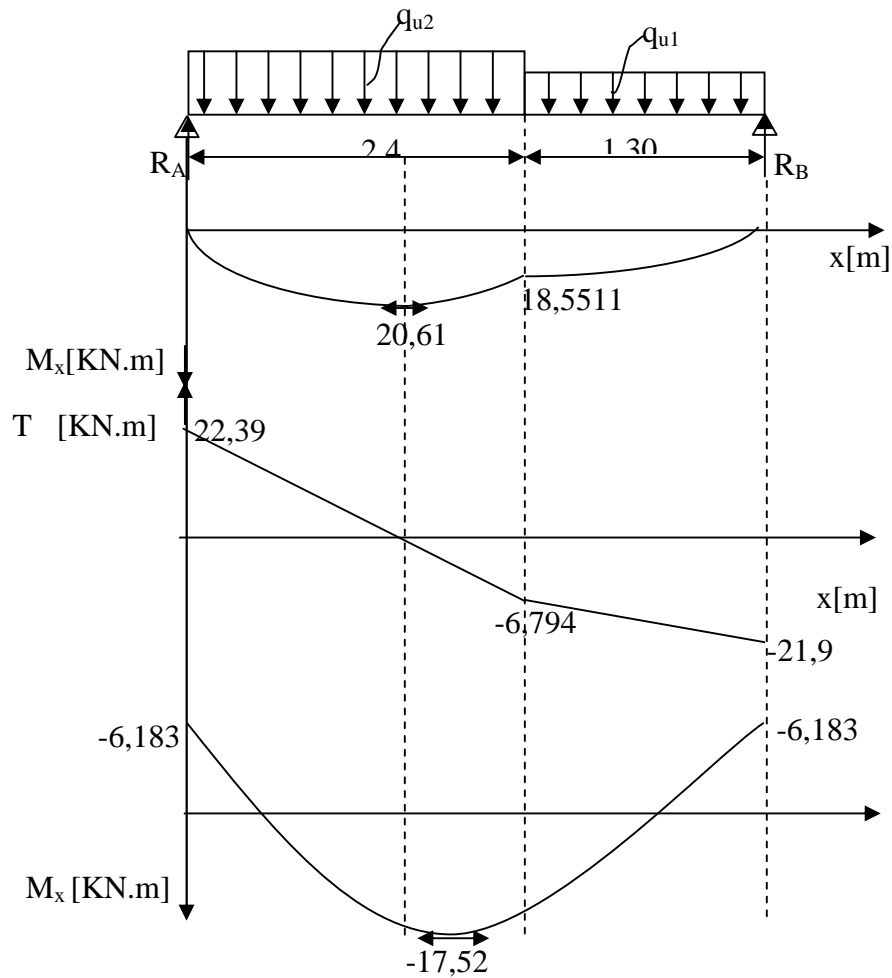


Figure III-4-15 : Diagrammes des moments fléchissant en tenant compte de l'encastrement partiel et de l'effort

❖ Diagrammes à l'ELS :

**Figure III-4-16 : Diagramme des sollicitations à l'ELS (l'escalier Type 2)****b) Vérification des contraintes à l'ELS :****b.1) Au niveau des appuis :**

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

$$\sigma_b = K \times y$$

$$K = M_s / I$$

On a l'équation suivante:

$$b y^2 + 30(A + A') y_1 - 30(A' C' + A d) = 0$$

A' et C' sont égales à 0 car la section est simplement armée

D' ou l'équation deviendra :

$$100y^2 + 30(3,14) y_1 - 30(3,14 \times 13) = 0$$

$$100y^2 + 94,2y_1 - 1224,6 = 0$$

Après la résolution de l'équation

$$y = 3,68c$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 11319,640 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,05462 \text{ N/m}^3$$

➤ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 0,05462 \times 3,68 \times 10 = 2,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

➤ **Dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times (d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 117,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 117,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

b.2) A mi travées :

$$100y^2 + 231 y_1 - 3003 = 0$$

$$Y = 4,73 \text{ cm}$$

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 18372,09 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,0953 \text{ N/m}^3$$

➤ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0667 \times 4,44 \times 10 = 2,962 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,962 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad OK$$

➤ Dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times (d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 132,76 MPa$$

$$\sigma_s = 132,76 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 MPa \quad OK$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

c) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.3)

Aucune vérification à effectuer, car l'élément est couvert par conséquent la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

d) Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes satisfaites :

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

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \frac{As}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0,0540 < 0,0625 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche}$$

d.1) calcule la flèche

$$f = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I_{fv} f_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4$$

$$S_{lxx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{I_{xx}} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,62 \times 18$$

$$S_{I_{xx}} = 21517,40 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,62$$

$$B_0 = 2084,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21517,4}{2084,3} = 10,32 \text{ cm} \longrightarrow V_2 = 20 - 10,32 = 9,67 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,67^3) + (9,62 - 2)^2 5,62 \times 15$$

$$I_0 = 71744,8073 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

Avec :

$$\rho = \frac{5,62}{100 \times 18} = 0,0031 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_t} = \frac{17,52 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 5,62} = 175,83 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0031 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 2,709$$

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

$$\mu = \max (0,141 ; 0)$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} = \frac{71744,8073}{1 + 2,709 \times 0,141} = 51914,917 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{SER} \times L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{17,52 \times 10^6 \times 3700^2}{10 \times 10818,86 \times 51914,917 \times 10^4} = 4,27 \text{ mm}$$

$$f = 4,27 \leq \frac{370}{500} = 7,4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$f < \bar{f}$, il n'y a aucun risque.

III-5- Calcul du balcon :**III-5-1-Introduction :**

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre G , au poids propre du garde corps.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur.

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

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

Avec :

L : largeur de la console

h : hauteur de garde corps

$L=1,40 \text{ m}$

$h=1,00\text{m}$

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

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

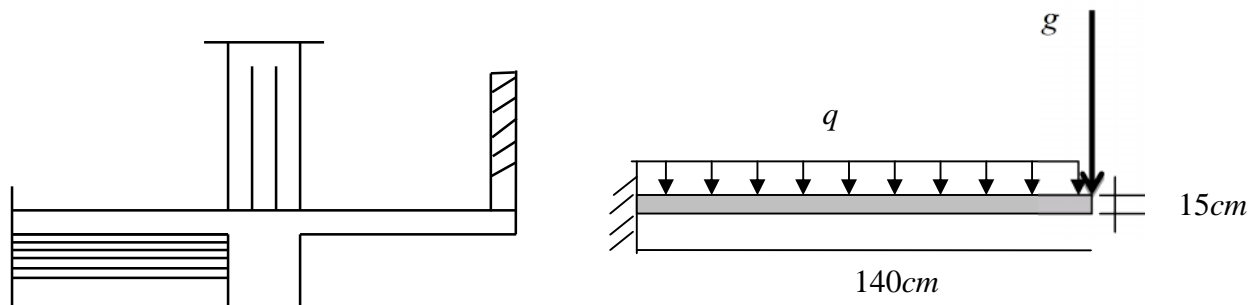
III-5-2- Schéma statique :

Figure III-5-1 : Schéma statique du balcon

III-5-3-Détermination des sollicitations :**a) Charges permanentes :****• Dalle pleine :**

- poids propre de la dalle pleine : $25 \times (0,15) \times 1 = 3,75 \text{ KN} / \text{m}^2$.

- Couche de sable (2cm) : $0,36 \text{ KN} / \text{m}^2$

- Mortier de pose (2cm) : $0,40 \text{ KN} / \text{m}^2$

- Revêtement en carrelage (2cm) : $0,40 \text{ KN} / \text{m}^2$.

- Enduit en plâtre (2cm) : $0,20 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$G_1 = 5,11 \text{ KN} / \text{m}^2$$

• **Garde corps :**

- Poids de la brique : $0,9 \text{ KN/m}^2$.

- Poids de l'enduit en mortier : $0,18 \times 2 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

$$G_2 = 0,9 + 0,36 = 1,26 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge linéaire est : $G_2 = 1,26 \times 1 = 1,26 \text{ KN/ml}$

b) Charges d'exploitations :

Dalle pleine : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Garde corps : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

c) Combinaisons des charges :

1. Combinaisons de charge à l'E L U :

La dalle :

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

$$q_u = (1,35(5,11) + 1,5(3,5)) \times 1m$$

$$q_u = 12,148 \text{ KN/ml}$$

Le garde corps :

$$g_{u1} = (1,35 \times 1,26) \times 1m = 1,701 \text{ KN}$$

$$q_{u1} = (1,5 \times 1,00) \times 1m = 1,5 \text{ KN}$$

2. Combinaison de charge à l'ELS :

La dalle :

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

$$q_s = (5,11 + 3,5) \times 1m$$

$$q_s = 8,61 \text{ KN/ml}$$

Le garde corps :

$$g_{s1} = (1,26) \times 1m = 1,26 \text{ KN}$$

$$q_{s1} = (1,00) \times 1m = 1,00 \text{ KN}$$

III-5-4- Ferrailage du balcon :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

Le ferrailage se fait à **ELU**, et les vérifications se font à **L'ELS**.

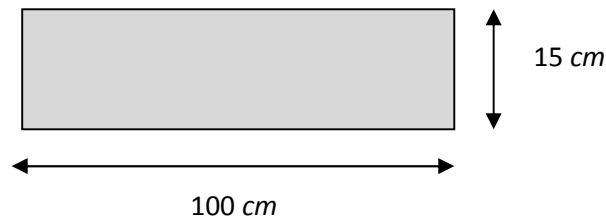


Figure III-5-1 : Caractéristiques géométriques de la section

-L'effort tranchant :

$$T_u = q_u \times l + g_{u1}$$

$$T_u = 12,148 \times 1,4 + 1,701 = 18,71 \text{ KN}$$

-Effort normal :

$$N = q_{u1} = 1,5 \text{ KN}$$

-Le moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_{u1} \times l$$

$$M_u = \frac{12,148(1,4)^2}{2} + 1,701 \times 1,4$$

$$M_u = 14,29 \text{ KN.m}$$

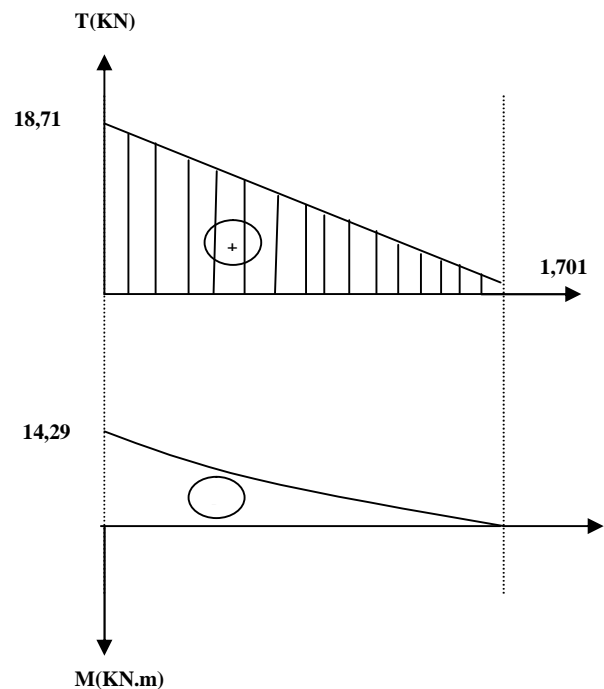


Figure III-5-2 : Efforts internes dans le balcon

➤ Calcul à l'ELU :

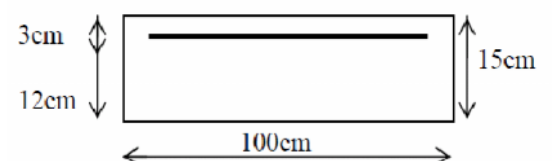
Le calcul se fait en flexion simple :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

1- Armatures principales :

Soit l'enrobage $c=3\text{cm}$.

Hauteur utile : $d = h - c$ alors $d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$



On calcul le moment réduit.

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{14,29 \times 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} = 0,0699$$

$$\mu_b = 0,0669 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{14,29 \times 10^6}{0,964 \times 120 \times 348} = 354,97 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 3,55 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour } 5\text{HA}10=3,93\text{cm}^2 \text{ avec } S_t=20\text{cm}$$

2- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

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

III-5-5- Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Espacement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91 modifiées 99)

Pour une fissuration préjudiciable l'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

A. Armatures principales :

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

$$e \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

B. Armatures de répartition :

$$e = 25 \text{ cm}$$

$$e \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (art .A.5,1.1 /BAEL 91 modifiées 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 18,71 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{18,71 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,156 \text{ MPa}$$

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

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

❖ **Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6, 1.3 /BAEL91 modifiées 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum_{ui} = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{18,71 \times 1000}{0,9 \times 120 \times 157} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art: A.5.1.3)/BAEL 91 modifiées 99 :**

Sur le béton : (BAEL 91 modifiées 99/Art A. 5.1.3.1.3)

$$V_u < \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 120 \times 1000 = 720000 \text{ N}$$

$$V_u = 18,71 \text{ KN} < \bar{V}_u = 720 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur l'acier : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.5.1.3.2.1)

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (18,71 \times 10^3 + \frac{-14,29 \times 10^6}{0,9 \times 120}) = -3,27 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

❖ **Longueur de scellement : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \tau_s^2 \times f_{t28}} \quad \text{avec : } \tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400 \times 10^{-1}}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1}$$

$$l_s = 35,27 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL (art 6 .1.253) est fixée pour les aciers HA à :

$$l_s = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 15 \text{ cm}$

III-5-6- Vérification à l'ELS :**-Le moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_{s1} \times l$$

$$M_s = \frac{8,61(1,4)^2}{2} + 1,26 \times 1,4$$

$$M_s = 10,20 \text{ KN.m}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art. A.4.5,3 .3)

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12} = 0,327$$

$$\rho_1 = 0,327 \Rightarrow \rho_1 = 0,911$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,20 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 393} = 237,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc on recalculera les armatures à l'ELS

➤ Ferrailage à l'ELS :**1) Armatures principales :**

La section des armatures tendues est donnée par : $A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

est tiré du tableau 7(annexes) BAEL83 qui est fonction de : $\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91/Art. A.4.5, 3.3})$$

AN :

$$\mu_1 = \frac{10,20 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 201,63} = 0,0035 \longrightarrow \beta_1 = 0,776$$

$$A_s = \frac{10,20 \times 10^6}{0,776 \times 120 \times 201,63} = 543,25 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5,43 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S = 20 \text{ cm}$$

2) Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S = 25 \text{ cm}$$

❖ **Vérification des contraintes de compression du béton :(Article de BAEL A-4-5-2)**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$$-\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} \quad \text{avec : } y = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 15 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE400 soit à vérifier .

$$y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14,29}{10,20} = 1,40$$

$$\alpha \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

On a :

$$M_s = 10,20 \text{ KN. m}$$

$$\mu = 0,0499 \longrightarrow = 0,0641$$

$$\alpha = 0,0641 < 0,58 \quad \text{Condition est vérifiée}$$

Donc toutes les conditions sont vérifiées. Alors le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire

❖ **Vérification de la flèche :(BAEL91 modifie 99/ART B.6.5.2)**

On doit vérifiée que :

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad \bullet \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

M_0 : Moment isostatique.

$$M_0 = 10,20 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{Mt}{10.M_0} = \frac{10,20}{10 \times 10,20} = 0,1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,00471 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Comme les trois conditions ci-dessus sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

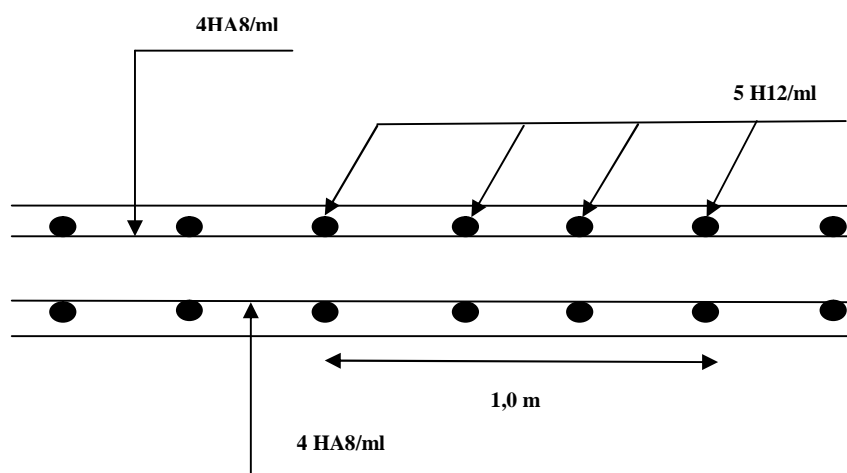
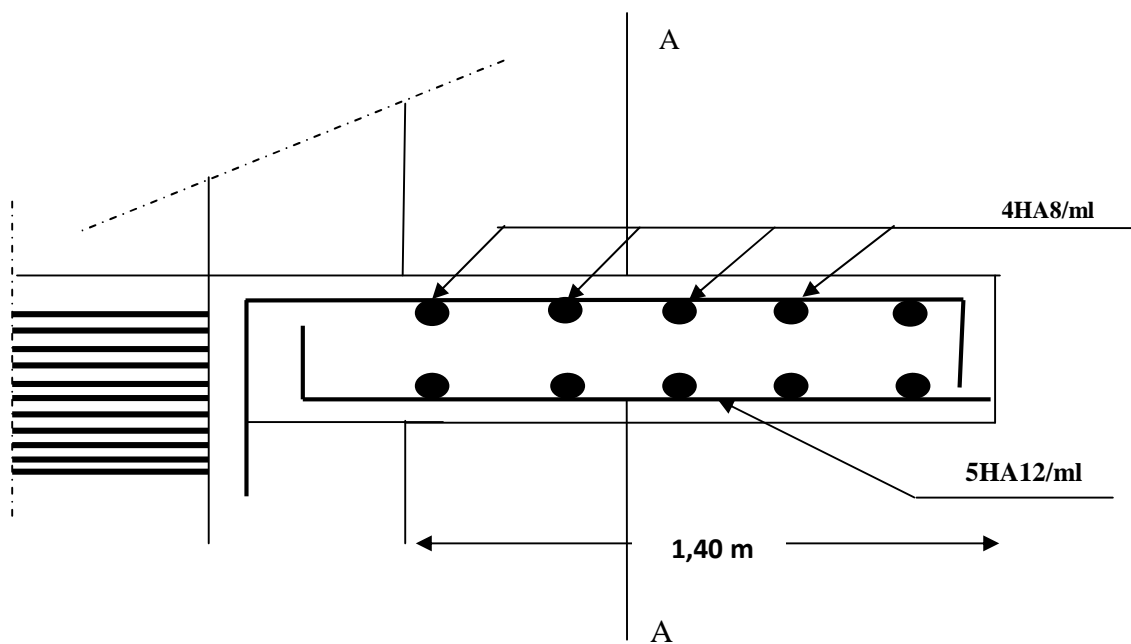
Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Les armatures principales : **5HA12** avec un espacement de **20 cm**.

Armatures de répartition : **4 HA8** avec un espacement de **25 cm**.

III-5-7-Plan de ferrailage du balcon:



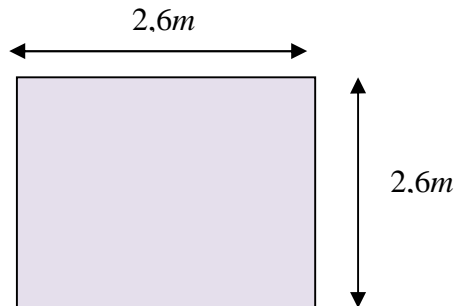
Coupe A-A

Figure III-5-3 : Ferrailage du balcon

III-6-Calcul de la dalle pleine :

La partie centrale du plancher est constituée d'une dalle pleine reposant sur trois appuis d'épaisseur de 15 cm.

Pour le calcul on prend la dalle la plus sollicitée qui a pour dimension : (2,6×2,6) m.



III-6-1-Calcul des efforts :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m, les moments seront calculés conformément aux règlements BAEL 91 pour la détermination des moments isostatiques.

1. Principe de la méthode:

Soit L_x et L_y les distances mesurées entre nus d'appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur.

- Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords.

- Nous définissons $\nu = L_x / L_y$ avec : $L_x < L_y$

1- Si $\nu < 0,4 \Rightarrow$ panneau travaillant dans un seul sens (L_x) au centre de la dalle, pour une bande de 1 m de largeur:

$$M_{0x} = q (L_x)^2 / 8, \quad M_{0y} = 0.$$

2- Si $0,4 \leq \nu < 1 \Rightarrow$ panneau travaillant dans les deux sens au centre de la dalle:

$$\text{- sens } L_x \Rightarrow M_{0x} = \mu_x q (L_x)^2$$

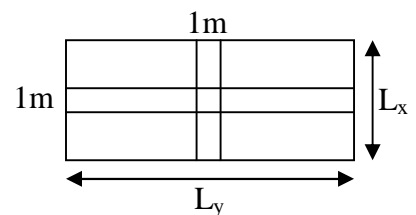
$$\text{- sens } L_y \Rightarrow M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

μ_x et μ_y : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ν et du coefficient de poisson ν .

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

Vérification: $M_{0y} / M_{0x} \geq 0,25$.

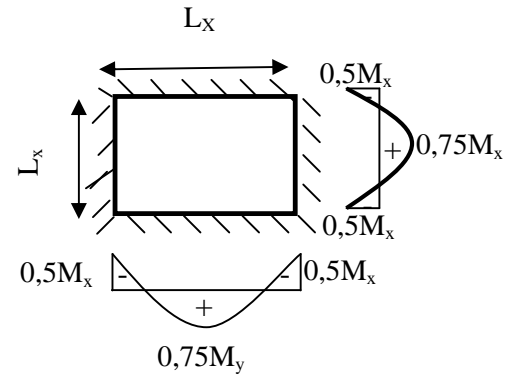


Remarque:

.Panneau de dalle continu au-delà de ses appuis:

-Moment en travées $\Rightarrow 0,75 (M_{0x}, M_{0y})$.

-Moment sur appuis $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$.

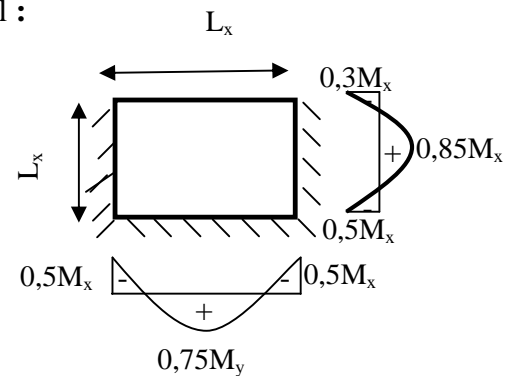


.Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

-Moment en travée $\Rightarrow 0,75 \text{ ou } 0,85 (M_{0x}, M_{0y})$.

-Moment sur appuis de rive $\Rightarrow 0,3 (M_{0x})$.

-Moment sur appuis intermédiaires $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$



2. Sollicitations dans le panneau:

On prend comme exemple de calcul le plancher de rez-de chaussée RDC:

$$G = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5,00 \text{ KN/m}^2$$

3. Combinaisons de charges :

• A l'ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 5,00 = 14,39 \text{ KN / m}^2$$

• A l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5,11 + 5,00 = 10,11 \text{ KN / m}^2$$

III-6-2-Calcul du panneau à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$L_x = 2,6m \quad ; \quad L_y = 2,6m$$

1- Mode de fonctionnement du panneau :

$$\rho = \frac{2,6}{2,6} = 1 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens

2- Calcul des moments de flexion :**➤ Moment isostatique :**

$$\rho = 1 \xrightarrow{\text{tableau } \nu=0} \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

Pour des bandes égales à 1m de largeur dans les deux directions

$$M_{0x} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

AN :

$$M_{0x} = 0,0368 \times 14,39 \times 2,6^2 = 3,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1,00 \times 3,58 = 3,58 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$\frac{M_{0y}}{M_{0x}} = \frac{3,58}{3,58} = 1 \geq 0,25$$

➤ Moment sur appuis et en travée :

En tenant compte de l'encastrement

Le panneau de dalle est considéré continuer au-delà de ses appuis :

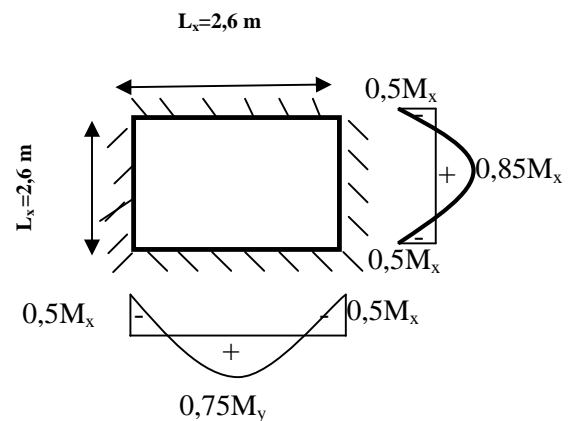
Moment en travée : $0,75M_{0x}$ et $0,75M_{0y}$

Moment aux appuis : $0,5 M_{0x}$

En travée :

$$M_x^t = 0,75M_{0x} = 2,685 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75M_{0y} = 2,685 \text{ KN.m}$$



Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^t = 0,5M_{0x} = 1,79 \text{ KN.m}$$

3- Calcul des efforts tranchants:

Dalle réalisée sans reprise de bétonnage.

Les efforts tranchants max pour des bandes de 1m de largeur

➤ Au milieu de L_x :

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{14,39 \times 2,6 \times 2,6}{3 \times 2,6} = 12,47 \text{ KN} \quad \text{avec : } P = q_u L_x L_y$$

$$T_u = 12,47 \text{ KN}$$

➤ Au milieu de L_y :

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{14,39 \times 2,6 \times 2,6}{2 \times 2,6 + 2,6} = 12,47 \text{ KN}$$

$$T_u = 12,47 \text{ KN}$$

III-6-3-Ferraillage :

Le calcul des armatures se fera conformément aux prescriptions du B.A.E.L 91, en tenant compte de la section minimale issue de la condition de non-fragilité.

Le calcul se fait pour une bande de 1m

En travées :

➤ Sens l_x :

L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 13 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd_x^2 f_{bc}} \Rightarrow \frac{2,685 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta d_x \sigma_s}$$

$$A_x = \frac{2,685 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,597 \text{ cm}^2$$

On adopte $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $e = 25 \text{ cm}$

➤ Sens I_y :

L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13 - \frac{0,8 + 0,8}{2} = 12,2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd_y^2 \sigma_{bc}} \Rightarrow \frac{2,685 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,0127 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta d_y \sigma_{st}}$$

$$A_y = \frac{2,685 \times 10^3}{0,993 \times 12,2 \times 348} = 0,648 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $e = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = M_a = 1,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,79 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,79 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,397 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$ espacement $e = 25 \text{ cm}$

III-6-4-Vérification à l'ELU :**1. Conditions de non fragilité : (A.4.2.1 BAEL91 modifiées 99)****Armatures // L_x :**

$$w_x = \frac{A_{\min}^x}{bh} \geq w_0 \frac{3-\rho}{2} \Rightarrow A_{\min}^x = w_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$$

$$w_0 = 0,8\text{‰} \quad \text{pour HA 400}$$

$$A_{\min}^x = 0,0008 \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}}^x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Armatures //L_y :

$$w_y = \frac{A_{\min}^y}{bh} \geq w_0 \Rightarrow A_{\min}^y = w_0 bh = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}}^y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

1. Vérification au cisaillement: (art .A.5,1.1 /BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}$$

$$V_u = 12,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,47 \times 10}{1000 \times 130} = 0,096 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,096 \text{ MPa} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

2. Vérification de l'adhérence des barres :

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

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum u_i = 4 \pi 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,47 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 130 \cdot 100,5} = 1,06 \text{ MPa}$$

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

3. Ancrages des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99

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

$$\bar{\tau} = 0,6 \nu^2 f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 35,3 \phi$$

$$L_s = 35,3 \times 0,8 = 28,24 \text{ cm}$$

Armature en travées :

➤ Sens l_x :

La longueur du lit arrêtée est de $0,8 \times l_x = 0,8 \times 2,6 = 2,08 \text{ m}$

➤ Sens l_y :

La longueur de la barre arrêtée est de $l_y - 0,2 \times l_x = 2,6 - 0,2 \times 2,6 = 2,08 \text{ m}$

Les armatures sont arrêtées une sur deux dans les deux sens (chaque direction)

Les barres filants sont amenée au de-là des appuis

Armatures sur appuis :

$$l_1 = \max \begin{cases} l_s \\ \lambda l_x \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda = 0,05 + 0,3 \frac{M_x^a}{M_x}$$

$$l_2 = \max \begin{cases} l_s \\ \frac{l_1}{2} \end{cases}$$

AN :

$$\lambda = 0,05 + 0,3 \frac{0,5 M_x}{M_x} = 0,05 + 0,3 \times 0,5 = 0,2$$

$$l_1 = \max \begin{cases} l_s = 0,36 \text{ m} \\ \lambda l_x = 0,2 \times 2,6 = 0,52 \text{ m} \end{cases}$$

$$l_1 = 0,52 \text{ m}$$

$$l_2 = \max \begin{cases} l_s = 0,36m \\ \frac{l_1}{2} = \frac{0,52}{2} = 0,26m \end{cases}$$

$$l_2 = 0,36m$$

4. Espacement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91 modifiées 99)

Pour une fissuration non préjudiciable l'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale (Charges concentrées)

$$\text{Sens principales } S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$\text{Sens secondaires } S_t \leq \min \{4h, 45\} \text{cm} = 45\text{cm}$$

➤ **Sens l_x :**

En travées : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ l'espacement est vérifié.

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ l'espacement est vérifié.

➤ **Sens l_y :**

En travées : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ l'espacement est vérifié.

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ l'espacement est vérifié.

III-6-5-Calcul du panneau à l'ELS : $\nu = 0,2$

1- Calcul des moments de flexion :

➤ **Moment isostatique :**

$$\rho = 1 \xrightarrow{\text{tableau } \nu=0,2} \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

Pour des bandes égales à 1m de largeur dans les deux directions

$$M_{0x} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x$$

AN :

$$M_{0x} = 0,0442 \times 10,11 \times 2,6^2 = 3,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1,00 \times 2,52 = 3,02 \text{ KN.m}$$

Vérification :

$$\frac{M_{0y}}{M_{0x}} = \frac{3,02}{3,02} = 1 \geq 0,25$$

➤ **Moment sur appuis et en travée :**

En travée :

$$M_{xt} = 0,75 M_{0x} = 2,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,75 M_{0y} = 2,27 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_{xa} = M_{ya} = 0,5 M_{0x} = 1,51 \text{ KN.m}$$

III-6-6-Vérification à l'ELS:

1- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiées 99/Art A.4.5, 3) :

Dans notre cas la fissuration est peu préjudiciable, donc la vérification n'est pas nécessaire.

2- Etat limite de compression du béton (BAEL 91 modifiées 99/Art B.6.5, 1) :

On doit vérifier les conditions suivantes :

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

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

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = k \times \sigma_s$

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b d} \rightarrow k \text{ et } \beta_1$$

A.N :

En travée :

➤ **Sens l_x :**

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,16 \right) \Rightarrow \begin{cases} k = 0,016 \\ \beta_1 = 0,935 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{2,27 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 92,91 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= 0,016 \times 92,91 = 1,47 \text{ MPa} \\ 1,47 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Sens l_y :**

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12,2} = 0,16 \right) \Rightarrow \begin{cases} k = 0,016 \\ \beta_1 = 0,935 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{2,27 \times 10^6}{0,935 \times 122 \times 2,01 \times 10^2} = 99,00 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= 0,016 \times 99,00 = 1,58 \text{ MPa} \\ 1,58 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,16 \right) \Rightarrow \begin{cases} k = 0,016 \\ \beta_1 = 0,935 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{1,51 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 61,81 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= 0,016 \times 61,81 = 0,989 \text{ MPa} \\ 0,989 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

3- Condition de limitation de la flèche: (BAEL91 modifié 99/ART B.6.5.2)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \quad \bullet \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

M_0 : Moment isostatique.

$$M_0 = 3,02 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{15}{260} = 0,0577 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{2,27}{20 \times 3,02} = 0,0375 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A}{b.d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,00155 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Comme les trois conditions ci-dessus sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Sens I_x :

Aux appuis :

4HA8/ml avec un espacement de **25 cm.**

En travées :

4 HA8/ml avec un espacement de **25 cm.**

Sens I_y :

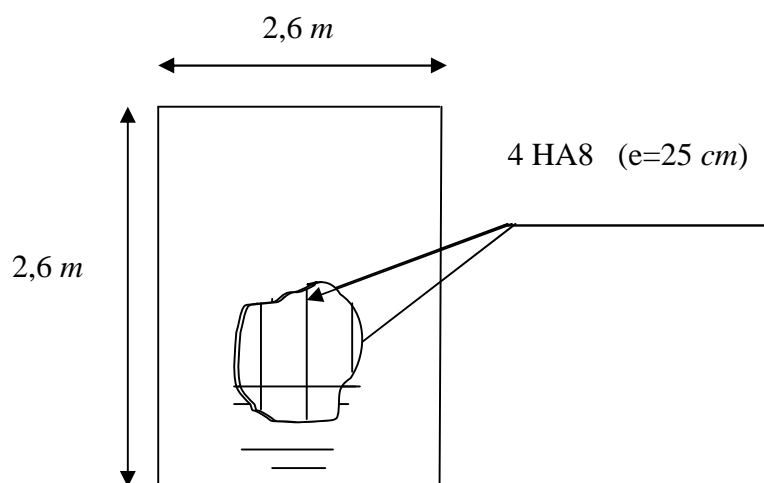
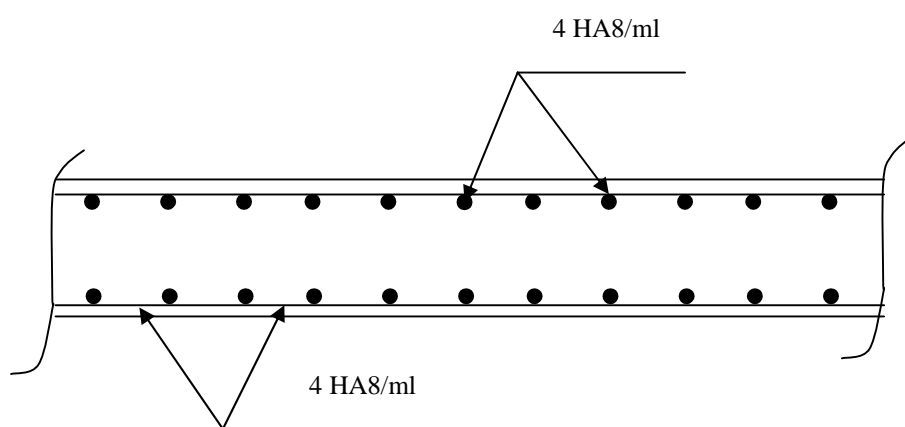
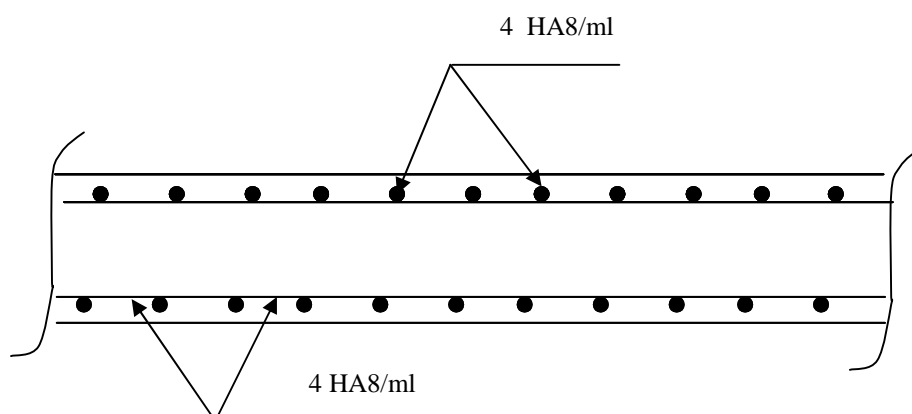
Aux appuis :

4HA8/ml avec un espacement de **25 cm.**

En travées :

4 HA8 /ml avec un espacement de **25 cm.**

III-6-7-Plan de ferrailage de la dalle pleine :

**Figure III-6-1:** Schéma de ferrailage de la dalle pleine**Figure III-6-2:** Plan de ferrailage de la dalle pleine sens $x-x'$ **Figure III-6-3:** Plan de ferrailage de la dalle pleine sens $y-y'$

III-7- Calcul de la salle machine :

III-7-1- Caractéristiques de l'ascenseur :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$, pouvant charger 4 personnes.

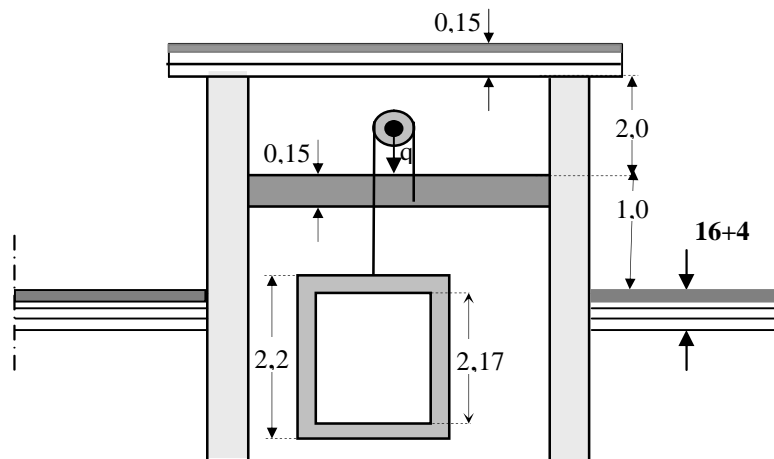


Figure III-7-1: Schéma représentatif du système et dimensionnement de la salle machine.

- La surface de cabine est : $S = 1 \text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et par la cabine est :
- $P = 30 \text{ KN}$.

$$L_x = 1,00 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 1,00 \text{ m} \quad ; \quad S = 1 \text{ m}^2$$

III-7-2- Calcul de la dalle pleine

Hypothèse

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.

- La dalle repose sur 4 appuis. 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. Pré dimensionnement :

Hauteur de la dalle « h »

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{100}{400} = 2,5 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de RPA, qui est 12 cm .

On optera pour une hauteur : $h = 15 \text{ cm}$.

b .Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :**➤ Calcul de U et V**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2Ke_0 + h_0 \\ V = V_0 + 2Ke_0 + h_0 \end{cases}$$

Avec: $K=1$ pour le béton (le revêtement est en béton).

$e_0=0\text{cm}$ étant l'épaisseur de revêtement.

$h_0=15\text{cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ Cotes de rectangle sur lequel la charge P s'applique.

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 0 + 15 = 95\text{cm} \\ V = 80 + 2 \times 0 + 15 = 95\text{cm} \end{cases}$$

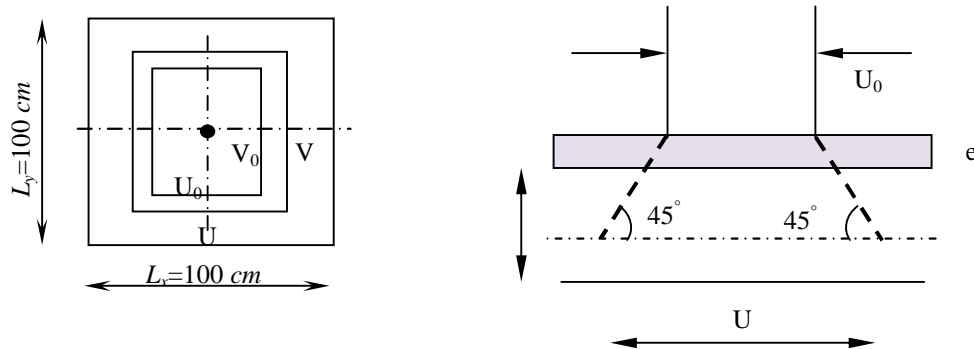


Figure III-7-1: Diffusion de la charge dans le feuillet

Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastresments sur les appuis de rive.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,00}{1,00} = 1,00$$

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les 02 sens.}$$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1}

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

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

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

Avec : ν : Coefficient de poisson : $\nu = 0 \rightarrow$ à l'ELU

$\nu = 0,2 \rightarrow$ à l'ELS

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant le rapport :

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{V}{L_y}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{95}{100} = 0,95 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{95}{100} = 0,95$$

D'après les abaques de PIGEAUD on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0,95 \\ \frac{V}{L_y} = 0,95 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,04 \\ M_2 = 0,04 \end{array} \right.$$

Calcul des moments M_{x1} et M_{y1}

A l'ELU: $\nu = 0$

$$P = 1,35P = 1,35 \times 30 = 40,5 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } M_{x1} = P.M_1 = 40,5 \times 0,04 = 1,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P.M_2 = 40,5 \times 0,04 = 1,62 \text{ KN.m}$$

c. Calcul de la dalle sollicitée par une charge uniformément répartie :

➤ **Evaluation du moment M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = 1,00 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{array} \right.$$

-Poids propre de la dalle :

$$G = b \times h_0$$

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

-Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = 6,563 \text{ KN/ml}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0368 \times 6,563 \times (1)^2 = 0,24 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,24 = 0,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1,62 + 0,24 = 1,86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1,62 + 0,24 = 1,86 \text{ KN.m}$$

Remarque:

A fin de tenir compte des encastres de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de -0,3 aux appuis.

▪ **Sens l_x :**

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 \times 1,86 = -0,56 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_x^t = 0,85 \times 1,86 = 1,58 \text{ KN.m}$$

▪ **Sens l_y :**

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0,3 \times 1,86 = -0,56 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,85 \times 1,86 = 1,58 \text{ KN.m}$$

e. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

▪ **Sens l_x :****Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,56 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,002 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,56 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

▪ **En travées :**

$$\mu = \frac{1,58 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0065 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_t = \frac{1,58 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Sens l_y :

Aux appuis : Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travées : Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 /ml$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

f. Vérification à L'ELU : ($\nu = 0$)

1) Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2}$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-1)}{2} = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Sens l_x :

Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$ **OK**

En travées : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$ **OK**

- Sens l_y :

Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$ **OK**

En travées : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$ **OK**

2) Diamètre minimal des barres: (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42)

On doit vérifiée que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_e}{10}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Rapport minimale des aciers en travées :

On doit vérifiée que :

$$A_y \geq \frac{A_x}{3}$$

$$A_y \geq \frac{2,01}{3} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Ecartement des barres : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

-Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33)$

▪ **Sens l_x :**

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(30, 25) = 25\text{cm}$ **OK**

En travées : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(30, 25) = 25\text{cm}$ **OK**

▪ **Sens l_y :**

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(45, 33) = 33\text{cm}$ **OK**

En travées : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(45, 33) = 33\text{cm}$ **OK**

5) Vérification de non poinçonnement : (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2.42)

$P \leq 0,045 \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

Avec :

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

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(0,95 + 0,95) = 3,8$$

$$P = 3 \text{ t} \quad 0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 42,75 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

6) Contrainte tangentielle : (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2,2)

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } u \text{ on a : } v_u = \frac{P}{2u_0 + v_0}$$

$$\text{Au milieu de } v \text{ on a : } v_u = \frac{P}{3u_0}$$

Avec

$$P = P + q_u l_x l_y$$

$$P = 3 + 6,563 \times 1,00 \times 1,00 = 9,56 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{9,56}{2 \times 0,8 + 0,8} = 3,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{3,98 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,03 [\text{Mpa}] .$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 [\text{Mpa}] .$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

g. Vérification à L'ELS : ($\nu = 0,2$)

1) Moments engendrés par le système de levage :

$$M_x^1 = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y^1 = q_s \times (M_2 + \nu M_1) = 0,2$$

$$M_x^1 = 60 \times (0,04 + 0,2 \times 0,04) = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_y^1 = 60 \times (0,04 + 0,2 \times 0,04) = 2,88 \text{ KN.m}$$

2) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/mL}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0368 \times 4,75 \times (1)^2 = 0,17 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,17 = 0,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2,88 + 0,17 = 3,05 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,88 + 0,17 = 3,05 \text{ KN.m}$$

Remarque:

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et -0,3 aux appuis.

▪ **Sens I_x :**

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 \times 3,05 = -0,915 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,85 \times 3,05 = 2,59 \text{ KN.m}$$

▪ Sens l_y :

Aux appuis : $M_x^a = -0,3 \times 3,05 = -0,915 \text{ KN.m}$

En travées : $M_y^t = 0,85 \times 3,05 = 2,59 \text{ KN.m}$

4) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

▪ Sens l_x :

Aux appuis

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{0,56}{0,915} = 0,61$$

$$\mu_u = 0,002 \Rightarrow \alpha = 0,0025$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,055 > \alpha = 0,0025 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,58}{2,59} = 0,61$$

$$\mu_u = 0,0065 \rightarrow \alpha = 0,0075$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,61 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,055 > \alpha = 0,0075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Sens l_y :

Aux appuis

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{0,56}{0,915} = 0,61$$

$$\mu_u = 0,002 \rightarrow \alpha = 0,0025$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,95 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,055 > \alpha = 0,0025 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,58}{2,59} = 0,61$$

$$\mu_u = 0,0065 \rightarrow \alpha = 0,0075$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,085 > \alpha = 0,0075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire

5) Etat limite de fissuration : (BAEL99 Artc4-5-32)

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

6) Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

A.N :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{100} = 0,15$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{1,58}{20 \times 3,05} = 0,025$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,15 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,025 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0,0015 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Sens I_x :

Aux appuis : **4HA8/ml** avec un espacement de **25 cm**.

En travées : **4 HA8/ml** avec un espacement de **25 cm**.

Sens I_y :

Aux appuis : **4HA8/ml** avec un espacement de **25 cm**.

En travées : **4 HA8/ml** avec un espacement de **25 cm**.

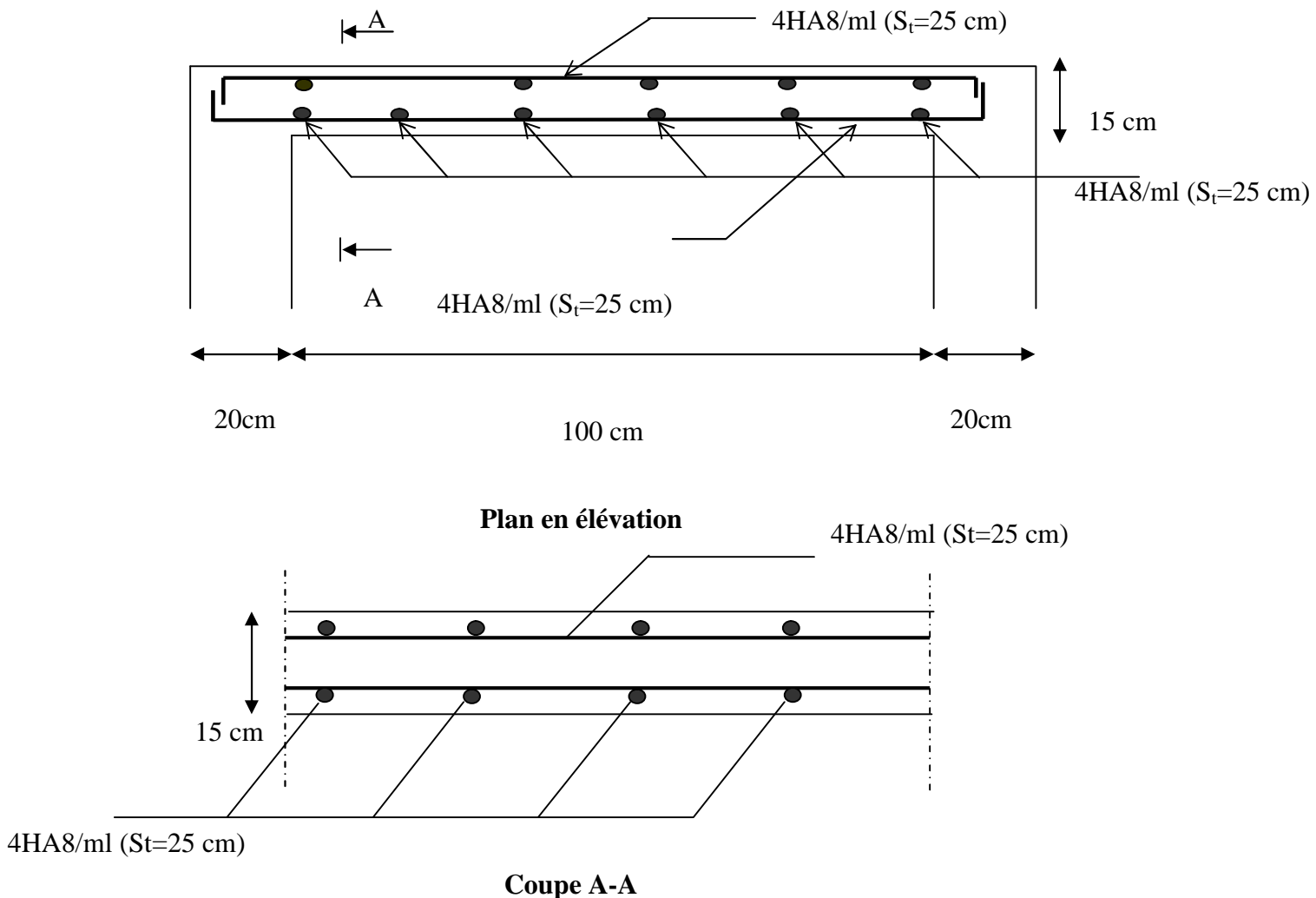
h. Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :

Figure III-7-3: Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine

Chapitre IV

Présentation du logiciel ROBOT

INTRODUCTION :

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul **ROBOT**.

IV-1- Description du logiciel :

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.

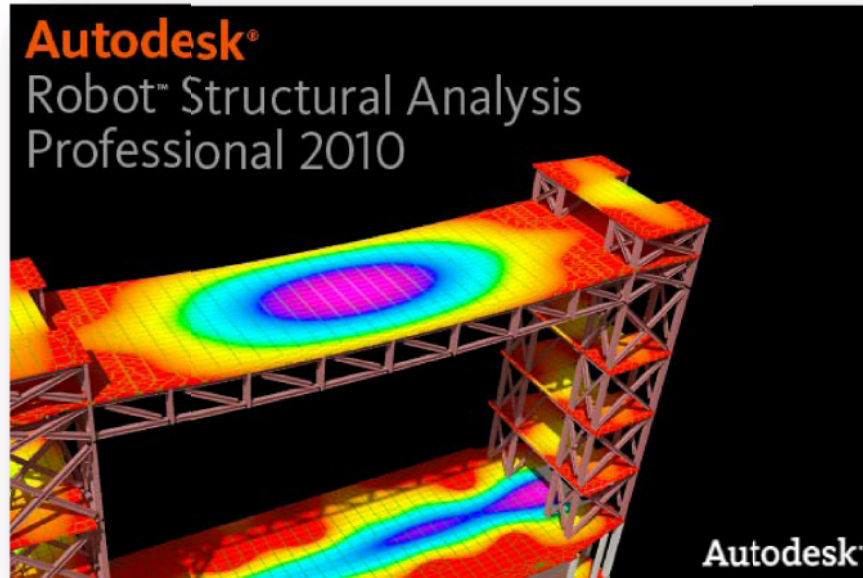


Figure IV-1: Page d'accueil du logiciel ROBOT

IV-2-Caractéristiques principales du logiciel robot :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

IV-3-Etapes calcul à suivre dans Robot :**1- Choix du type de structure :**

Après le lancement du système robot, la fenêtre représentée ci-dessous s'affiche, cette fenêtre permet de définir le type de la structure à étudier, d'ouvrir une structure déjà existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure 2.

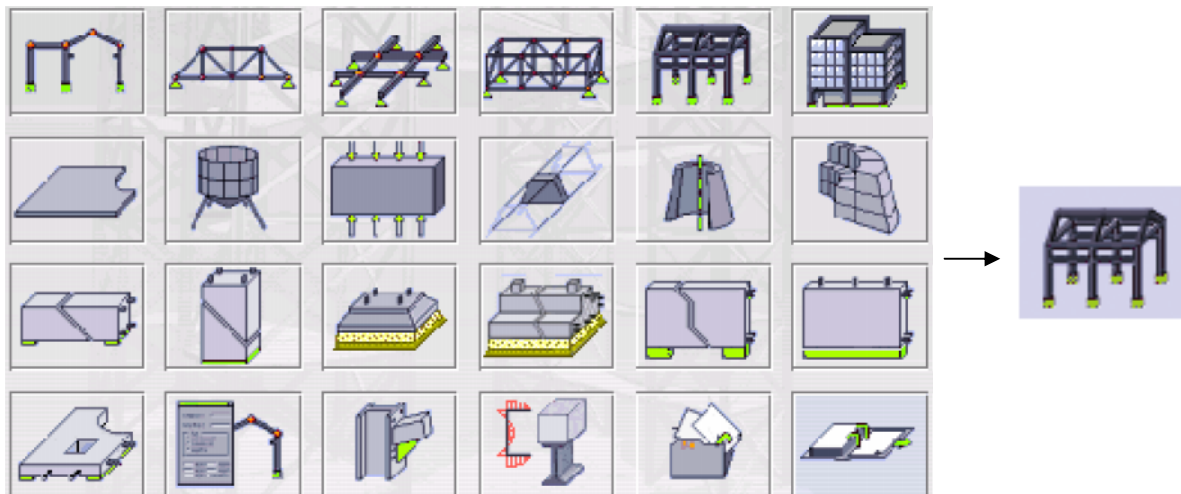




Figure IV-2: Choix de la structure à étudier

2- Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou cliquer sur l'icône  et 

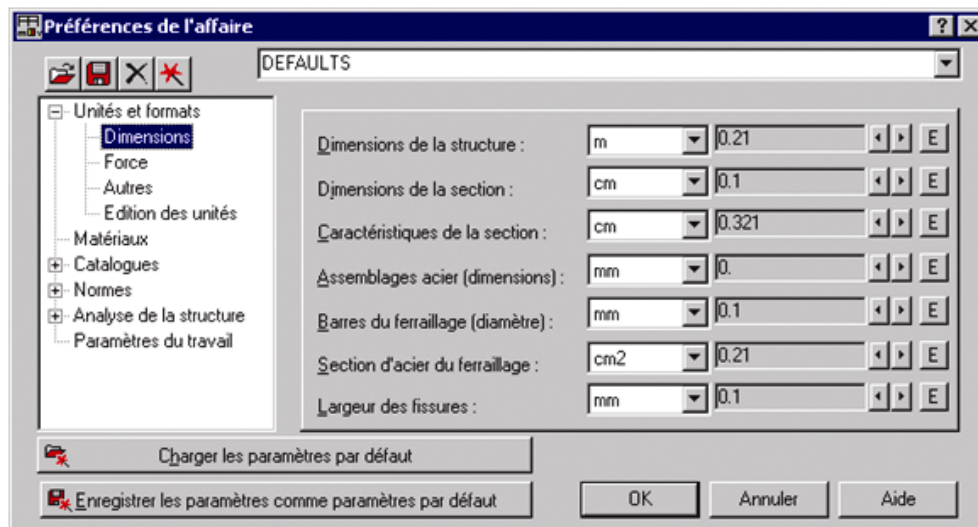





Figure IV-3: Boîte de dialogue préférences de l'affaire

- ❖ Unités et formats :
 - Dimensions : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
 - Force : mettez la Force (kN), le Moment (kN.m), et la Contrainte (kN/m²).
 - Autres : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (kN) et la Masse (kg).
 - Edition des unités : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).
- ❖ Matériaux : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR_RESIN C18).
- ❖ Catalogue :
 - Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône 
 - Treillis soudés : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône 

- ❖ Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).
 - Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).
 - ❖ Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides).
 - Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).
 - ❖ Paramètres du travail : Dans type de maillage sélectionné (Normal).
- Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

3- Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône .

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

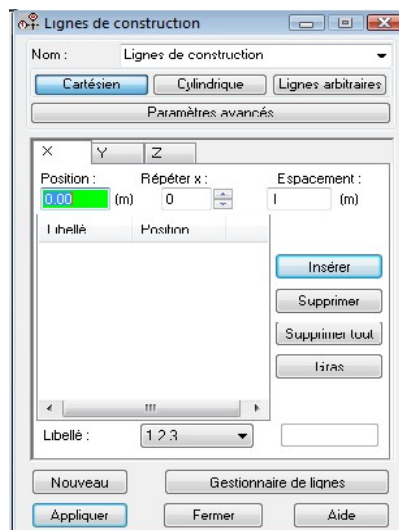


Figure IV-4: Lignes de construction

4- Profilés des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profilés de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône :



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

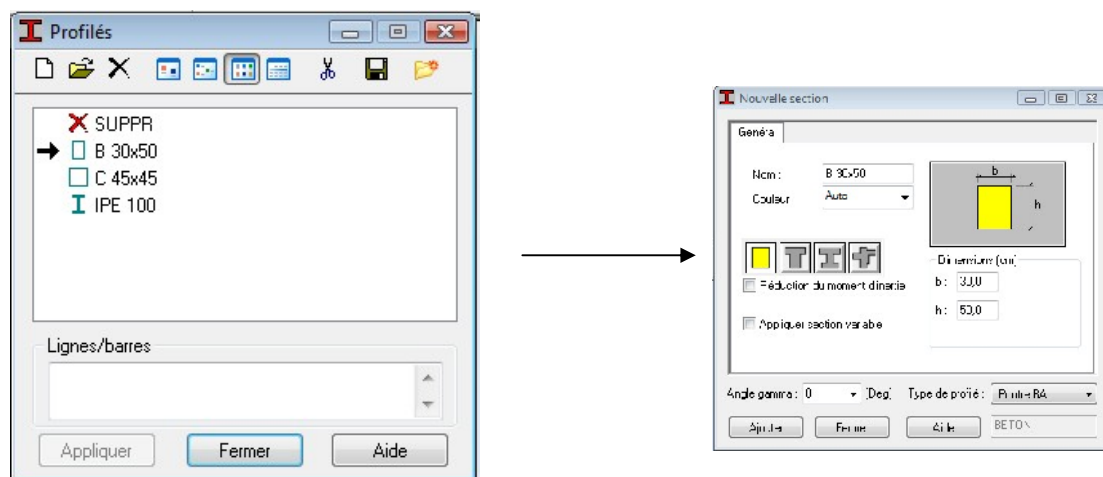


Figure IV-5: Choix des profilés des barres

5- Création du modèle de la structure : Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre » dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section... Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

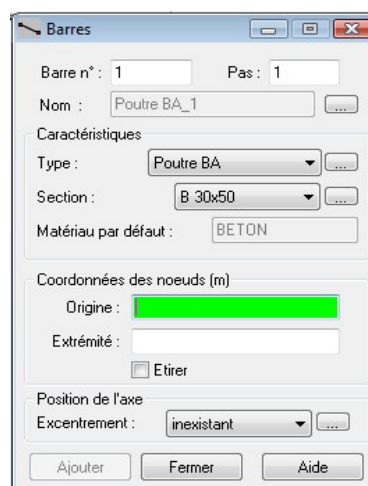


Figure IV-6: Modélisation des poteaux et des poutres

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

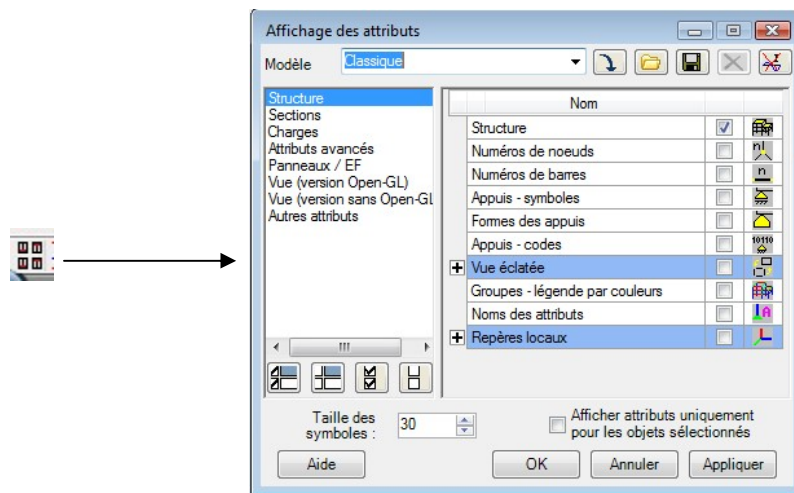


Figure IV-7: Boite de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple :

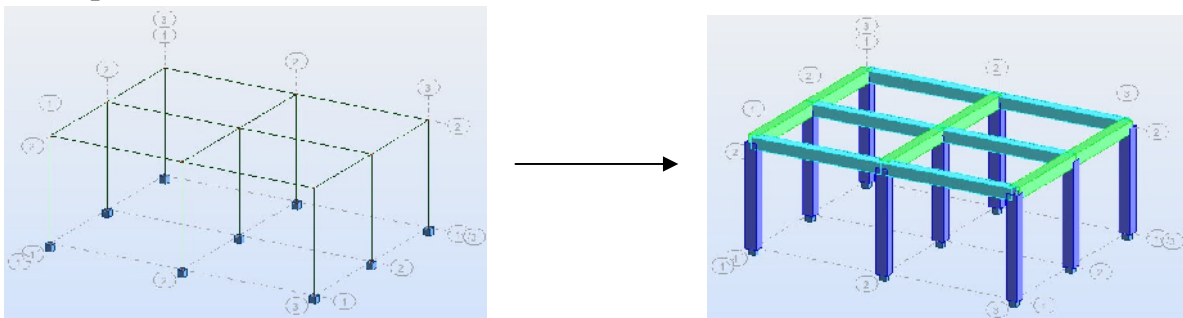


Figure IV-8 : Exemple d'affectation des attributs


6- Création des panneaux :

A fin de créer des panneaux dans la structure, on doit sélectionner le type de structure



approprié sur la vignette de démarrage de robot



- **Contour des panneaux :**

Pour définir les contours des panneaux, on utilise l'option polyligne / contour qui est disponible à partir de la barre d'outils, icône. .

- **Epaisseur des panneaux :**

Pour définir l'épaisseur des panneaux, on clique sur  l'icône puis sur .

7- Définition des voiles de contreventement :

Dans le menu « **structure** », « **type de structure** », on choisit la case « **étude d'une coque** »

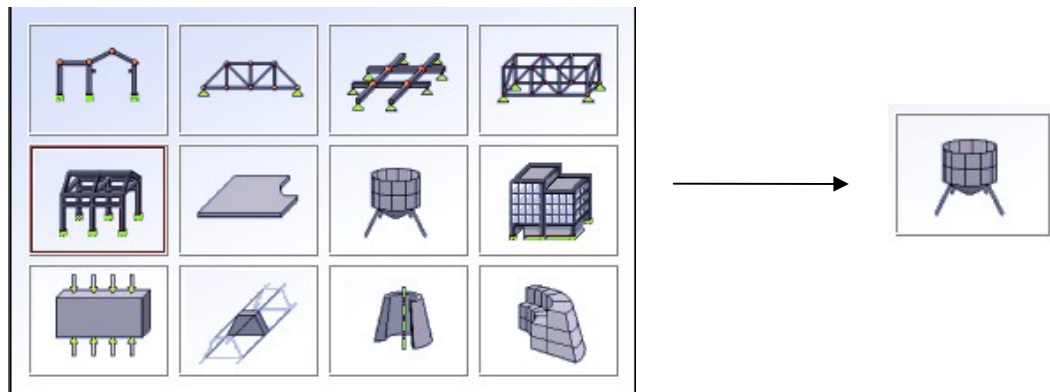


Figure IV-8: Définition des voiles.

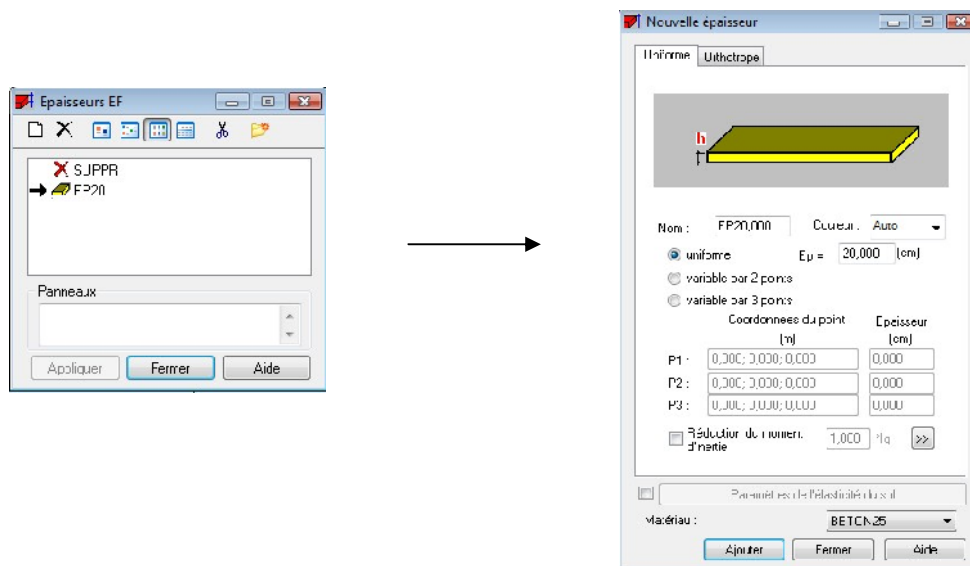




Figure IV-9: Epaisseur des voiles

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

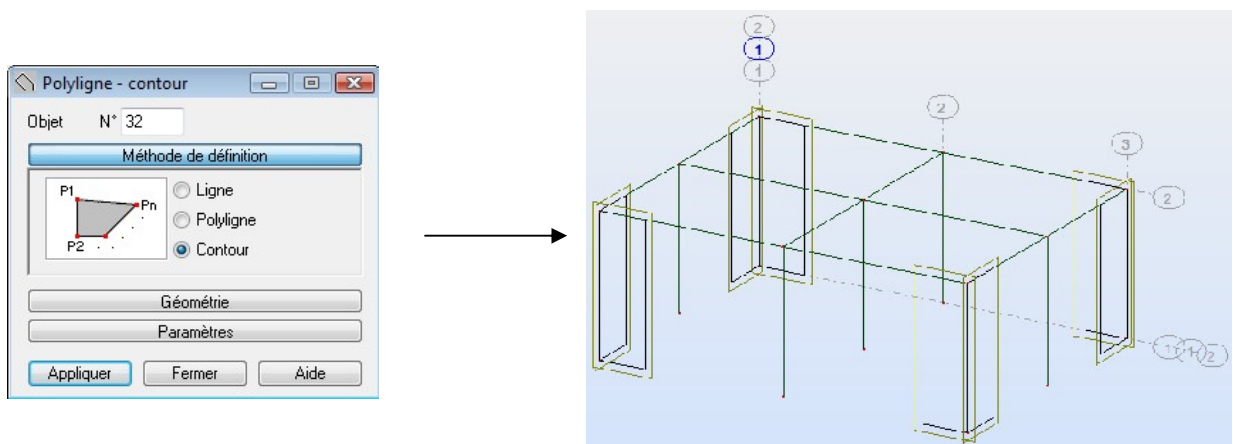



Figure IV-10: Définition des contours des voiles.

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

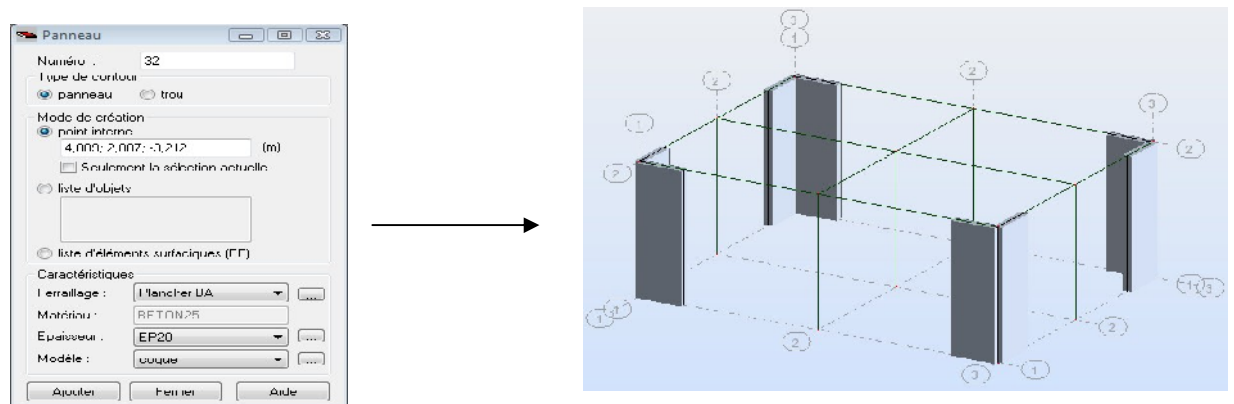


Figure IV-11: Définition des panneaux


Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Figure IV-12: Choix de la présentation

8- Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nœuds** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

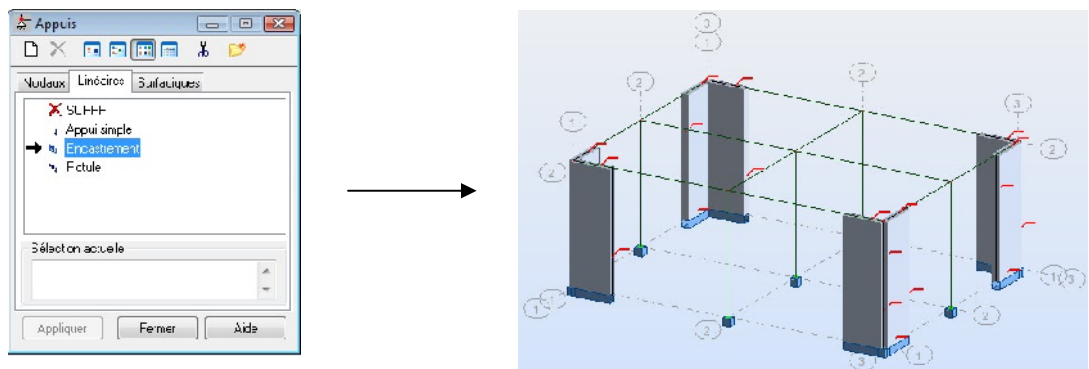



Figure IV-13: Définition des appuis

9- Le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône .

On clique dans la zone « nœuds maitres » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

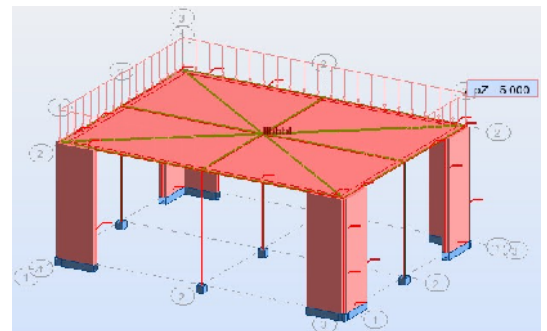
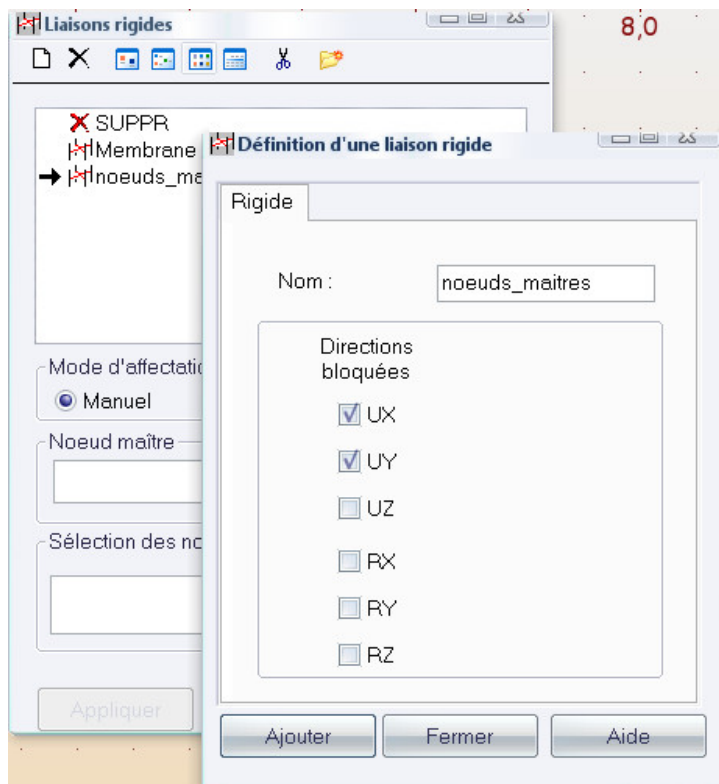


Figure IV-14: liaison rigide

10- Définitions des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :



Figure IV-14 : Définition des charges

On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Charge des neiges.

W : Charge du vent.

E : Charge sismique. Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ».

Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

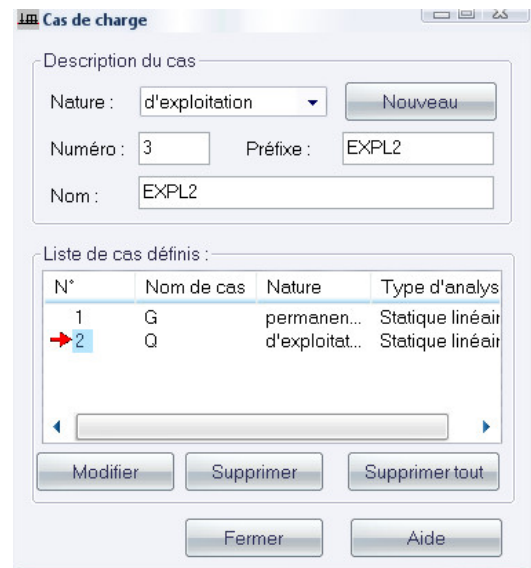


Figure IV-15: Définition des charges

11- Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation). 1 : G

Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristiques additionnelles** », « **répartition des charges-bardages..** »

Dans la boîte de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

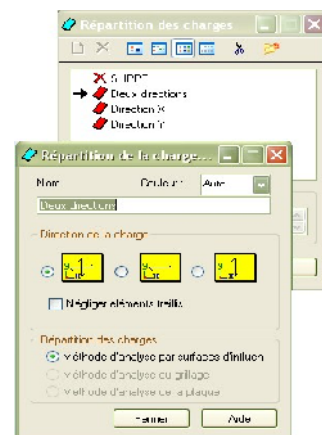


Figure IV-16: Choix des bardages

Dans le menu « **charge** », « **autres charges** », « **charge surfacique sur barre par objet 3D**), on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

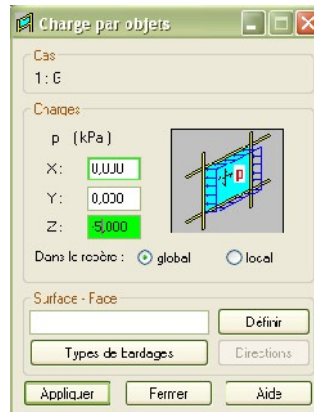


Figure IV-17: Application des charges surfaciques

Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

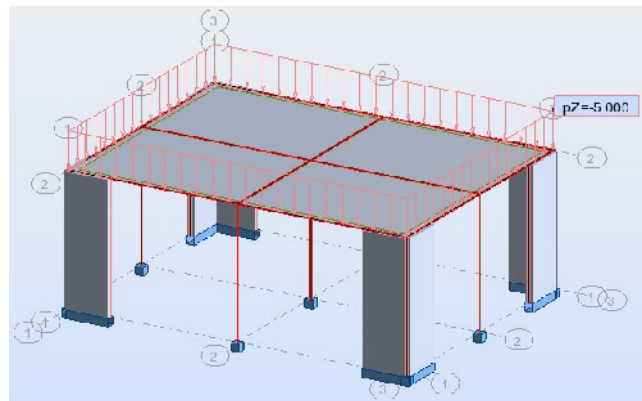
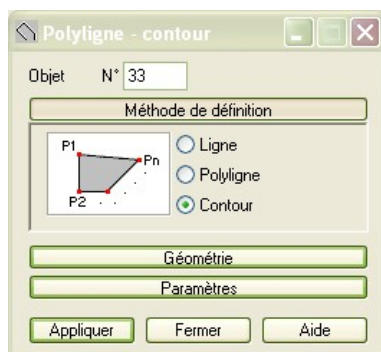


Figure IV-18: Application des charges surfaciques

12- Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » on choisit l'option de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

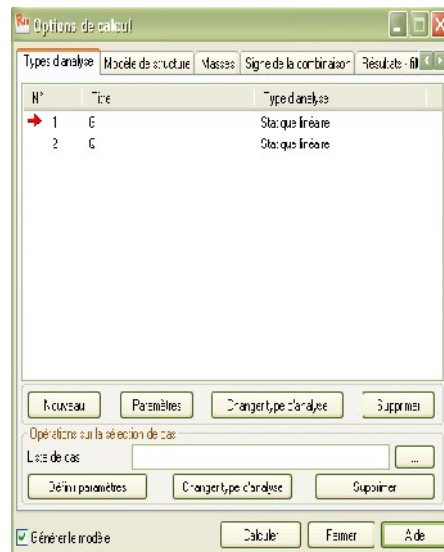
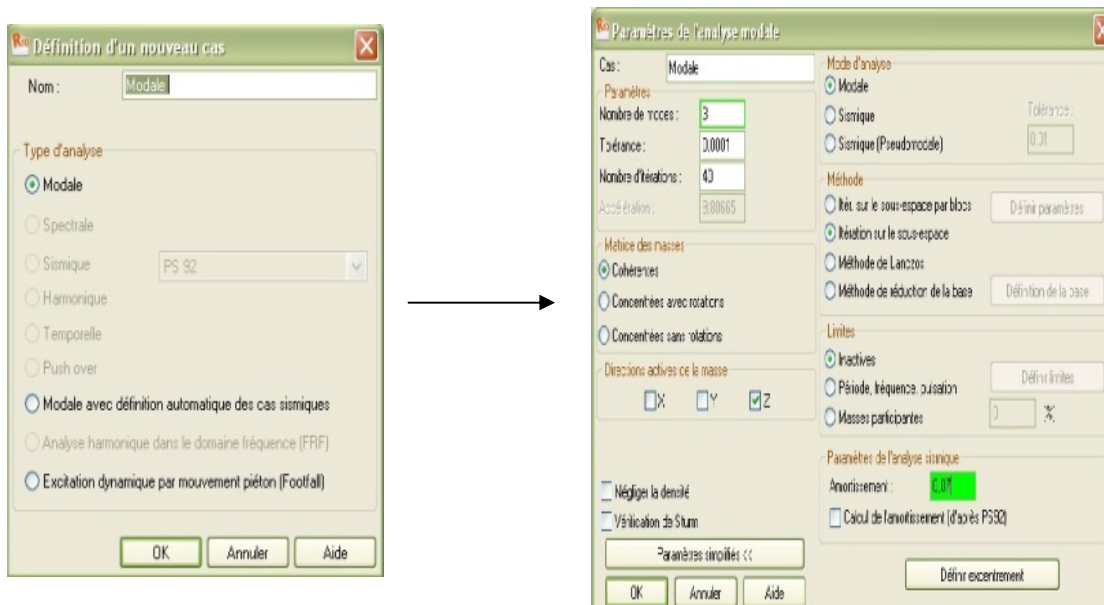


Figure IV-19: Boîte de dialogue “option de calcul”

On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l’analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s’affiche à l’écran après validation de la précédente.



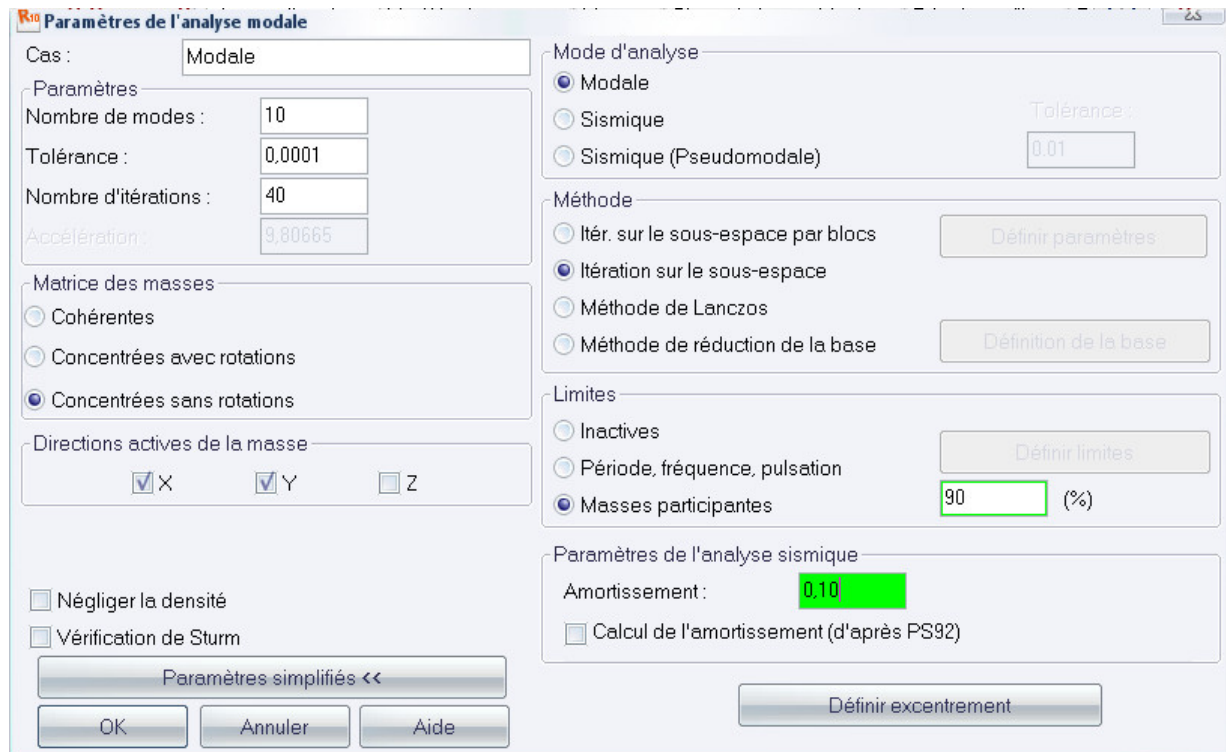


Figure IV-19: Définition des charges dynamiques.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

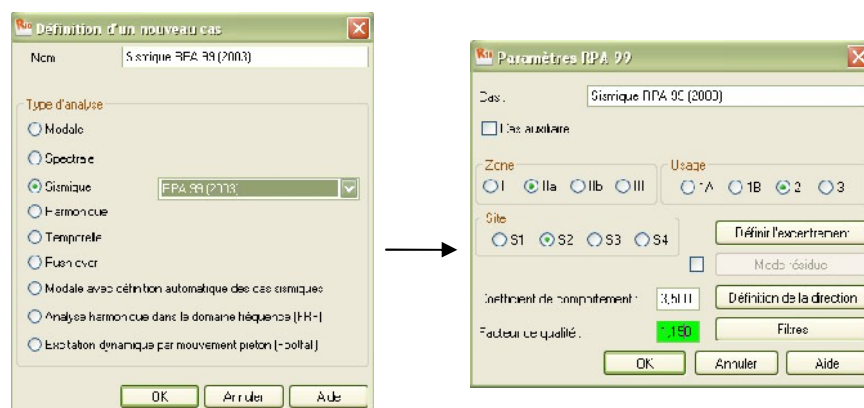



Figure IV-20: Définition des paramètres RPA

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

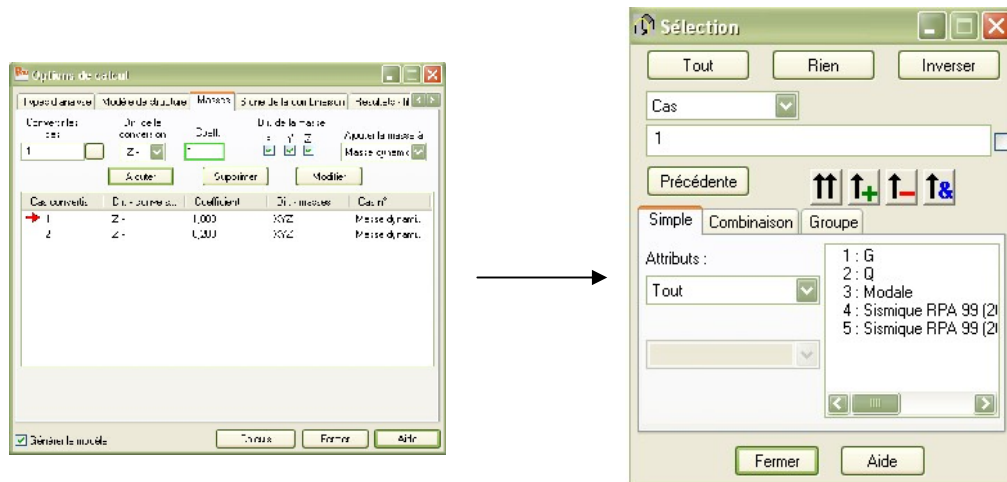


Figure IV-20: Conversion de charges en masses

La considération de la masse totale est de 20% des charges d'exploitations.

13- Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisi le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

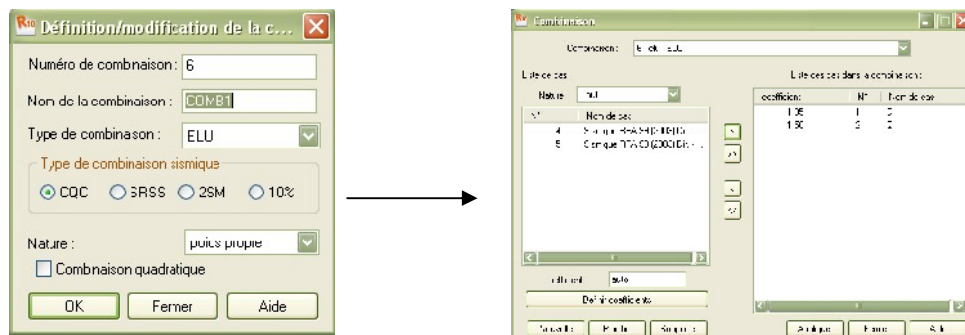


Figure IV-20: Définir les combinaisons d'actions

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

IV-4- Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

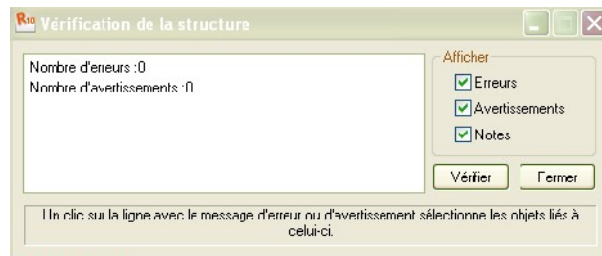


Figure IV-21 : Vérification de la structure

IV-5-Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

IV-6- Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.

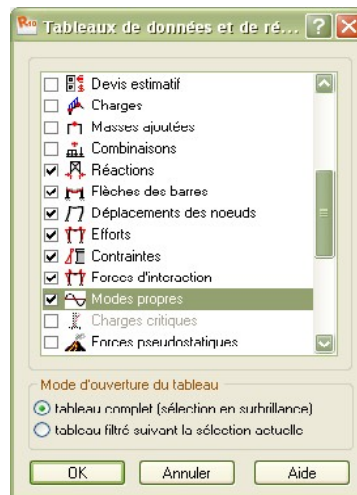


Figure IV-22 : Tableau de donnée et de résultats

1- Vérification des périodes :

On click sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre) ou bien dans le menu « résultats » « avancé » « mode propre », on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l'analyse modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	63,699	0,016	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
3/ 2	90,614	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
3/ 3	91,579	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
4/ 1	63,699	0,016	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
4/ 2	90,614	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
4/ 3	91,579	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
5/ 1	63,699	0,016	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
5/ 2	90,614	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
5/ 3	91,579	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569

On click sur extrêmes globaux et on obtient les valeurs max et min.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	43,162	0,045	72,625	82,799	#ind#	46,503	27,545	#ind#	632531,228	632531,228	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	15	1	15	15	1	2	13	1	1	1	1
MIN	22,330	0,023	23,409	0,061	#ind#	0,003	0,025	#ind#	632531,228	632531,228	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	15	1	1	1	12	15	1	1	1	1

Tableau IV-1 : Affichage des périodes

2- Vérification des déplacements des nœuds :

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant ou bien dans le menu

« résultats » « déplacements » et on aura les déplacements des nœuds de la structure.

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Deg]	RY [Deg]	RZ [Deg]
MAX	0,022	0,021	0,052	0,023	0,019	0,008
Noeud	1319	1628	130	77	351	174
Cas	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	15 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-0,019	-0,032	-0,050	-0,034	-0,053	-0,006
Noeud	1319	193	688	82	174	174
Cas	8 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	9 (C) (CQC)
Mode						

Tableau IV-2 : Affichage des déplacements extrêmes des nœuds

3- Vérification de la flèche :

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,001	0,023	0,010
Barre	346	693	677
Cas	8 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)
Mode			
MIN	-0,001	-0,036	-0,154
Barre	346	509	516
Cas	14 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)
Mode			

Tableau IV-3: Affichage des flèches

4- Réactions d'appuis :

Même opération que précédemment en cochant (réactions).

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	5,603	3,579	59,526	0,502	0,505	0,007
Hoeud	5	17	17	154	197	5
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode						
MIN	-5,603	-3,579	0,0	-0,502	-0,505	-0,007
Hoeud	17	9	1	109	242	1
Cas	6 (C)	6 (C)	4	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode			CQC			

Tableau IV-4 : Affichage des réactions d'appuis

5- Les efforts internes dans les barres :

Si l'on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les résultats des poutres sélectionnées.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	36,236	1,605	40,307	0,111	2,235	0,389
Barre	9	3	23	17	29	3
Hoeud	17	5	12	2	18	5
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-6,168	-1,605	-40,307	-0,111	-31,990	-0,389
Barre	19	1	20	16	23	1
Hoeud	2	1	12	6	12	1
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Tableau IV-5 : Affichage des efforts extrêmes dans les poutres principales

6- Diagramme des efforts dans barres :

Dans le menu « **résultat** » on click sur « **diagramme** », on click sur la case « **paramètre** » pour régler l'affichage des diagrammes.



Figure IV-23 : Affichage des diagrammes

Si l'on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (effort normaux FX; efforts tranchant FZ, FY; moments MY et MZ) appliquer et fermer.

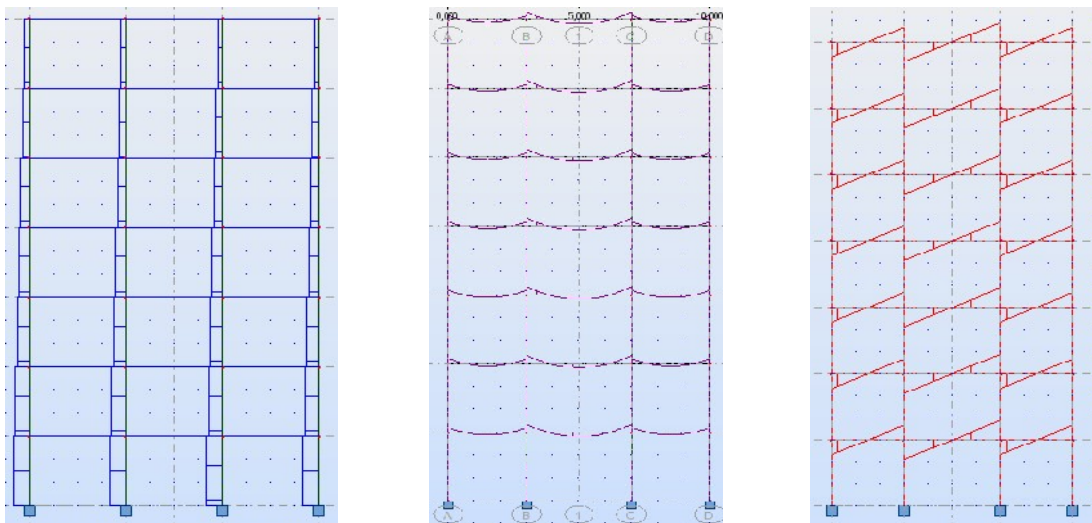


Figure IV-24 : Les différents diagrammes des portiques (N, T et M)

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On click sur « **déformée** », puis sur « **démarrer** ».

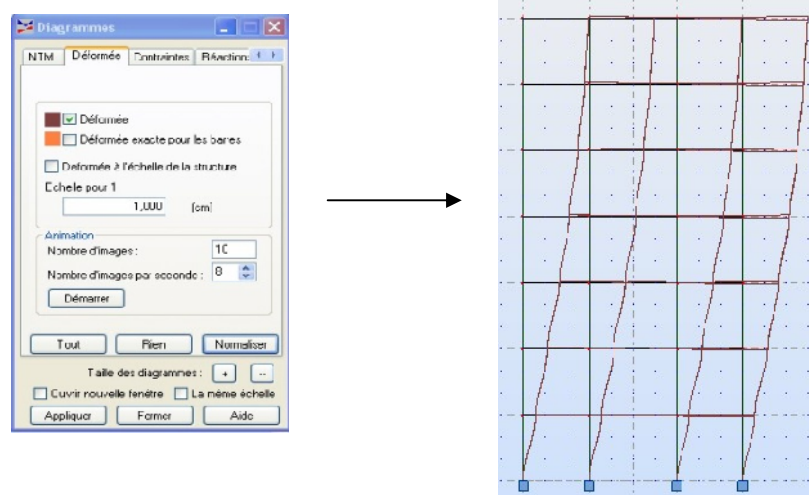


Figure IV-25 : déformée d'un portique

7- Propriétés de l'objet :

Nous avons la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on click sur « **propriétés de l'objet** ». Voici un exemple d'une poutre sous chargement à ELU.

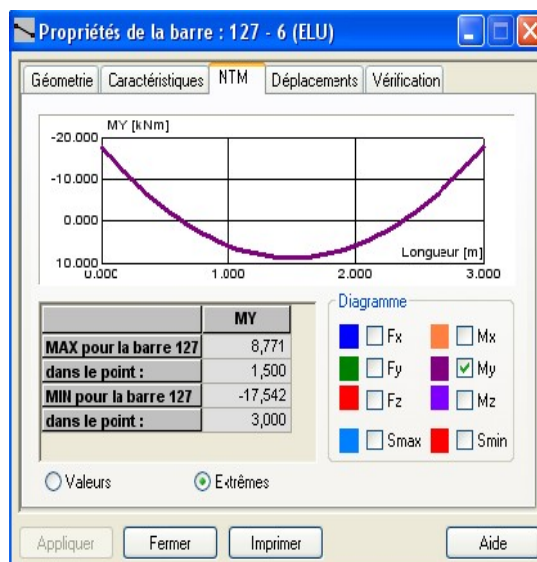


Figure IV-26 : Propriété du poteau

8- Cartographie sur panneaux :

Cette option présente les cartographies ou les isolignes des contraintes, efforts internes et déplacements.

L'option est disponible à partir de la commande "résultat", commande "cartographie-panneau".

- les efforts dans les voiles :

Dans le menu « **résultats** » on click sur cartographie-panneaux », on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et la valeur s'affiche sur le voile.

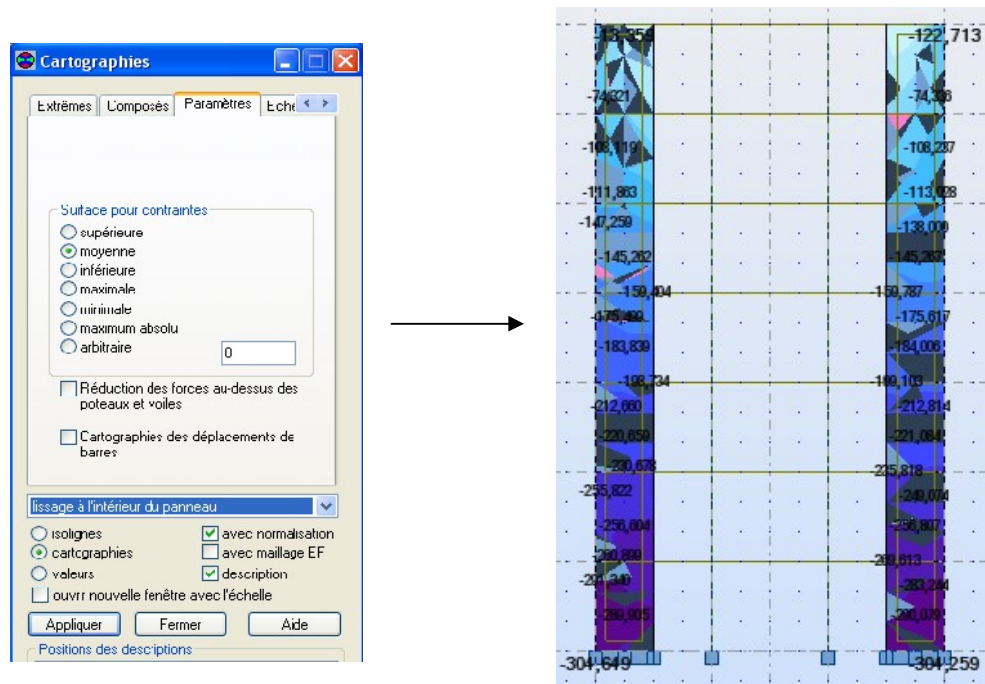


Figure IV-22 : Cartographie sur panneaux

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans le menu « **résultats** », « **coupes sur panneaux** ».

9- note de calcul :

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » et on choisit simple ou détaillée. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer.

Propriétés du projet: **Structure_3D**

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 6.000 (m)

Y = 5.000 (m)

Z = 11.085 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 24599041.405 (kg*m²)

I_y = 27802050.404 (kg*m²)

I_z = 17718451.538 (kg*m²)

Masse = 468555.480 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 6.000 (m)

Y = 5.000 (m)

Z = 11.396 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

I_x = 72046526.224 (kg*m²)

I_y = 80719464.058 (kg*m²)

I_z = 47742004.250 (kg*m²)

Masse = 1420211.713 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	423
Nombre de barres:	110
Eléments finis linéiques:	440
Eléments finis surfaciques:	264
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.	2346
Cas:	11

Cas 5 : Sismique
RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

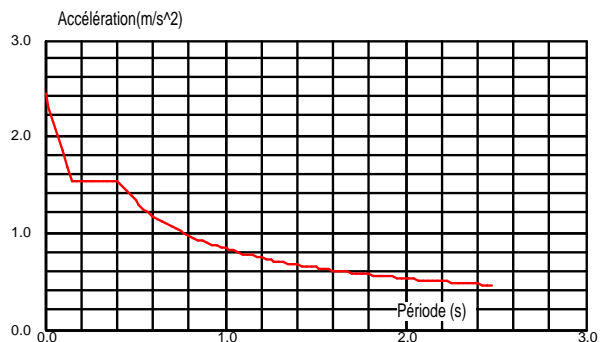
Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

Données:



Zone : IIb
 Usage : 2
 Assise : S2
 Coefficient de qualité : 1.000
 Coefficient de comportement : 3.500
 Amortissement : x = 7.00 %

Param tres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.200

T₁ = 0.150 T₂ = 0.400

IV-7-Ferraillage :

ROBOT nous donne le ferraillage des éléments de la structure, les plans d'exécution avec la nomenclature, et pour se faire, on choisit dans le menu « **analyse** », « **dimensionnement élément en BA** » et on choisit « **dimensionnement poteaux en BA** » après avoir sélectionner un poteau par exemple. Une boîte de dialogue s'affiche, on choisit sous quelle combinaison le calcul s'effectuera.

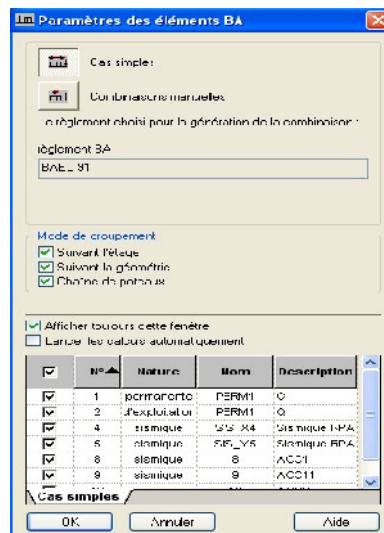


Figure IV-23 : Paramètre des éléments

Pour choisir les différents paramètres et disposition relatives à cet élément, on clique sur les deux

icones suivantes

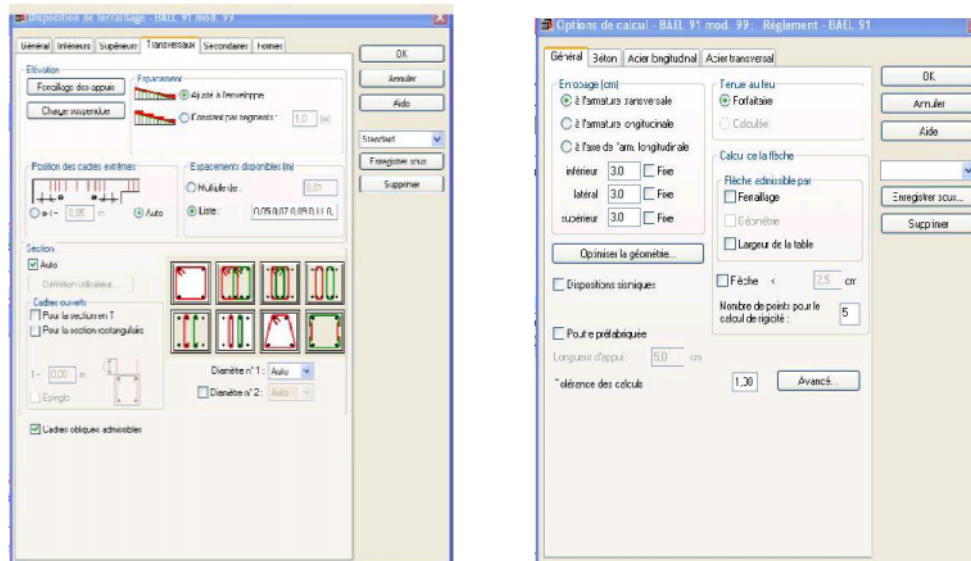
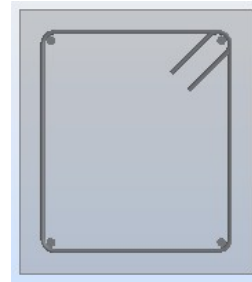
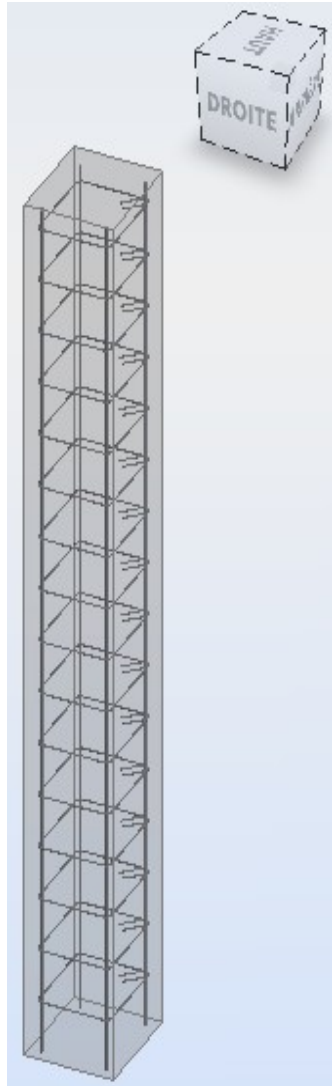


Figure IV-23: Paramètre et disposition du ferrailage

Dans le menu « **analyse** », on règle les options de calcul, disposition du ferrailage et les paramètres de niveau ainsi que ceux de dessin et on click sur calculer. On aura la boîte de dialogue **IV-24** et on coche la case « **ferrailage** » puis « **calculer** ».




Figure IV-24: Calcul du ferrailage



	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1	transversale	HA 400	8	31	16	A = 0,290	B = 0,340	C = 0,290	D = 0,340
2	2	principale	HA 400	14	00	4	A = 3,195			
*										

Figure IV-25: ferrailage d'un poteau

Si on veut avoir le dessin complet, on click sur  « dessin », Figure (IV- 26)

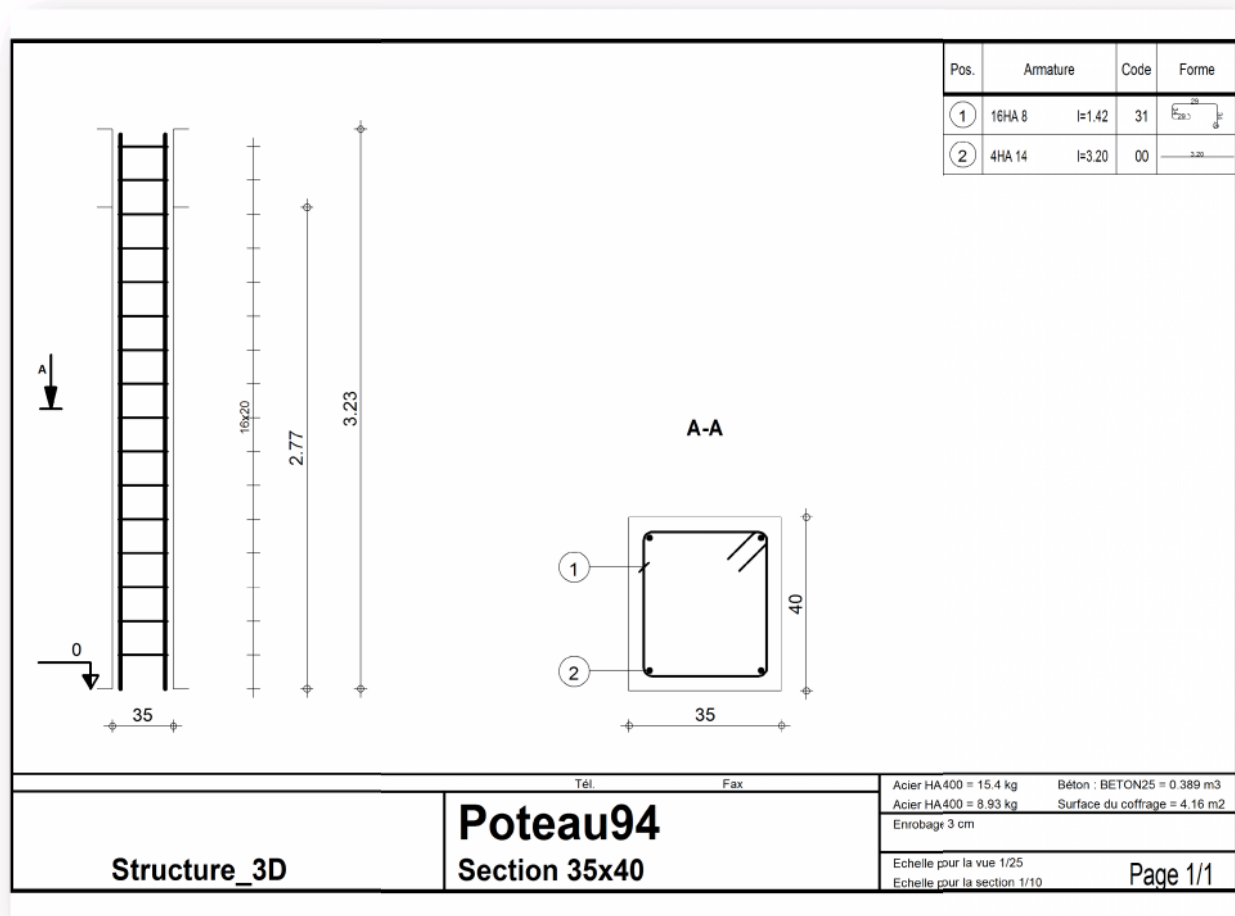


Figure IV-26: Plan d'exécution

CONCLUSION :

Nous avons présenté en générale dans ce chapitre les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT 2010 et l'exploitation des résultats ; et dans les chapitres qui suivent on les appliquera sur notre structure à étudier.

Chapitre V

Définition des données à introduire dans ROBOT

Introduction :

Dans ce chapitre, on s'intéressera à la définition de différents chargements et facteurs à introduire dans ROBOT.

V-1- Caractéristique de la structure :**a- Evaluation du poids de la structure :**

Pour les bâtiments à usage d'habitation, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitation. (**Tableau 4.5 RPA 99 version 2003**)

b- Charges permanentes et d'exploitations :

Eléments	Charges permanentes G (KN /m ²)	Charges d'exploitations Q (KN /m ²)
Toiture	0,5	1
Plancher étage courant	5,06	1,5
Plancher sous sol	5,06	2,5
Plancher grenier	5,06	2,5
Plancher RDC	5,06	5
Balcon	1,52	3,5

Tableau V-2 : Charges permanentes et les charges d'exploitation

Remarque :

Le poids propre des poutres (principales et secondaires), poteaux, dalles pleines et voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel ROBOT lors de la modélisation de la structure.

c- Evaluation de la charge dynamique :

L'action sismique est représentée par un spectre de réponse en déterminant pour chaque valeur de la période T une valeur S_a/g

Le spectre de réponse est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme, et pour le calculer il suffit d'introduire les paramètres appropriés à la structure dans le logiciel Robot qui contient dans sa base de données le RPA 99 version 2003

- **Paramètre de spectre :**
- Facteur de correction d'amortissement : (**formule 4.3 RPA99 version2003**)

$$\eta = (7 / (2 + \varepsilon))^{0.5} \geq 0,7$$

$$\eta = 1,82 \geq 0,7$$
- Coefficient d'accélération de zone : $A=0,15$ (**tableau 4.1 RPA99 version2003**)
- Période caractéristique associée à la catégorie de site :
 $T_1=0,15 \text{ s}$ $T_2=0,4 \text{ s}$ (**tableau 4.7 RPA99 version2003**)
- Zone d'implantation dynamique : IIa (**annexe 1 RPA99, version2003 page 115**)
- Usage : groupe 2 (**RPA99, version2003 page 27**)
- $R=5$ Coefficient de comportement global du bâtiment pour une construction de contreventement mixte (**tableau 4.3 page 42 RPA 99V2003**)
- Pourcentage d'amortissement critique : $\varepsilon=10\%$ (**tableau 4.2 page 40 RPA 99V2003**)
- Facteur de qualité, sa valeur est donnée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$
 (**formule 4.4 RPA99, version2003 page 43**)
- P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est "satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA 99 version 2003)

Critère q	Observation	P_q
1-conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0,05
2-Redondance en plan	NON	0,05
3-Régularité en plan	OUI	0,00
4-Régularité en élévation	OUI	0,00
5-Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0,00
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0,00

Tableau V-2 : Valeurs des pénalités

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 1 + 0,05 + 0,05 = 1,1$$

V-2- Calcul du centre de masse :

Pour pouvoir situer le nœud maître, et faire les diaphragmes, on doit déterminer les coordonnées du centre de masse qui sont calculé à partir des formules suivantes par rapport au système (OXY)

$$X_m = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_m = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

X_m, Y_m : Coordonnées du CDG de l'élément considéré par rapport au repère de calcul.

M_i : Masse de l'élément i

X_i, Y_i : Les coordonnées du centre de masse de l'élément « i » par rapport au repère de calcul

Le calcul du centre de gravité se fera avec le logiciel Robot dont on trouve les coordonnées suivantes dans le menu « Analyse » → « note de calcul ».

Les coordonnées du centre de masse se calcul comme suit :

- $X_m = 13,735 \text{ m}$
- $Y_m = 8,394 \text{ m}$
- $Z_m = 13,724 \text{ m}$

❖ **Evaluation de la masse de la structure :**

Après l'introduction des valeurs des charges et la précision du pourcentage de la surcharge (dans notre cas Q est affectée par un coefficient = 0,2), la masse de la structure sera automatiquement calculée par le logiciel.

V-3- Combinaisons d'actions :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des armatures et effectuer les vérifications sont imposées par le (BAEL91 mod99 et le RPA99 V2003) qui sont combinées de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

- **Les combinaisons selon le BAEL 91 mod99 :**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- **Combinaisons selon le RPA99 V2003 :**

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q + E$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effet de séisme

Remarque :

L'action du vent n'est pas prise en compte car elle est négligeable devant celle du séisme.

V-4- Caractéristiques du sol :

Le site d'implantation de notre bâtiment est de catégorie S2 (site ferme) il est constitué de graviers, du sable et d'argiles sur-consolidées.

La capacité portante du sol est de 2 bars à une profondeur de 3,06 m.

Conclusion :

Après avoir énuméré toutes les données nécessaires à introduire dans le logiciel

Robot, on passe dans le chapitre suivant à la modélisation, l'analyse puis à l'exploitation des résultats dans les chapitres suivants.

Chapitre VI

Résultas et Vérification des exigences de RPA

VI-2- Les résultats :**1- Les périodes de vibration :**

Elles sont données dans un tableau qui nous permet d'avoir les extrêmes globaux, la période max est de 0,940 s pour le 1er mode de vibration et la période min est de 0,069 s pour le 30^{ème} mode de vibration.

ROBOT nous a donné les résultats suivants :

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	14,584	0,940	91,307	90,444	#ind#	60,408	62,748	#ind#	4347389,680	4347389,680	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	30	1	30	30	1	1	2	1	1	1	1
MIN	1,063	0,069	60,408	3,485	#ind#	0,000	0,000	#ind#	4347389,680	4347389,680	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	30	1	1	1	13	13	1	1	1	1

Tableau VI-1: Extrêmes globaux des périodes de vibration

a- Paramètres de l'analyse sismique :

- Zone sismique IIa ;
- Groupe d'usage : 2 ;
- Coefficient d'accélération : $A=0,15$;
- Coefficient de comportement : $R=5$;
- Coefficient de pondération : $=0,2$;
- Pourcentage d'amortissement critique : $\xi=10\%$.

b- Spectre de réponse :

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou future.

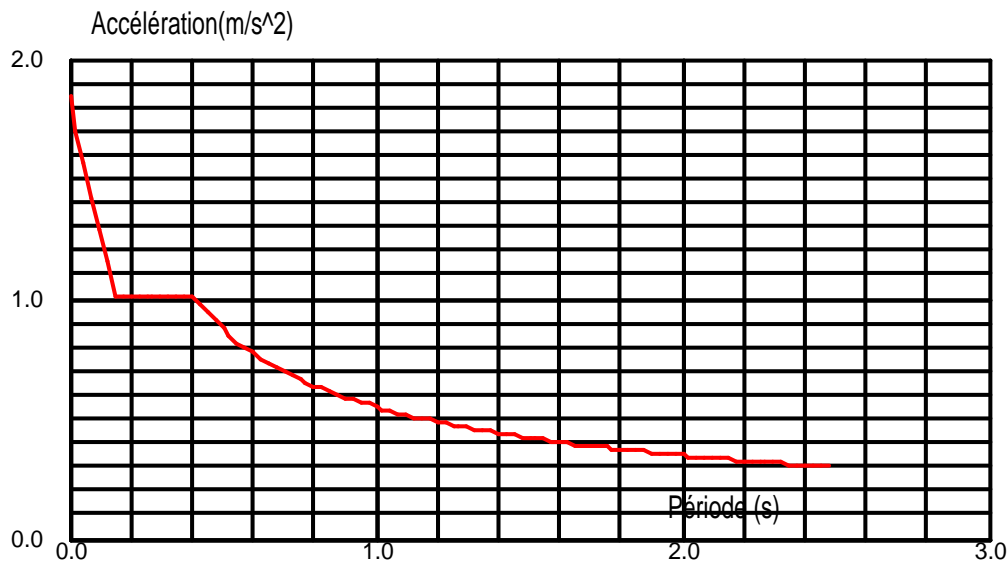


Figure VI-2: Le spectre de réponse.

c- Modes de vibration: (Art 4.3. 4 /RPA 99 version 2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est 3 dans chaque direction considérée.

❖ Vérification de pourcentage de participation de la masse modale :

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme.

Il doit être supérieur à 90% de la masse totale.

Pour notre structure la somme des masses modale a été atteinte les 90 % de la masse totale, donc on n'a pas à procéder au choix du nombre de mode.

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 60,408% et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 62,748%.

Le mode 3 est un mode de rotation suivant Z

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée

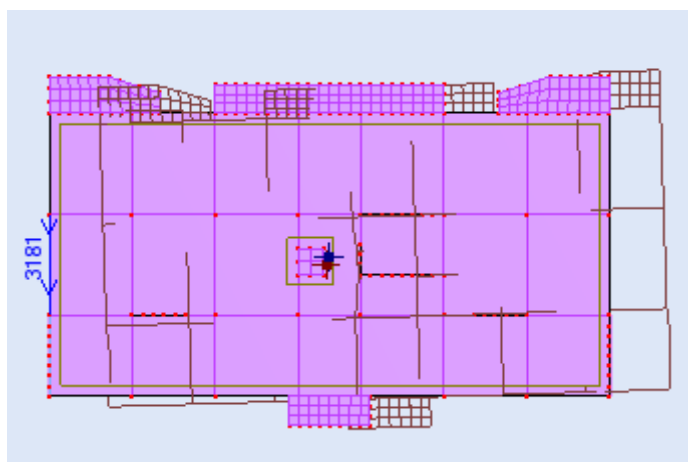


Figure VI-3: Mode de vibration 1 (translation suivant X)

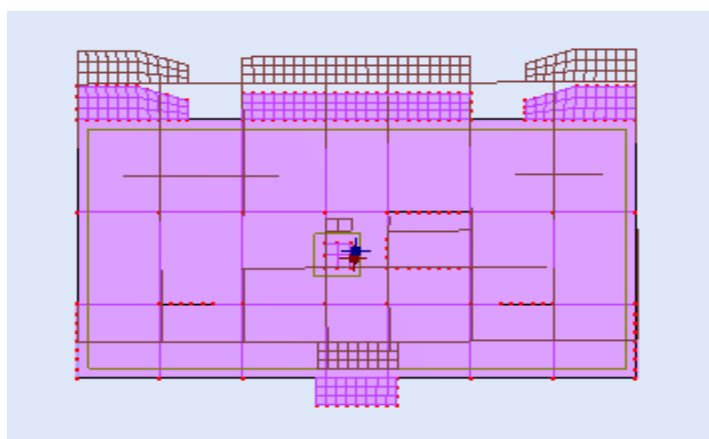


Figure VI-4: Mode de vibration 2 (translation suivant Y)

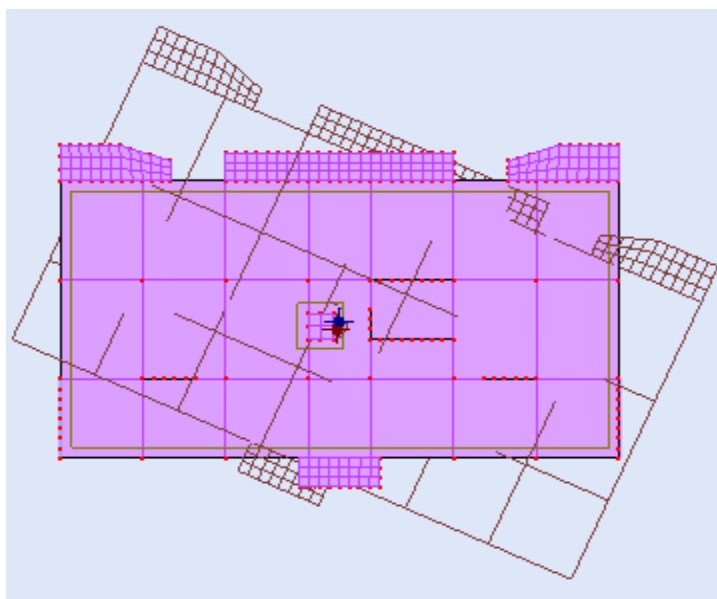


Figure VI-5: Mode de vibration 3 (rotation suivant z)

d- Vérification de la période :

La période critique imposée par le **RPA 99 V 2003 (Art. 4.2.4)** est comme suite :

$$T_c = C_T h^{3/4} \quad (\text{formule 4.6 RPA99 version 2003})$$

H : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$C_T = 0,05$$

$$T_c = 0,05 \times 36,32^{3/4} = 0,74$$

$$\frac{T}{T_c} < 1,3$$

Avec :

T_c : Période fondamentale imposée par le RPA.

T : Période de vibration du bâtiment donnée par le logiciel ROBOT.

$$\frac{0,940}{0,740} = 1,27 < 1,3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

e- Vérification de l'effort tranchant à la base : (Art 4.3. 6 /RPA 99 version 2003)

On doit vérifier que : $V(\text{dyn}) > 80\% V(\text{st})$

Avec :

$V(\text{dyn})$: Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel ROBOT.

$V(\text{st})$: Effort tranchant statique calculée par la formule suivante :

$$V(\text{st}) = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad (\text{formule 4.1 RPA99 version 2003})$$

$$A = 0,15 \quad ; Q_y = 1,1 \quad ; Q_x = 1,1 \quad ; R = 5$$

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\} \quad (\text{Art 4.2.4 /RPA 99 version 2003})$$

$$T_x = 0,62 \text{ s}$$

$$T_y = 0,69 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,4 \text{ s} \quad T_2 \quad T \quad 3,0 \text{ s} \quad D = 2,5 \quad (T_2/T)^{2/3} \quad (\text{formule 4.2 RPA99 version 2003})$$

$$= 0,764 \longrightarrow \begin{cases} D_x = 1,42 \\ D_y = 1,33 \end{cases}$$

$$W_G = 43579,45 \text{ KN}$$

$$W_Q = 11910,45 \text{ KN}$$

$$W_T = W_G + 0,2 W_Q = 45961,53 \text{ KN} \quad (\text{formule 4.5 RPA99 version 2003})$$

D'où:

$$V_x = 2153,75 \text{ KN}$$

$$V_y = 2017,25 \text{ KN}$$

f- Résultats des forces sismiques données par Robot :

Les valeurs des efforts dynamiques à la base de la structure données par le logiciel ROBOT sont comme suit :

$$V_{tx} = 3521,630 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 3657,773 \text{ KN}$$

❖ Vérification :

$$\frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{3521,63}{2153,75} = 1,63 > 0,80 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{V_{ty}}{V_y} = \frac{3657,773}{2017,25} = 1,81 > 0,80 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- Les déplacements :

Les extrêmes globaux des déplacements de la structure sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Deg]	RY [Deg]	RZ [Deg]
MAX	2,153	1,955	0,253	0,115	0,072	0,062
Noeud	1133	1193	2356	1146	421	1138
Cas	12 (C) (CQC)	5	5	13 (C) (CQC)	6 (C)	12 (C) (CQC)
Mode		CQC	CQC			
MIN	-2,048	-2,077	-0,678	-0,144	-0,074	-0,034
Noeud	1143	1193	369	368	469	1152
Cas	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	8 (C) (CQC)
Mode						

Tableau VI-2 : Les extrêmes globaux des déplacements

Remarque : (Art 4.43 RPA99 V 2003)

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « i » de la structure sont calculés comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{formule 4.19 RPA99 version 2003})$$

$R = 5$ (Coefficient de comportement).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i y compris l'effet de torsion.

Vérification :

D'après (Art 5.10 RPA99 version2003) 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.

Pour notre structure :

$$h_{T RDC} = 4,5\text{m} \longrightarrow \text{Le déplacement max } U = 4,50 \text{ cm}$$

$$h_{T ec} = 3,06 \text{ m} \longrightarrow \text{Le déplacement max } U = 3,06 \text{ cm}$$

Le déplacement relatif au niveau « i » par rapport au niveau « i-1 » est égale à :

$$\Delta U = U_i - U_{i-1}$$

La vérification des déplacements est résumée dans le tableau suivant :

Niveau	Déplacement des niveaux			Déplacement relatif des niveaux		
	$U_{x \max}$ (cm)	$U_{y \max}$ (cm)	$U_{x \max}$ (cm)	$U_{y \max}$ (cm)	$\%h_e$ (cm)	Vérification
9	9,945	9,775	0,030	0,830	4,28	C vérifiée
8	9,915	8,945	1,125	1,075	3,06	C vérifiée
7	8,790	7,870	1,155	1,105	3,06	C vérifiée
6	7,635	6,765	1,165	1,095	3,06	C vérifiée
5	6,470	5,670	1,164	1,055	3,06	C vérifiée
4	5,306	4,615	1,151	1,025	3,06	C vérifiée
3	4,155	3,59	1,015	0,975	3,06	C vérifiée
2	3,050	2,615	1,015	0,885	3,06	C vérifiée
1	2,035	1,730	0,900	0,750	3,06	C vérifiée
RDC	1,135	0,980	0,890	0,770	4,50	C vérifiée
S-SOL	0,245	0,210	0,245	0,210	3,06	C vérifiée

Tableau VI-3 : Les déplacements dans les étages

3- Les excentricités : (Art 4.2.7 RPA 99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultant des plans

a- Les excentricités théoriques (e_{x0} ; e_{y0}) données par Robot sont affichées dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
4/ 1	Etage 1	215889,198	13,736 10,273	14,468 9,004 -	10340482,221	16688194,129	26594748,113	0,732	1,270
4/ 2	Etage 2	264992,873	13,675 10,220	14,468 9,025 3,	13206778,174	21596601,934	33610300,919	0,794	1,195
4/ 3	Etage 3	197747,246	13,747 8,316 6,	14,481 8,950 6,	7993205,609	15425542,377	23039087,513	0,734	0,634
4/ 4	Etage 4	197747,246	13,747 8,316 9,	14,481 8,950 9,	7993180,667	15425517,435	23039087,513	0,734	0,634
4/ 5	Etage 5	197747,246	13,747 8,316 1	14,481 8,950 1	7993155,725	15425492,492	23039087,513	0,734	0,634
4/ 6	Etage 6	197747,246	13,747 8,316 1	14,481 8,950 1	7993130,783	15425467,550	23039087,513	0,734	0,634
4/ 7	Etage 7	197747,246	13,747 8,316 1	14,481 8,950 1	7993105,841	15425442,608	23039087,513	0,734	0,634
4/ 8	Etage 8	167813,484	13,791 6,585 2	14,484 2,282 2	4649451,681	11615044,766	15950798,193	0,693	4,303
4/ 9	Etage 9	146788,145	13,821 7,204 2	14,488 2,243 2	3679790,707	10090576,569	13494062,526	0,667	4,961
4/ 10	Etage 10	147373,464	13,816 7,202 2	14,488 2,243 2	3680332,381	10091796,463	13495263,802	0,672	4,959
4/ 11	Etage 11	83639,503	13,367 6,503 3	13,500 6,875 3	2002744,751	6075642,644	7595838,266	0,133	0,372
5/ 1	Etage 1	215889,198	13,736 10,273	14,468 9,004 -	10340482,221	16688194,129	26594748,113	0,732	1,270
5/ 2	Etage 2	264992,873	13,675 10,220	14,468 9,025 3,	13206778,174	21596601,934	33610300,919	0,794	1,195
5/ 3	Etage 3	197747,246	13,747 8,316 6,	14,481 8,950 6,	7993205,609	15425542,377	23039087,513	0,734	0,634
5/ 4	Etage 4	197747,246	13,747 8,316 9,	14,481 8,950 9,	7993180,667	15425517,435	23039087,513	0,734	0,634
5/ 5	Etage 5	197747,246	13,747 8,316 1	14,481 8,950 1	7993155,725	15425492,492	23039087,513	0,734	0,634
5/ 6	Etage 6	197747,246	13,747 8,316 1	14,481 8,950 1	7993130,783	15425467,550	23039087,513	0,734	0,634
5/ 7	Etage 7	197747,246	13,747 8,316 1	14,481 8,950 1	7993105,841	15425442,608	23039087,513	0,734	0,634
5/ 8	Etage 8	167813,484	13,791 6,585 2	14,484 2,282 2	4649451,681	11615044,766	15950798,193	0,693	4,303
5/ 9	Etage 9	146788,145	13,821 7,204 2	14,488 2,243 2	3679790,707	10090576,569	13494062,526	0,667	4,961
5/ 10	Etage 10	147373,464	13,816 7,202 2	14,488 2,243 2	3680332,381	10091796,463	13495263,802	0,672	4,959
5/ 11	Etage 11	83639,503	13,367 6,503 3	13,500 6,875 3	2002744,751	6075642,644	7595838,266	0,133	0,372

Tableau VI-4 : Les excentricités théoriques

b- Les excentricités accidentelles (e_{x1} ; e_{y1}) :

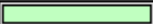










Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	9A29 31A56 1		27,000	22,000	1,350	1,100
2	Etage 2	1 2 5 6 75A78		27,000	22,000	1,350	1,100
3	Etage 3	63 64 73 74 95		27,000	21,150	1,350	1,058
4	Etage 4	7 8 83 84 97 98		27,000	21,150	1,350	1,058
5	Etage 5	65 66 69 70 99		27,000	21,150	1,350	1,058
6	Etage 6	61 62 71 72 93		27,000	21,150	1,350	1,058
7	Etage 7	3 4 67 68 91 92		27,000	21,150	1,350	1,058
8	Etage 8	113 114 227 22		27,000	17,250	1,350	0,863
9	Etage 9	120 121 223 22		27,000	17,250	1,350	0,863
10	Etage 10	118 119 153 15		27,000	17,250	1,350	0,863
11	Etage 11	57 58 85A88 1		27,000	14,000	1,350	0,700

Tableau VI-5 : Les excentricités accidentelles

Remarque :

D'après le RPA, l'excentricité à prendre en compte est la valeur maximum de l'excentricité théorique et accidentelle.

On doit vérifier que:

$$e = \max\{0,05 \times L_{\max}, e_0\} > e_1$$

Sens x :

$$e_x = \max\{0,05 \times L_{x\max}, e_{x0}\} > e_{x1}$$

$$e_{x1} = 1,35m$$

$$e_x = \max\{0,05 \times 27,40m; 0,794m\} = 1,37m > 1,35m \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens y :

$$e_y = \max\{0,05 \times L_{y\max}, e_{y0}\} > e_{y1}$$

$$e_{y1} = 1,10m$$

$$e_y = \max\{0,05 \times 22,40m; 4,961m\} = 4,961m > 1,10m \quad \text{Condition vérifiée}$$

D'où :

$$e_x = 1,37 m$$

$$e_y = 4,961 m$$

4- Etude du contreventement : (Art 3.4 du RPA99 version 2003)

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3 RPA).

- 1-Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.
- 2-Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- 3-Système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.

Le taux de charges verticales et horizontales repris par les voiles et portiques est comme suit :

❖ **Les charges verticales :**

-Le pourcentage des charges verticales reprises par les voiles est égal à :

$$\tau(\%) = \frac{\sum \text{charge reprise par les voiles}}{\text{charge totale}} \times 100\%$$

$$\tau(\%) = \frac{5953,0938}{60315,034} \times 100\% = 9,87\% < 20\%$$

-Le pourcentage des charges verticales reprises par les portiques est égal à :

$$\tau(\%) = \frac{\sum \text{charge reprise par les portique}}{\text{charge totale}} \times 100\%$$

$$\tau(\%) = \frac{54362,030}{60315,034} \times 100\% = 90,13\%$$

❖ **Les charges horizontales :**

➤ **Sens longitudinal :**

- Les voiles :

$$\tau(\%) = \frac{779,947}{2000,089} \times 100\% = 38,996\%$$

- Les portiques :

$$\tau(\%) = \frac{1220,139}{2000,089} \times 100\% = 61,004\%$$

➤ **Sens transversal :**

- Les voiles :

$$\tau(\%) = \frac{783,343}{1403,81} \times 100\% = 55,801\%$$

- Les portiques :

$$\tau(\%) = \frac{620,474}{1403,81} \times 100\% = 44,199\%$$

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. *Vérifiée*

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Conclusion :

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement est **mixte avec interaction**.

5- Les efforts internes dans les différents éléments :

Les extrêmes globaux des efforts sont résumés dans les tableaux ci-dessous et selon les différentes combinaisons.

1. Dans les poutres :

➤ Les efforts dans les poutres principales :

Poutre P	Efforts			Eléments	Nœuds	Combinaisons
Travée	Moments (KN.m)	M_u	65,722	1855		ELU
		M_s	47,144	1855		ELS
Appuis	Moments (KN.m)	M_{sup}	115,10	3182	966	ELU
	Effort tranchant (KN)	V_u^{max}	128,838	1855	708	ELU

Tableau VI-6 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poutres principales

➤ Les efforts dans les poutres secondaires :

Poutre S	Efforts			Eléments	Nœuds	Combinaisons
Travée	Moments (KN.m)	M_u	19,644	807		ELU
		M_s	14,042	807		ELS
Appuis	Moments (KN.m)	M_{sup}	72,084	2971	966	0.8G-E _x
		M_{inf}	65,107	2909	979	G+Q+E _x
	Effort tranchant (KN)	V_u^{max}	54,738	1253	650	ELU

Tableau VI-7 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poutres secondaires

2. Les efforts internes dans les poteaux :

Poteaux	Effort normale (KN)		Moment (KN.m)		Elément/Nœud	Combinaison
25x25	N _{max}	144,573	M _{cor}	7,781	275/706	G+Q+E _x
	N _{min}	27,312	M _{cor}	9,740	266/1	0.8G-E _y
	N _{cor}	49,660	M _{max}	34,685	3322/706	G+Q+E _x
30x30	N _{max}	344,462	M _{cor}	3,083	2229/632	ELU
	N _{min}	72,410	M _{cor}	3,878	1133/1027	0.8Q-E _y
	N _{cor}	146,016	M _{max}	39,486	3145/1087	G+Q+E _y
35x35	N _{max}	777,715	M _{cor}	6,592	2348/218	ELU
	N _{min}	303,573	M _{cor}	15,146	2547/268	0.8G-E _y
	N _{cor}	236,625	M _{max}	44,993	2999/1017	G+Q+E _x
40x40	N _{max}	1081,292	M _{cor}	19,253	3240/1103	G+Q+E _x
	N _{min}	642,937	M _{cor}	27,374	41/81	0.8G-E _y
	N _{cor}	1041,409	M _{max}	33,094	316/1101	G+Q+E _x
D35	N _{max}	437,595	M _{cor}	3,321	2550/262	ELU
	N _{min}	7,101	M _{cor}	17,994	2915/985	0,8G-E _y
	N _{cor}	84,343	M _{max}	23,130	2911/933	G+Q+E _y

Tableau VI-8 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poteaux

3. Les efforts internes dans les voiles :

➤ Voiles longitudinaux :

Zone	Efforts		Combinaisons
I	N (KN/ml)	1292,976	$0,8G-E_x$
	T (KN/ml)	36,106	$G+Q+E_y$
	M (KN.ml)	14,580	$G+Q+E_y$
II	N (KN/ml)	987,970	$0,8G-E_x$
	T (KN/ml)	58,706	$G+Q+E_y$
	M (KN.ml)	21,796	$G+Q+E_y$
III	N (KN/ml)	272,885	$0,8G-E_x$
	T (KN/ml)	64,348	$G+Q+E_y$
	M (KN.m)	31,424	$G+Q+E_y$
IV	N (KN/ml)	238,189	$0,8G-E_x$
	T(KN/ml)	66,937	$G+Q+E_y$
	M (KN.ml)	33,661	$G+Q+E_y$

Tableau VI-9 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les voiles longitudinaux

➤ Voiles transversaux :

Zone	Efforts		Combinaisons
I	N (KN/ml)	1212,356	$0,8G-E_y$
	T (KN/ml)	7,966	$G+Q+E_x$
	M (KN.ml)	8,366	$G+Q+E_x$
II	N (KN/ml)	811,083	$0,8G-E_y$
	T (KN/ml)	17,924	$G+Q+E_x$
	M (KN.ml)	17,633	$G+Q+E_x$
III	N (KN/ml)	277,520	$0,8G-E_y$
	T (KN/ml)	33,969	$G+Q+E_x$
	M (KN.m)	19,282	$G+Q+E_x$

IV	N (KN/ml)	226,388	0,8G-E _y
	T (KN/ml)	32,200	G+Q+E _y
	M (KN.ml)	23,078	G+Q+E _x

Tableau VI-10 : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les voiles transversaux

4. Réactions d'appuis :

L'infrastructure dimensionnée et ferrailée sous les combinaisons suivantes :

Les combinaisons du BAEL 91 modifié 99 :

$$1,35G+1,5Q \quad (\text{ELU})$$

$$G+Q \quad (\text{ELS})$$

Les combinaisons du RPA version 2003 :

$$0,8G \pm E$$

$$G+Q + E$$

Les réactions d'appuis maximales que nous utiliserons pour le dimensionnement et le ferrailage de l'infrastructure de notre bâtiment sont résumées dans le tableau suivant :

	Effort		Nœud	Combinaison
Dimensionnement	N (KN)	617,814	21	ELS
		1424,488	1103	G+Q+E _x
	M (KN.m)	12,877	8919	ELS
		20,890	8881	G+Q+E _x
Ferrailage	N (KN)	854,626	21	ELU
	M (KN.m)	17,584	8919	ELU

Tableau VI-11 : Les réactions d'appuis maximales.

Conclusion :

Vu que toutes les conditions sont vérifiées, donc les sections prévues sont adéquates pour le calcul du ferrailage.

Chapitre VII

Férraillge des poutres

Introduction :

Les poutres seront ferraillées en flexion simple aux 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.

IX-1 Etapes de calcul des armatures :**A. Armatures longitudinales :**

Calcul des moments réduits ultimes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$: Dans le cas de la situation accidentelle.

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

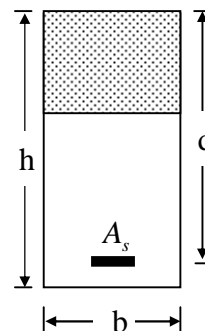
• **1^{er} cas :** $\mu \leq \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

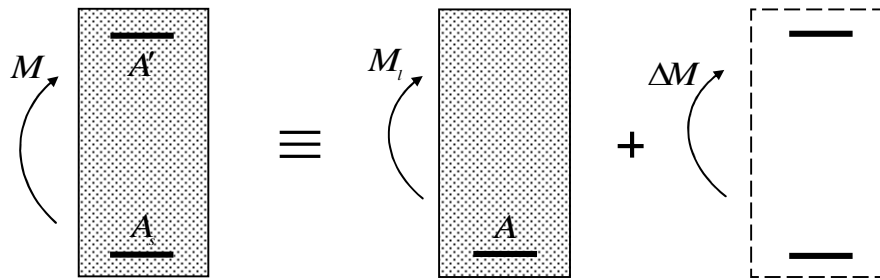
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$\gamma_s = 1,15$$



- **2^{em} cas :** $\mu > \mu_l = 0,392$ La section est doublement armée (S.D.A).



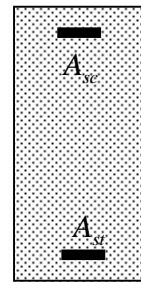
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$M_{f1} = \mu_l b d^2 f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$



Finalement, les sections théoriques sont :

$$\text{Armatures tendues :} \quad A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$$

$$\text{Armatures comprimées :} \quad A_{sc} = A_{st2}$$

B. Recommandation du RPA99-modifié2003 :

❖ 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 secondaires : $0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres principales : $0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

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 IIa 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 :

➤ **Poutre secondaire :**

$$0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

➤ **Poutres principales :**

$$0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courant.}$$

$$0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

❖ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :**

L'Article (7.5.2.2) impose, une quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12.\phi ; 30\text{cm}\right) : \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

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.

❖ Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.1 figure 7.2 : zone nodale)

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres

- $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$: poutre principales de (30x40)

- $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$: poutre secondaire de (30x35)

$$h' = \max\left(\frac{450}{6}; 40; 40; 60\text{cm}\right) = 75\text{cm}$$

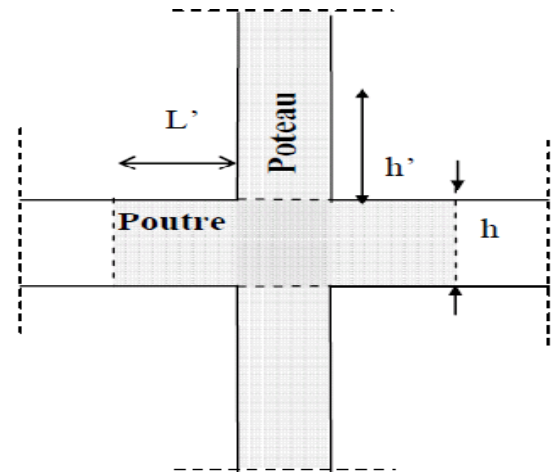


FIG. 7.2 : zone nodale

C. Vérification à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilités :

D'après CBA93, la section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour

chaque cas de poutre est donnée par la formule suivante : $A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$

On doit vérifier que :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 * b_o d f_{t28}}{f_e}$$

Si la section d'armatures choisie dépasse les 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile (**BAEL 91**).

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : CBA93 (A.5.1)

Les règles CBA93 (A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale

comme étant : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d}$

T_u^{\max} = effort tranchant à L'E.L.U.

b_0 = largeur de la poutre ou le poteau.

d = hauteur utile.

τ_u doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \min \left(0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) = 3,33 MPa \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Art: A.5.1.3)/BAEL 91 modifiées 99 :**

• **Influence sur le béton : (BAEL 91 modifiées 99/Art A. 5.1.3.1.3)**

On doit vérifier la relation suivant :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a.b$$

$a = \min \{a'; 0,9\}$ avec a' : largeur de l'appui.

$$a = \min \{30 \text{ cm} ; 0,9 \times 33\} \Rightarrow a = 29,7 \text{ cm}.$$

• **Influence sur les aciers : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.5.1.3.2.1)**

$$A_s \geq \left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9d} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

M_u : Moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad ; \quad \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{c28}$$

$$\psi_s = 1,50 \quad \text{Pour les aciers haute adhérence.}$$

❖ **Adhérence des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99 :**

La longueur de scellement droit des barres correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{f_e}{4 \cdot \sigma_s} = \frac{f_e}{4 \times 0,6 \times \sigma_s^2 \times f_{t28}}$$

$$\text{avec :} \quad \sigma_s = 0,6 \times \sigma_s^2 \times f_{t28}$$

D. Vérification a l'ELS :**❖ Etat limite compression du béton : (BAEL 91/ modifiées 99 Art B.6.5, 1)**

On doit vérifier les conditions suivantes :

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

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

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = k \times \sigma_s$

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} \rightarrow k \text{ et } \beta_1$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.4.5, 3)

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

❖ Etat limite de déformation : (ART B.6.5, 3 BAEL 91 modifiées 99)

On doit vérifier que : $f > \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \text{ si la portée est au plus égale à } 5m$$

E. Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il ya lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- ✓ à 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ à 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance au plus égale à 1/10 de la portée.

IX-2 Application :

A- Ferrailage des poutres principales :

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :

$$h = 40 \text{ cm} ; \quad b = 30 \text{ cm} ; \quad d = 38 \text{ cm}$$

a- En travées :

Armature en travée									
Niveau	Section (cm ²)	M _t (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	As adoptée (cm ²)
8	30×40	65,72	0,107	SSA	0,943	5,27	6,00	3HA12+3HA12(chap)	6,78
7	30×40	14,25	0,023	SSA	0,988	1,09	6,00	3HA12	3,39
6	30×40	11,39	0,018	SSA	0,991	0,87	6,00	3HA12	3,39
5	30×40	11,48	0,019	SSA	0,990	0,87	6,00	3HA12	3,39
4	30×40	10,44	0,017	SSA	0,991	0,11	6,00	3HA12	3,39
3	30×40	8,35	0,014	SSA	0,993	0,68	6,00	3HA12	3,39
2	30×40	7,04	0,011	SSA	0,994	0,56	6,00	3HA12	3,39
1	30×40	6,91	0,011	SSA	0,994	0,53	6,00	3HA12	3,39
RDC	30×40	8,13	0,013	SSA	0,993	0,62	6,00	3HA12	3,39
S.SOL	30×40	4,64	0,007	SSA	0,996	0,35	6,00	3HA12	3,39

Tableau VII-1 : Ferrailage des poutres principales en travées

b- Sur appuis :

Armature aux appuis									
Niveau	Section (cm ²)	M _a (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	As adopté (cm ²)
8	30×40	115,10	0,187	SSA	0,895	9,72	6,00	3HA14+3HA16(chap)	10,65
7	30×40	32,19	0,052	SSA	0,973	2,50	6,00	3HA12+2 HA12(chap)	5,65
6	30×40	25,09	0,041	SSA	0,979	1,94	6,00	3HA12+2HA12(chap)	5,65
5	30×40	27,23	0,044	SSA	0,978	2,10	6,00	3HA12+2HA12(chap)	5,65
4	30×40	25,52	0,041	SSA	0,979	1,97	6,00	3HA12+2HA12(chap)	5,65
3	30×40	22,82	0,037	SSA	0,981	1,75	6,00	3HA12+2HA12(chap)	5,65
2	30×40	20,05	0,032	SSA	0,984	1,54	6,00	3HA12+2HA12 (chap)	5,65
1	30×40	20,00	0,032	SSA	0,984	1,53	6,00	3HA12+2HA12(chap)	5,65
RDC	30×40	14,47	0,023	SSA	0,988	1,11	6,00	3HA12+2HA12(chap)	5,65
S.SOL	30×40	10,57	0,017	SSA	0,991	0,81	6,00	3HA12+2HA12(chap)	5,65

Tableau VII-2 : Ferrailage des poutres principales aux appuis

1- Les armatures longitudinales :**❖ Les exigences du RPA 99 version 2003 : (art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < (A_{\inf} + A_{\sup}) = 11,04 \text{ cm}^2 \quad \text{pour le dernier étage} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < (A_{\inf} + A_{\sup}) = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{pour les autres étages} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante :

$$A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 11,40 \text{ cm}^2 \quad \text{pour le dernier étage} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{pour les autres étages} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6% en zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 14,04 \text{ cm}^2 \quad \text{pour le dernier étage} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 9,04 \text{ cm}^2 \quad \text{pour les autres étages} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

1- Vérification à l'ELU :**• Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,376 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 1,376 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 128,838 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{128,838 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**➤ Influence sur le béton :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0,4 \times 0,9 \times 380 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 684 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 128,838 \text{ kN} < 684 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les aciers :**

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left(T_u + \frac{M_U}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(128,838 \times 10^3 - \frac{115,105 \times 10^6}{0,9 \times 38} \right) = -5,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{appuis}}} = 5,65 \text{ cm}^2 \geq -5,97 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence des barres:**

En doit vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum_{ui}}$$

$$A_{s_{\text{appuis}}} = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 \quad \sum_{ui} = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 12 \times 3,14 = 188,40 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{128,838 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 188,40} = 2,00 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times 10^{-2} \times f_{t28}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$l_s = \frac{\phi \times 400 \times 10^{-1}}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1}$$

Pour les 12 : $l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour les 16 : $l_s = 56,44 \text{ cm}$

Les règles du (BAEL 91.Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les aciers H.A.

Pour les 12 : $l_s = 16,93 \text{ cm}$

Pour les 14 : $l_s = 19,75 \text{ cm}$

3-Calcul des armatures transversales :**❖ L'espacement :**

L'espacement des armatures transversales est donné par

Selon BAEL 91 modifiées 99/ Art A.5.1.22) :

$$St \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_l\}$$

$$S_t \leq \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

D'où : $S_t \leq 18 \text{ cm}$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$)

Selon le RPA 99 (version 2003) (art 7.5.2.2)

- **Zone nodale :** $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi ; 30\text{cm}\right) = \min\left(10 ; 14,4 ; 30\text{cm}\right) = 10 \text{ cm}.$

On prend : $St = 7 \text{ cm}.$

- **Zone courante :** $St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}.$

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

❖ Armatures transversales minimales :

Zone nodale :

$$A_t \geq 0,003 . S_t . b = 0,003 \times 7 \times 30 = 0,63 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_t \geq 0,003 . S_t . b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$; pour (1cadre+1étrier)

❖ Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91. Art.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(12 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right) \leq \min(12 ; 11,43 ; 30)$$

Donc : $\phi_t \leq 11,43 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de Ø8.

Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

2- Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite de compression du béton :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niveau	$M_{S\text{MAX}}$ (KN.m)	A_U (cm ²)	1	1	k	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
8	47,86	6,78	0,59	0,886	0,035	209,66	7,34	15	C vérifiée
7	10,67	3,39	0,29	0,915	0,023	90,52	2,08	15	C vérifiée
16	8,20	3,39	0,29	0,915	0,023	69,57	1,60	15	C vérifiée
5	8,85	3,39	0,29	0,915	0,023	75,08	1,73	15	C vérifiée
4	7,43	3,39	0,29	0,915	0,023	63,03	1,45	15	C vérifiée
3	6,06	3,39	0,29	0,915	0,023	51,41	1,18	15	C vérifiée
2	5,14	3,39	0,29	0,915	0,023	43,61	1,00	15	C vérifiée
1	4,98	3,39	0,29	0,915	0,023	42,25	0,59	15	C vérifiée
RDC	5,89	3,39	0,29	0,915	0,023	49,47	0,97	15	C vérifiée
S-S	3,43	3,39	0,29	0,915	0,023	28,76	0,66	15	C vérifiée

Tableau VII-3 : Vérification à l'état limite de compression du béton en travée.

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales									
Niveau	$M_{S\text{MAX}}$ (KN.m)	A_U (cm ²)	1	1	k	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
8	82,65	10,65	0,93	0,864	0,046	236,37	10,87	15	C vérifiée
7	23,41	5,65	0,49	0,894	0,031	121,96	3,78	15	C vérifiée
6	18,34	5,65	0,49	0,894	0,031	95,55	3,54	15	C vérifiée
5	19,54	5,65	0,49	0,894	0,031	101,80	2,96	15	C vérifiée
4	18,62	5,65	0,49	0,894	0,031	97,01	3,01	15	C vérifiée
3	16,67	5,65	0,49	0,894	0,031	86,85	2,69	15	C vérifiée
2	14,67	5,65	0,49	0,894	0,031	76,43	2,37	15	C vérifiée
1	14,38	5,65	0,49	0,894	0,031	74,92	2,32	15	C vérifiée
RDC	10,61	5,65	0,49	0,894	0,031	55,28	1,71	15	C vérifiée
S-S	7,75	5,65	0,49	0,894	0,031	40,38	1,25	15	C vérifiée

Tableau VII-4 : Vérification à l'état limite de compression du béton aux appuis

❖ **Etat limite de déformation : (ART B.6.5, 3 BAEL 91 modifiées 99) :**

On doit vérifier que : $f > \bar{f}$

$$f = \frac{l}{500} \text{ si la portée est au plus égale à } 5m$$

La valeur de la flèche maximale donnée par le logiciel ROBOT est de $f=0,245 \text{ cm}$

$$f = 0.245 < \bar{f} = \frac{460}{500} = 0,920 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

B- Ferrailage des poutres secondaires :

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :

$$h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad d = 33 \text{ cm}$$

a- En travée

Armature en travée									
Niveau	Section (cm ²)	M _t (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	As adopté (cm ²)
8	30×35	19,46	0,042	SSA	0,979	1,73	5,25	3HA12	3,39
7	30×35	17,78	0,038	SSA	0,981	1,58	5,25	3HA12	3,39
6	30×35	17,25	0,037	SSA	0,981	1,53	5,25	3HA12	3,39
5	30×35	14,25	0,031	SSA	0,984	1,26	5,25	3HA12	3,39
4	30×35	13,48	0,029	SSA	0,985	1,19	5,25	3HA12	3,39
3	30×35	13,21	0,028	SSA	0,986	1,16	5,25	3HA12	3,39
2	30×35	12,58	0,027	SSA	0,986	1,11	5,25	3HA12	3,39
1	30×35	12,16	0,026	SSA	0,987	1,07	5,25	3HA12	3,39
RDC	30×35	3,74	0,008	SSA	0,996	0,33	5,25	3HA12	3,39
S.SOL	30×35	2,70	0,006	SSA	0,997	0,23	5,25	3HA12	3,39

Tableau VII-5 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

b- Sur appuis :

Armatures aux appuis (supérieur): combinaison 0,8G+E _x									
Niveau	Section (cm ²)	M _a (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	As adopté (cm ²)
8	30×35	52,31	0,113	SSA	0,939	4,85	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
7	30×35	59,25	0,128	SSA	0,931	5,54	5,25	3HA12+ 3HA14 (chap)	8,01
6	30×35	65,40	0,141	SSA	0,923	6,17	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
5	30×35	72,08	0,155	SSA	0,915	6,86	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
4	30×35	71,54	0,154	SSA	0,916	6,80	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
3	30×35	70,86	0,153	SSA	0,916	6,74	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
2	30×35	68,00	0,146	SSA	0,921	6,43	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
1	30×35	61,97	0,133	SSA	0,928	5,81	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
RDC	30×35	52,84	0,114	SSA	0,939	4,90	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
S.SOL	30×35	32,09	0,069	SSA	0,964	2,89	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01

Tableau VII-6 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis (supérieure)

Armatures au appuis (inferieur) : combinaison G+Q+E _x									
Niveau	Section (cm ²)	M _a (KN.m)	μ _β	Obs	β	As cal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	As adopté (cm ²)
8	30×35	49,24	0,106	SSA	0,944	4,54	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
7	30×35	56,23	0,121	SSA	0,935	5,24	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
6	30×35	62,71	0,135	SSA	0,927	5,89	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
5	30×35	65,11	0,140	SSA	0,924	6,13	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
4	30×35	62,79	0,135	SSA	0,927	5,89	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
3	30×35	60,35	0,130	SSA	0,930	5,65	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
2	30×35	56,40	0,121	SSA	0,935	5,25	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
1	30×35	49,95	0,108	SSA	0,943	4,61	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
RDC	30×35	38,96	0,084	SSA	0,956	3,55	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01
S.SOL	30×35	21,97	0,047	SSA	0,975	1,96	5,25	3HA12+3HA14 (chap)	8,01

Tableau VII-7 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis (inferieur)

1- Les armatures longitudinales :**❖ Les exigences du RPA 99 version 2003 : (art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2 < (A_{\inf} + A_{\sup}) = 8,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante :

$$A_{\max} = 42 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

6% en zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 63 \text{ cm}^2 > (A_{\inf} + A_{\sup}) = 16,02 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- Vérification à l'ELU :**• Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 54,738 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{54,738 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,553 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**➤ Influence sur le béton :**

On a doit vérifié la relation suivante :

$$0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0,4 \times 0,9 \times 330 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 594 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 54,738 \text{ kN} < 594 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Influence sur les aciers :

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_U}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(54,738 \times 10^3 - \frac{72,08 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right) \times 10^{-2} = -5,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{appuis}} = 12,63 \text{ cm}^2 > -5,40 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

• Vérification de la contrainte d'adhérence des barres :

$$A_{s_{appuis}} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 \quad \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times (12 + 14) \times 3,14 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{54,738 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 244,92} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Ancrage des barres :

Pour les 12 : $l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour les 14 : $l_s = 49,38 \text{ cm}$

Les règles du (BAEL 91.Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à « $0.4l_s$ » pour les aciers H.A.

Pour les 12 : $l_s = 16,93 \text{ cm}$

Pour les 14 : $l_s = 19,75 \text{ cm}$

1- Calcul des armatures transversales :

❖ L'espacement :

L'espacement des armatures transversales est donné par

Selon BAEL 91 modifiées 99/ Art A.5.1.22) :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_l \}$$

$$S_t \leq \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

D'où : $S_t \leq 18 \text{ cm}$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$)

Selon le RPA 99 (version 2003) (art 7.5.2.2)

$$\text{-Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm}\right) = \min\left(8,75 ; 14,4 ; 30\text{cm}\right) = 8,75\text{cm}.$$

$$\text{On prend : } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{- Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}.$$

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

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(12 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10}\right) \leq \min(12 ; 10 ; 30)$$

$$\text{Donc : } \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de Ø8.

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ **Le diamètre des armatures transversales doit vérifier:**

Zone nodale :

$$A_t \geq 0,003 . S_t . b = 0,003 \times 7 \times 30 = 0,63 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_t \geq 0,003 . S_t . b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

2- Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite de compression du béton :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
Niveau	M _S MAX (kN,m)	A _U (cm ²)	1	1	k	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
8	30,38	3,39	0,34	0,909	0,025	298,75	7,47	15	C vérifiée
7	27,51	3,39	0,34	0,909	0,025	270,53	6,76	15	C vérifiée
6	21,43	3,39	0,34	0,909	0,025	210,74	5,27	15	C vérifiée
5	23,79	3,39	0,34	0,909	0,025	233,95	5,85	15	C vérifiée
4	28,45	3,39	0,34	0,909	0,025	279,77	6,99	15	C vérifiée
3	12,75	3,39	0,34	0,909	0,025	125,38	3,13	15	C vérifiée
2	9,93	3,39	0,34	0,909	0,025	97,65	2,44	15	C vérifiée
1	8,68	3,39	0,34	0,909	0,025	85,36	2,13	15	C vérifiée
RDC	3,53	3,39	0,34	0,909	0,025	34,71	0,87	15	C vérifiée
S-S	2,00	3,39	0,34	0,909	0,025	19,67	0,49	15	C vérifiée

Tableau VII-8 : Vérification à l'état limite de compression du béton en travée.
(Poutres secondaires).

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
Niveau	M _S MAX (kN,m)	A _U (cm ²)	1	1	k	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
8	28,63	8,01	0,80	0,872	0,042	124,21	5,22	15	C vérifiée
7	29,20	8,01	0,80	0,872	0,042	126,68	5,32	15	C vérifiée
6	29,60	8,01	0,80	0,872	0,042	128,42	5,39	15	C vérifiée
5	30,54	8,01	0,80	0,872	0,042	132,48	5,56	15	C vérifiée
4	28,79	8,01	0,80	0,872	0,042	124,90	5,24	15	C vérifiée
3	27,12	8,01	0,80	0,872	0,042	117,66	4,94	15	C vérifiée
2	25,10	8,01	0,80	0,872	0,042	108,90	4,57	15	C vérifiée
1	22,10	8,01	0,80	0,872	0,042	95,88	4,03	15	C vérifiée
RDC	8,16	8,01	0,80	0,872	0,042	35,40	1,49	15	C vérifiée
S-S	5,05	8,01	0,80	0,872	0,042	21,91	0,92	15	C vérifiée

Tableau VII-9 : Vérification à l'état limite de compression du béton aux appuis.
(Poutres secondaires).

❖ Etat limite de déformation :

On doit vérifiée que : $f > \bar{f}$

$$f = \frac{l}{500} \text{ si la portée est au plus égale à } 5m$$

La valeur de la flèche maximale donnée par le logiciel ROBOT est de $f=0,140 \text{ cm}$

$$f= 0,140 < \bar{f} = \frac{460}{500} = 0,920 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Chapitre VIII

Ferraillage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable dans les deux directions principales, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ \longrightarrow à l'ELU.
- $G+Q$ \longrightarrow à l'ELS.
- $G+Q \pm E$ } \longrightarrow RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ }

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

VIII-1) Recommandation du RPA 99 modifié 2003 :**a) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de $(0,8\%bh)$ en zone IIa:

$$\text{poteaux } (25 * 25) \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 25 \times 25 = 5\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux } (30 * 30) \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,20\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux } (35 * 35) \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux } (40 * 40) \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux D35} \quad A_{\min} = 0,8\%(R)^2 \times 3,14 = 0,008 \times (17)^2 \times 3,14 = 7,25\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de $(6\%bh)$ en zone de recouvrement.

poteaux (25 * 25)	$A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 25 \times 25 = 37,5\text{cm}^2$
poteaux (30 * 30)	$A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$
poteaux (35 * 35)	$A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$
poteaux (40 * 40)	$A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$
poteaux D35	$A_{\min} = 6\%(R)^2 \times 3,14 = 0,06 \times (17)^2 \times 3,14 = 54,44\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de (4%bh) en zone courante.

poteaux (25 * 25)	$A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 25 \times 25 = 25\text{cm}^2$
poteaux (30 * 30)	$A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$
poteaux (35 * 35)	$A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$
poteaux (40 * 40)	$A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
poteaux D35	$A_{\min} = 4\%(R)^2 \times 3,14 = 0,04 \times (17)^2 \times 3,14 = 36,29\text{cm}^2$

- La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$$a = \begin{cases} 2,5 & \text{Si } g \geq 5 \\ 3,75 & \text{Si } g < 5 \end{cases}$$

- L'espacement (S_t) des armatures est donné par :

$$S_t = \min (15 \text{ cm} ; 10 \varphi_1) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t = 15 \varphi_1 \text{ en zone courante.}$$

Où : φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$
- Si $\lambda_g \geq 3 \Rightarrow A_{min} = L'$ interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

λ_g : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} \text{ ou } \frac{Lf}{b}$$

a ; b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

lf : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans ce cas $0,7l_0$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur $10\phi_t$ minimale.

VIII-2) Calcul des armatures à L'ELU :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures

(\forall l'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0,337h - 0,81c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si } (N) \text{ étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si } (N) \text{ étant un effort de traction.}$$

➤ **Détermination des armatures :**

• **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA } (A' = 0)$

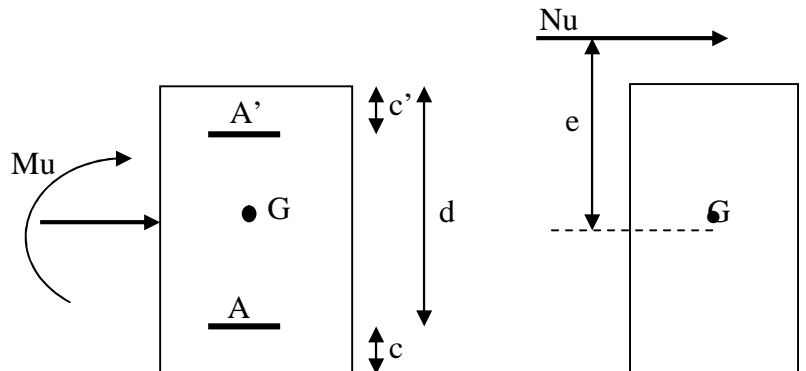
• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

• **Armatures réelles**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée } (A' \neq 0)$



• **Armatures en flexion simple :**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_{st}}$$

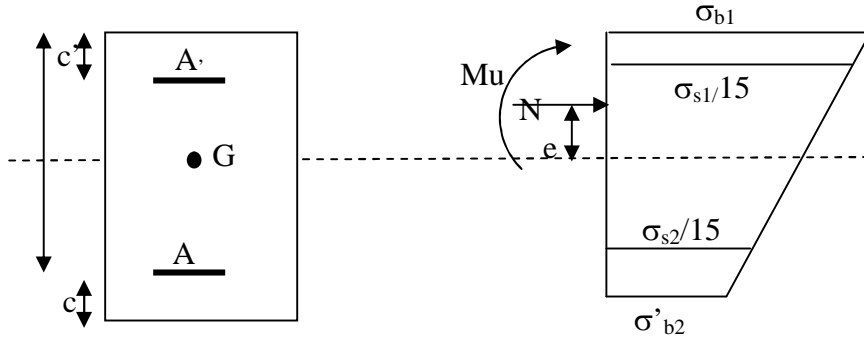
$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_{st}}$$

• **Armatures en flexion composée :**

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.337h - 0.81c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$\mathbf{1^{er} cas:} N_u(d - c) - M_f \geq (0.5h - c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.D.A$$

$$A = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c)}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

$$\mathbf{2^{er} cas:} N_u(d - c) - M_f \leq (0.5h - c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.S.A$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c) - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

$$\varepsilon_s = 2 + \left(3,437 - 8,437 \frac{c}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Tel que : $\sigma_e = \frac{f_e}{\delta_s E_s}$

c) Section entièrement tendu (S.E.T) :

$$A = \frac{N \cdot a}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{st}} - A$$

➤ **Compression pur (centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

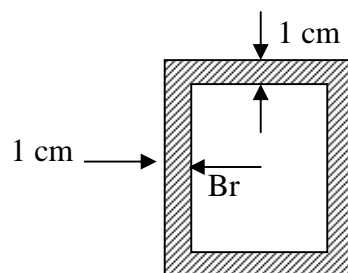
➤ **Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :**

$$N_u \leq \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\sigma_s} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_s}$$



Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " α " doit être divisé par 1,1

N_u : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

VIII-3) Vérification à l'ELS :

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A.(V_1 - c')^2 + A'.(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2}.y_{ser} + 15[A'(y_{ser} - c') - A.(d - y_{ser})]$$

$$y_{\text{ser}} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 A'}{b} (c - c') + \frac{90 A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$= q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0,5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si : } < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{}{3} + 240^\circ\right)$$

Les calculs des différentes sections d'armature dans les poteaux sont résumés dans les tableaux suivant :

Sens transversal											
Niveaux	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	(h/2)-c (cm)	M _f (KN.m)	Nature	observation	A' (cm ²)	A (cm ²)
9	25*25	M _{max}	144,57	7,78	5,38	10.5	2,95	S.E.C	SSA	0	0
		N _{min}	-27,31	-9,74	35,66		12,6	S.P.C	SSA	0	0,85
		N _{max}	-3,66	-26,11	713,38		26,49	S.P.C	SSA	0	3,54
6a8	30*30	M _{max}	344,46	3,08	0,89	13	47,85	S.E.C	SSA	0	0
		N _{min}	-72,41	3,87	5,35		13,28	S.E.C	SSA	0	0
		N _{max}	146,01	39,48	27,03		58,46	S.P.C	SSA	0	2,47
1 à 6	35*35	M _{max}	777,71	6,59	0,84	15.5	127,13	S.E.C	SSA	0	0
		N _{min}	-303,57	15,14	4,98		62,19	S.E.C	SSA	0	0
		N _{max}	195,05	44,18	22		74,41	S.P.C	SSA	0	1,47
RDC S-S	40*40	M _{max}	1081,29	2,28	0,21	18	196,91	S.E.C	SSA	0	0
		N _{min}	-642,97	27,37	4,25		143,1	S.E.C	SSA	0	0
		N _{max}	1018,57	30,71	3,01		214,05	S.E.C	SSA	0	0
	D35	M _{max}	473,59	3,32	0,7	14.5	71,99	S.E.C	SSA	0	0
		N _{min}	7,101	-17,99	253		19,01	S.P.C	SSA	0	3,42
		N _{max}	84,343	23,13	27,42		35,35	S.P.C	SSA	0	2,35

Tableau VIII-1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU

(Sens transversal)

Sens longitudinal												
Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	(h/2)-c (cm)	M _f (KN.m)	Nature	observation	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)
25*25	M _{max}	144,57	-6,84	4,73	10.5	22,01	S.E.C	SSA	0	0	5	8HA12=9,05
	N _{min}	-27,31	3,04	0,11		5,9	S.E.C	SSA	0	0		
	N _{max}	49,66	34,68	0,69		39,89	S.E.C	SSA	0	0		
30*30	M _{max}	344,46	1,78	0,51	13	46,55	S.E.C	SSA	0	0	7,2	8HA12=9,05
	N _{min}	-72,41	-2,28	3,14		11,69	S.E.C	SSA	0	0		
	N _{max}	202,09	-34,16	16,9		60,43	S.P.C	SSA	0	1,12		
35*35	M _{max}	777,71	0,13	0,016	15.5	120,67	S.E.C	SSA	0	0	9,8	8HA14=12,32
	N _{min}	-303,57	5,78	1,9		52,83	S.E.C	SSA	0	0		
	N _{max}	236,62	-44,99	19,01		81,66	S.P.C	SSA	0	0,97		
40*40	M _{max}	1081,29	-19,25	1,78	18	213,88	S.E.C	SSA	0	0	12,8	8HA16=16,08
	N _{min}	-642,97	1,49	0,23		117,22	S.E.C	SSA	0	0		
	N _{max}	1041,4	-33,09	3,17		220,54	S.E.C	SSA	0	0		
D35	M _{max}	473,59	-0,464	0,09	14.5	69,13	S.E.C	SSA	0	0	7,25	9HA12=10,18
	N _{min}	7,10	5,022	70,73		6,05	S.P.C	SSA	0	0,72		
	N _{max}	31,83	-22,84	71,75		27,45	S.P.C	SSA	0	3,77		

Tableau VIII-1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU

(Sens longitudinal)

Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes a L'ELS (sens longitudinal)												
Niveau	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Observation
9	25X25	M _{max}	89,146	0,797	0,89	4.1	S.E.C	1,41	15	20,49	348	C vérifiée
		N _{min}	-12,031	0,097	0,80		S.E.C	0,18		2,73		C vérifiée
		N _{max}	24,386	-9,877	40,5		S.P.C	3,9		43,06		C vérifiée
6 à 8	30X30	M _{max}	248,367	1,289	0,51	5	S.E.C	2,62	15	38,9	348	C vérifiée
		N _{min}	2,201	-8,239	374,3		S.P.C	2,63		27,6		C vérifiée
		N _{max}	84,938	20,772	24,45		S.P.C	7,1		81,3		C vérifiée
1 à 6	35X35	M _{max}	560,674	0,093	0,016	5.8	S.E.C	4,33	15	64,9	348	C vérifiée
		N _{min}	1,986	13,397	674,5		S.P.C	3,1		30,08		C vérifiée
		N _{max}	36,404	18,466	50,72		S.P.C	4,5		48,2		C vérifiée
RDC S-SOL	40X40	M _{max}	617,814	0,029	0,0046	6.7	S.E.C	3,64	15	54,6	348	C vérifiée
		N _{min}	10,414	-4,42	0,42		S.E.C	0,7		8,17		C vérifiée
		N _{max}	295,779	-11,045	3,73		S.E.C	2,6		38,04		C vérifiée
1 à 4	D35	M _{max}	340,86	-0,345	0,1	5.8	S.E.C	3,65	15	/	348	C vérifiée
		N _{min}	24,39	6,807	27,9		S.P.C	7,35		60,25		C vérifiée
		N _{max}	24,39	6,807	27,9		S.P.C	3,59		38,87		C vérifiée

Tableau VIII-3 : Vérification des contraintes à l'ELS

(Sens longitudinal)

Vérification des contraintes a L'ELS (Sens transversale)												
Niveau	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Observation
9	25X25	M _{max}	89,146	4,13	4,63	4.1	S.P.C	2,3	15	31,5	348	C vérifiée
		N _{min}	-1,031	6,221	51,69		S.P.C	2,5		26,5		C vérifiée
		N _{max}	26,291	-12,375	47,07		S.P.C	4,9		53,01		C vérifiée
6 à 8	30X30	M _{max}	248,367	2,23	0,9	5	S.E.C	2,9	15	43,5	348	C vérifiée
		N _{min}	2,201	-3,703	168,24		S.P.C	1,25		11,9		C vérifiée
		N _{max}	73,836	23,785	32,21		S.P.C	8,25		89,7		C vérifiée
1 à 6	35X35	M _{max}	560,674	-4,617	0,82	5.8	S.E.C	4,8	15	71,4	348	C vérifiée
		N _{min}	1,986	3,703	186,45		S.P.C	0,82		8,3		C vérifiée
		N _{max}	155,496	23,068	14,83		S.P.C	4,9		53,5		C vérifiée
RDC S-SOL	40X40	M _{max}	617,814	0,336	0,054	6.7	S.E.C	3,6	15	54,9	348	C vérifiée
		N _{min}	10,414	3,019	28,98		S.P.C	0,4		5,7		C vérifiée
		N _{max}	190,089	-8,083	4,25		S.E.C	1,7		25,4		C vérifiée
1 à 4	D35	M _{max}	340,860	2,299	0,67	5.8	S.E.C	4,12	15	/	348	C vérifiée
		N _{min}	24,391	-1,709	7		S.P.C	0,65		8,68		C vérifiée
		N _{max}	61,478	-12,167	19,79		S.P.C	7,07		77,4		C vérifiée

**Tableau VIII-4 : Vérification des contraintes à l'ELS
(Sens transversal)**

VII-4) Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

1- Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit deux cadres de HA 8 = $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

2- Espacement des armatures

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

3- Longueurs de recouvrement

Pour les barres de 16 mm $\Rightarrow L_r = 40 \Phi_l = 40 \times 1,8 = 72 \text{ cm}$

4- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

la quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$: $A_t^{\min} = 0,3\% S_t.b$

Si $\lambda_g \leq 3$: $A_t^{\min} = 0, \% S_t.b$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}, \quad l_f = 0,7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0,7 \times 4,5 = 3,15 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{3,15}{0,4} = 7,87 > 5$$

Donc : $A_t^{\min} = 0,3\% S_t.b = 0,003 \times 40 \times S_t = 0,12 S_t$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,12 S_t = 0,12 \times 10 = 1,20 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0,12 S_t = 0,12 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

5- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 7,87 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

• Poteaux (25x 25)

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{41,97 \times 10^3}{250 \times 230} = 0,72 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{29,97 \times 10^3}{250 \times 230} = 0,52 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

• Poteaux (30 x 30)

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{54,54 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,64 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{53,85 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,64 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

• Poteaux (35 x 35)

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{49,12 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,42 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{51,01 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,44 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

• Poteaux (40 x 40)

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{69,92 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,46 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{63,81 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,41 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

- Poteaux D35

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{13,8 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,12 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{16,35 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,14 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Section (cm ²)	A (cm ²)	A adopté (cm ²)
25X25	5	8HA12=9,05
30X30	7,20	8HA12=9,05
35X35	9,80	8HA14 =12,32
40X40	12,80	8HA16=16,08
D35	7.25	9HA12=10,18

Chapitre IX

Ferraillage des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation, et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferraillage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode des contraintes.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Au cours des calculs du ferraillage, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter une même section d'armatures pour un certain nombre de niveau d'un voile.

Pour cela, les zones de ferraillage sont comme suit :

- Zone I : Sous sol, RDC, 1^{er}, 2^{em} étage.
- Zone II : 1^{er}, 2^{em}, 3^{em}, 4^{em} et 5^{em}, 6^{em} étage.
- Zone III : 7^{em} et 8^{em} étage.
- Zone IV : Dernier étage

IX-1) Superposition des sollicitations dans les refends :

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- Selon le RPA99-modifié2003 :
$$\begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$
- Selon le BAEL 91 :
$$\begin{cases} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{cases}$$

IX -2) Exposé de la méthode de calcul:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

a) Ferraillage section entièrement comprimé :

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

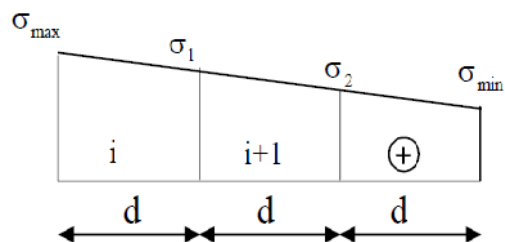


Figure IX-1

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{s}$$

B : section du tronçon considéré

Situation accidentelle :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} ; f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

Situation courante :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91})$$

➤ **Ferraillage section entièrement tendue :**

$$N_1 = -\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \cdot d \cdot e$$

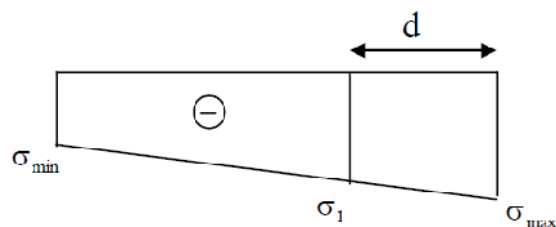


Figure IX-2

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{s}$$

➤ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0,002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

➤ **Ferrailage section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}} + \sigma_{\text{traction 2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}}}{2} \cdot d \cdot e$$

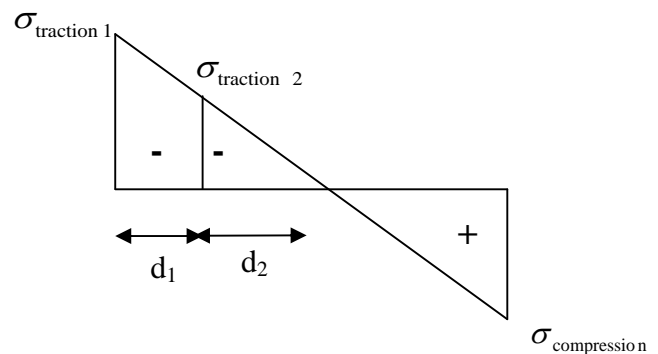


Figure IX-3

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{s}$$

➤ **Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

IX-3) Exigences de RPA 99 révision 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 15 %

En zone courantes 0,10 %

1) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ .

D'après le BEAL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2003 :
$$A_H \geq 0,15 \% \cdot B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

3) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :
$$T = 1,4 LV_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

4) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

5) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0,1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

6) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40 pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

7) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

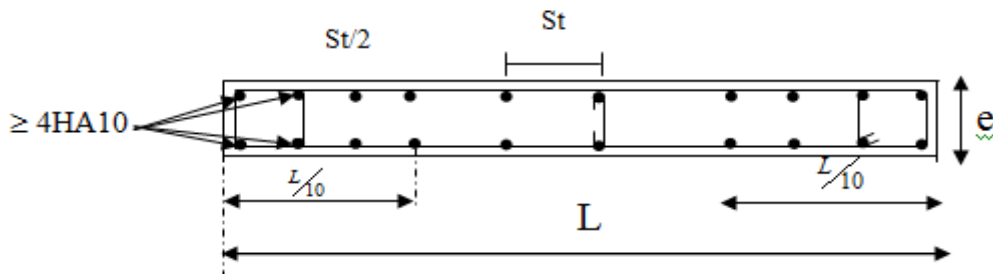


Figure IX-3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

8) Vérifications :**a) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

IX-4) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile VT1 de la zone I :

$L = 3.6 \text{ m}$, $e = 0,20 \text{ m}$

$$\sigma_{\max} = -6062 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2556 \text{ KN} / \text{m}^2$$

\Rightarrow La section est entièrement tendue

$$L_c = 0 \quad ; \quad L_t = L = 3,6 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1,2 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = 1,2 \text{ m}$.

1^{ier} tronçon

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = -4893,33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 1314 \text{ KN}$$

-Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 37,77 \text{ cm}^2$$

2^{ième} tronçon

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 2 \cdot \frac{d}{L} = -3724,66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 1034 \text{ KN}$$

-Armatures verticales

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 29,71 \text{ cm}^2$$

3^{ième} tronçon :

$$N_3 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{\min}}{2} \right) d \cdot e = 753,67 \text{ KN}$$

-Armatures verticales :

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}} = 21,65 \text{ cm}^2$$

-Armatures minimales :

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max \left(0,15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \\ &= \max (4,56 \text{ cm}^2 ; 15,96 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 12,6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le ferraillage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 12,6 \text{ cm}^2$

Soit :

$$10 \text{ HA}14 = 15,39 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad ; \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

-Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 7,695 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 3,6 \text{ cm}^2$

Soit :

$$16 \text{ HA}10 = 12,57 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

-Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

-Armature de coutures :

$$\begin{aligned} A_{vj} &= 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 7,97 \times 10^3}{400} \\ A_{vj} &= 0,3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Soit :

$$10 \text{ HA } 8 = 5,03$$

-Vérification des contraintes :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{7,97 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 0,012 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,012 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

- RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 7,97 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,017 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

-Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{331,12 \times 1000}{200 \times 3600 + 15 \times 3078 \times 3} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

N.B :

La même procédure de calcul à suivre pour le ferraillage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

IX-5) Résumé de calcul :

➤ Type I: (VT1,VT2,VT3 et VT4)

Zone			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,60	3,65	3,70	3,75
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,72	0,73	0,74	0,75
solicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m²)		-6062	-4055	-1363	-1132
	σ_{\min} (KN/m2)		-2556	-654	-287	-58
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	V _u (KN)		7,97	17,92	33,96	32,2
	L _t (cm)		360	365	370	375
	L _c (cm)		0	0	0	0
	d (cm)		120	122	123	125
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	1314	850,73	291,3	238,25
		N ₂	1034	573,35	203,3	327,75
		N ₃	753,67	297,12	114,95	238,25
	A (cm²)	A ₁	37,77	24,44	8,37	6,84
		A ₂	29,71	16,47	5,84	9,41
		A ₃	21,65	8,53	3,30	6,84
	A _{min} (cm²)		12,6	12,8	12,95	13,12
	A _v (adopté) (cm²)		10HA14	10HA14	10HA14	10HA14
	Choix des barres /nappe		30,78	30,78	30,78	30,78
	S _t (cm)		21	21	21	21
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm²)		3,6	3,65	3,7	3,75
	A _H /nappe (cm²)		7,69	7,69	7,69	7,69
	Choix des barres /nappe		16HA10 A=12,57	16HA10 A=12,57	16HA10 A=12,57	16HA10 A=12,57
	A _t (cm²)		4 épingles de HA8/m²			
	A _{vj} (cm²)		0,3	0,68	1,3	1,23
Choix des barres		6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u	0,012	0,027	0,05	0,05
		τ_b	0,017	0,038	0,07	0,067
	ELS	N _s (KN)	331,12	326,6	185,2	12,5
		σ_b	0,38	0,37	0,21	0,014

➤ Type II : (VL1, VL2, VL3)

Zone			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,60	3,65	3,70	3,75
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,72	0,73	0,74	0,75
sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)		-2501	-2266	-1292	-495
	σ_{\min} (KN/m ²)		-2024	-689	-17	-72
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	V _u (KN)		36,10	58,70	64,34	66,93
	L _t (cm)		360	365	370	375
	L _c (cm)		0	0	0	0
	d (cm)		120	122	123	125
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	581,16	488,59	372,8	106,125
		N ₂	543	359,98	161,42	69,74
		N ₃	504,84	231,89	56,73	35,62
	A (cm ²)	A ₁	16,7	14,04	10,71	3,04
		A ₂	15,6	10,34	4,63	2
		A ₃	14,5	6,66	1,63	1,02
	A _{min} (cm ²)		12,6	12,8	12,95	13,12
	A _v (adopté) (cm ²)		10HA14	10HA14	10HA14	10HA14
	Choix des barres /nappe		30,78	30,78	30,78	30,78
	S _t (cm)		21	21	21	21
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm ²)		3,6	3,65	3,7	3,75
	A _H /nappe (cm ²)		7,69	7,69	7,69	7,69
	Choix des barres /nappe		16HA10 A=12,57	16HA10 A=12,57	16HA10 A=12,57	16HA10 A=12,57
	A _t (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²			
	A _{vj} (cm ²)		1,38	2,25	2,48	2,57
	Choix des barres		6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	0,093	0,093	0,15	0,16	0,17
		0,13	0,13	0,2	0,22	0,24
	ELS	N _s (KN)	444,5	421,2	443,2	32
		σ_b	0,51	0,48	0,5	0,03

➤ Type III : (VL4, VL5)

Zone			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,15	2,175	2,2	2,225
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,43	0,435	0,44	0,45
sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m²)		-2501	-2266	-1292	-495
	σ_{\min} (KN/m2)		-2024	-689	-17	-72
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	V _u (KN)		36,10	58,70	64,34	66,93
	L _t (cm)		215	217,5	220	222,5
	L _c (cm)		0	0	0	0
	d (cm)		71	72,5	73	74
Ferraillage des voiles	N (KN)	N ₁	349,957	290,45	157,74	62,82
		N ₂	321,58	214,237	95,97	42
		N ₃	298,90	138	33,78	21,13
	A (cm²)	A ₁	9,88	8,34	4,53	1,8
		A ₂	9,24	6.15	2,75	1,2
		A ₃	8.58	3,96	0,97	0,6
	A _{min} (cm²)		7,52	7,61	7,7	7,87
	A _v (adopté) (cm²)		18,10	18,10	18,10	18,10
	Choix des barres /nappe		8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
	S _t (cm)		15	15	15	15
	A _{Hmin} =0,0015*B		2,15	2,17	2,2	2,25
	A _H /nappe (cm²)		4,52	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres /nappe		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	A _t (cm²)		4 épingles de HA8/m²			
	A _{vj} (cm²)		1,38	2,25	2,48	2,57
	Choix des barres		6A8	6HA8	6HA8	6HA8
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ _u (MPa)	0,093	0,15	0,16	0,17
		τ _b (MPa)	0,13	0,2	0,22	0,24
	ELS	N _s (KN)	444,5	421,2	443,2	32
		σ _b (MPa)	0,86	0,81	0,85	0,06

Chapitre XI

Etude de l'infrastructure

Introduction:

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticales centrées.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

X-1-Type de fondation:

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

1- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol (semelles filantes et les radiers).

2- Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

X-2-Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Pour notre projet on n'a pas les résultats de cette étude et pour cette raison on a supposé que la contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars à une profondeur de 3.06 m.

X -3- Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)

- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m^3 de ciment.

X-4- Combinaisons d'actions à considérée :

Les fondations seront calculées sous les combinaisons d'actions suivantes :

Dimensionnement :

$$\text{RPA99 : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

Ferraillage :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

X-5-Dimensionnement des fondations :

1- Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base d'un poteau le plus sollicitée du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

Exemple :

$$N_{\text{ser}} = 617,814 \text{ KN} \quad , \quad \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

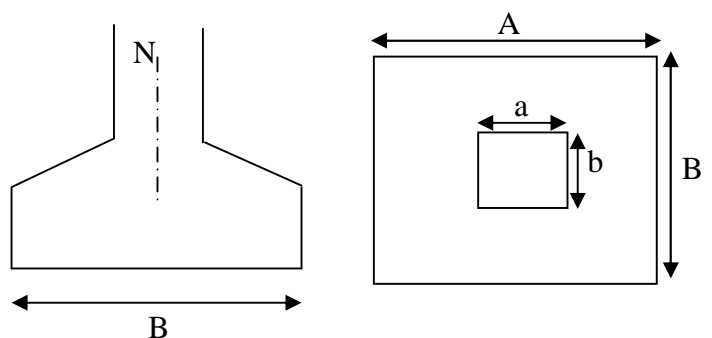


Figure X-1: Les dimensions de la semelle isolée

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 617,814 \text{ KN}, \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,00 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, alors il nous optons pour des semelles filantes.

2- Semelles filantes :

a. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \cdot L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$)

N_s : effort normal à l'ELS

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

❖ Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

➤ Sens longitudinal :

Voiles	$N_s = G+Q(\text{KN})$	$L \text{ (m)}$	$B \text{ (m)}$	$S=B.L \text{ (m}^2\text{)}$
VL1	1044,60	2,35	2,22	5,22
VL2	951,68	2,35	2,025	4,76
VL3	1292,30	3,60	1,80	6,48
				$S_{T1}=16,46$

Tableau X-1 : Surface de semelles filantes sous voiles du (sens longitudinal)

➤ Sens transversal :

Voiles	$N_s = G+Q(KN)$	L (m)	B (m)	$S=B.L (m^2)$
VT1	1192,061	3,60	1,66	5,976
VT2	957,05	3,60	1,33	4,788
VT3	1182,197	3,60	1,64	5,904
VT4	984,413	3,60	1,32	4,752
				$S_{T2}=21,42$

Tableau X-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_{T1} + S_{T2} = 16,46 + 21,42 = 37,88 \text{ m}^2$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :❖ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{1}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\text{sol}}$$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec } L \text{ est la distance entre nus des poteaux}$$

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

Exemple de calcul :

On fera le calcul sur le portique transversal (3-3), fil de poteaux le plus sollicité.

$$N_{\max} = 617,814 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_i = G_i + Q_i$ (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)
1	617,814	-0.336	-11	-6795,954
2	359,115	0.689	-7	-2513,805
3	476,186	-0.258	-2	-952,372
4	362,700	1.182	3	1118,100
5	227,965	-0.285	7	1595,755
6	62,767	0,590	11	690,437
Somme	2106,547	1,582		-6857,839

Tableau X-3 : Résultats des efforts revenant aux poteaux (ELS)

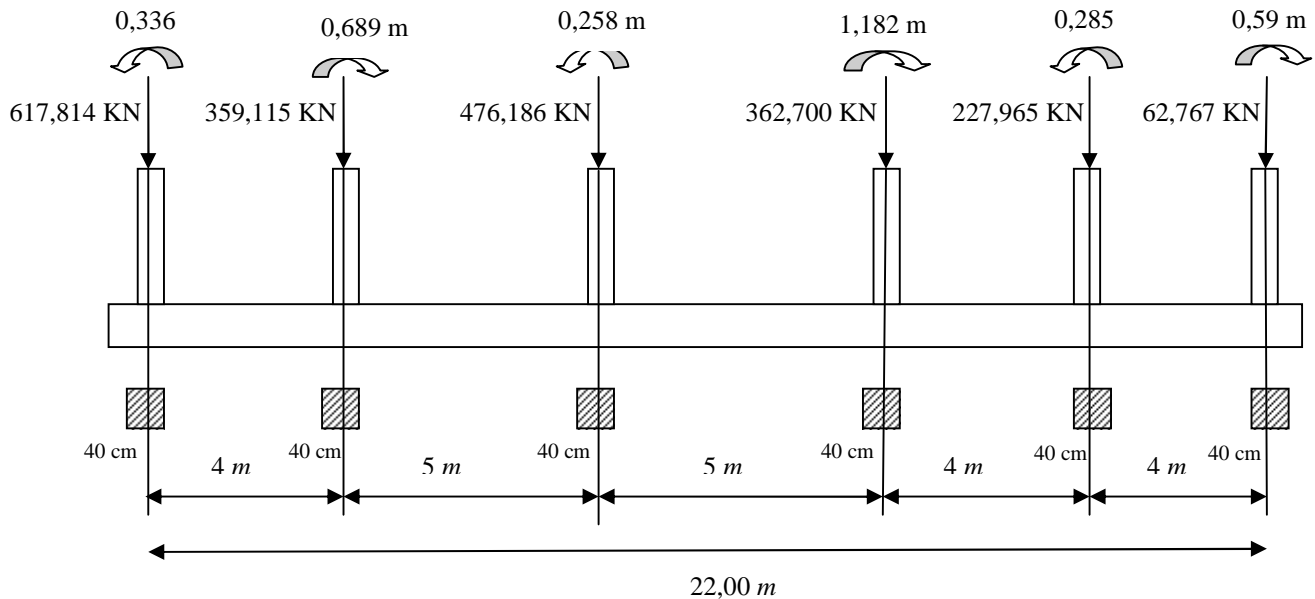


Figure X-2 : La surface des semelles filantes sous poteaux (file des poteaux les plus sollicitées)

1- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\sum N_i = 2106,547 \text{ kN}$$

2- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} = \frac{-6857,840 + 1,582}{2106,547} = -3,255 \text{ m}$$

$$e = -3,255 \text{ m}$$

3-Distribution de la réaction par mètre linéaire des semelles :

$$|e| = 3,255 < \frac{L}{6} = \frac{23,2}{6} = 3,87 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapezoidale}$$

$$q_{\min} = \frac{\sum N_i}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2106,55}{22,40} \times \left(1 - \frac{6 \times (3,255)}{22,40}\right) = 12,05 \text{ kN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{\sum N_i}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2106,55}{22,40} \times \left(1 + \frac{6 \times (3,255)}{22,40}\right) = 176,036 \text{ kN / ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{\sum N_i}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{2106,55}{22,40} \times \left(1 + \frac{3 \times (3,255)}{22,40}\right) = 107,71 \text{ kN / ml}$$

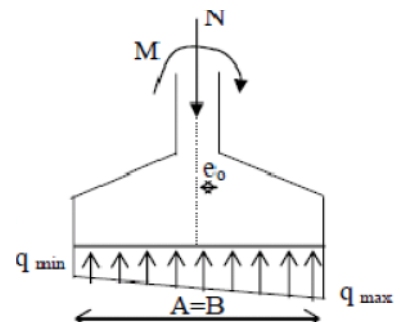


Figure X-3 : Répartition des charges

4- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\text{sol}} = \frac{107,71}{200} = 0,54 \text{ m}$$

On choisit la valeur de « B » de manière à satisfaire la condition suivante :

$$B \geq b + 2.dbr$$

b: est la largeur du poteau.

La valeur du débord doit être : $dbr \geq 20cm$

$$\text{Donc : } B \geq \max\{0,54, 0,40 + 2 \times 0,40\}$$

$$B \geq \max\{0,54, 1,20\} = 1,2m$$

$$\text{On prend : } B = 1,2m$$

La surface d'une semelle filante sous poteaux :

$$A_{Spoteaux} = 1,20 \times 23,20 = 27,84m^2$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$A_{TSpoteaux} = 27,84 \times 8 = 222,72m^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles :

$$A_{TSvoiles} = 37,88m^2$$

La surface totale des semelles filantes :

$$A_{TS} = A_{TSpoteaux} + A_{TSvoiles} = 222,72 + 37,88 = 260,60m^2$$

La surface totale du bâtiment :

$$A_{TBâtiment} = 22,4 \times 27,40 = 613,76m^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{A_{Tsemelles}}{A_{Tbâtiment}} = \frac{260,60}{613,76} = 0,4246$$

La surface totale des semelles représente 42,46 % de la surface du bâtiment.

$$A_{Tsemelles} < 50 \% A_{TBâtiment}$$

❖ Conclusion :

La surface totale des semelles filantes inférieure à 50% de la surface du sol d'assise ($A_{Tsemelles} < 50 \% A_{TBâtiment}$) alors on opte pour des semelles filantes.

X-6- Etude de la semelle filante :**I. Semelles filantes sous poteaux :****a- Dimensionnement :****1- Dimensionnement de la semelle :****- La hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + c \quad (\text{Semelle rigide})$$

Avec :

B : largeur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens B.

$$h_s \geq \frac{120-40}{4} + 5 = 25,00cm$$

On prend : $h_s = 40cm$ **2- Dimensionnement de la poutre de rigidité****-La hauteur :**

$$L_i = L_{\max} = 5,00m$$

$$\frac{L_i}{9} \leq h_p \leq \frac{L_i}{6} \Rightarrow \frac{500}{9} \leq h_p \leq \frac{500}{6}$$

$$55,56 \leq h_p \leq 83,34$$

On prend : $h_p = 80cm$ **-La largeur :**

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 23,33cm \leq b_p \leq 46,67cm$$

On prend : $b_p = 40cm$ **3- Dimensions adoptés :**

$$L = 23,20m ; B = 1,20m ; h_s = 40cm ; c = c' = 5cm ; d = 35cm ; h_p = 80cm ; b_p = 40cm$$

b- Vérification de la contrainte réelle dans le sol :

$$\sigma_r = \frac{q(\frac{3}{4})}{B} = \frac{107,71}{1,2} = 89,76 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_r = 89,76 \text{ KN} / \text{m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{\sigma_r}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{89,76}{200} = 0,449 \Rightarrow \sigma_r = 44,9 \% \bar{\sigma}_{sol}$$

c- Calcul des armatures à L'ELU :

Pour le calcul à l'ELU, on a les sollicitations suivantes :

Poteaux	N _{ui} = (KN)	M _{ui} (KN.m)	e _i (m)	N _{ui} × e _i (KN.m)
1	854,626	-0,482	-11	-9400,886
2	490,358	0,933	-7	-3432,506
3	650,601	-0,363	-2	-1301,202
4	495,115	1,540	3	1485,345
5	310,303	-0,400	7	2172,121
6	84,734	0,789	11	932,074
Somme	2885,737	2,071		-9554,054

Tableau X-4 : Résultats des efforts revenant aux poteaux (ELU)

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = N_U = \sum N_i = 2885,737 \text{ KN}$$

- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum (N_U e_i) + \sum M_i}{\sum N_U} = \frac{-9554,054 + 2,071}{2885,737} = -3,31 \text{ m}$$

$$e = -3,31 \text{ m}$$

- Calcul de q_{\max} et q_{\min} :

$$|e| = 3,31 < \frac{L}{6} = \frac{23,2}{6} = 3,87 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapezoidale}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{B \times L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2885,737}{1,2 \times 23,20} \times \left(1 - \frac{6 \times (3,31)}{23,20}\right) = 14,92 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{B \times L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2885,737}{1,2 \times 23,20} \times \left(1 + \frac{6 \times (3,31)}{23,20}\right) = 192,39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

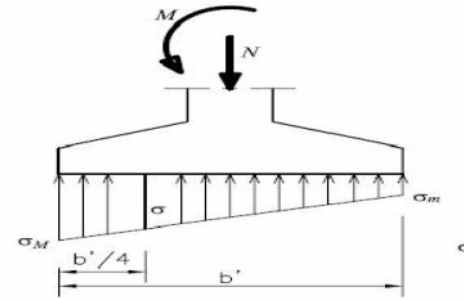


Figure X-4 : Répartition des Contraintes

- Calcul de $q_{(3/4)}$:

$$q_{(3/4)} = \frac{3 \cdot q_{\max} + q_{\min}}{4} \times A_{\text{semelle}}$$

$$q_{(3/4)} = \frac{3(192,39) + 14,92}{4} \times 1,2 = 177,62 \text{ KN} / \text{ml}$$

1- Ferrailage de la semelle :

Le calcul des armatures se fera par la méthode des bielles ; elle s'applique uniquement pour les semelles rigides, c'est-à-dire :

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + c \quad (\text{D.T.U.13-12})$$

Les armatures principales seront disposées dans le sens de la largeur de la semelle et sont données par la relation suivante :

$$A_U = \frac{N_{uf}(B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$N_{uf} = Nu \left(1 + \frac{3 \cdot e}{B}\right) = 2885,737 \times \left(1 + \frac{3 \times 3,31}{23,2}\right) = 4120,882 \text{ KN}$$

$$A_U = \frac{4120,882(120 - 40) \times 10}{8 \times 35 \times 348} = 33,83 \text{ cm}^2$$

La section $33,83 \text{ cm}^2$ à répartie sur toute la largeur de la semelle c'est-à-dire, sur $23,2 \text{ m}$.

Soit pour une largeur de 1 m :

$$A_s = \frac{33,83}{23,2} = 1,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacements des barres :

$$S_t = \frac{L - 2c}{n - 1} \leq 33 \text{ cm}$$

Avec :

n : nombre de barre

$$S_t = \frac{100 - 2(5)}{6 - 1} = 18 \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on prend :

$$S_t = 18 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \times B = \frac{4,71}{4} \times 1,2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

Espacements des barres :

$$S_t = \frac{B - 2c}{n - 1} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{120 - 2(5)}{5 - 1} = 22 \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on prend :

$$S_t = 22 \text{ cm}$$

2- Ferrailage de la poutre de rigidité :

Pour le calcul et le ferrailage de la poutre de rigidité, on utilise le logiciel de calcul **CTC**.

a. Description du logiciel :

Le système **CTC** est un logiciel de calcul d'Ouvrages Courants en béton armé « fondation ; mur de soutènement ; escalier ; dalle ».

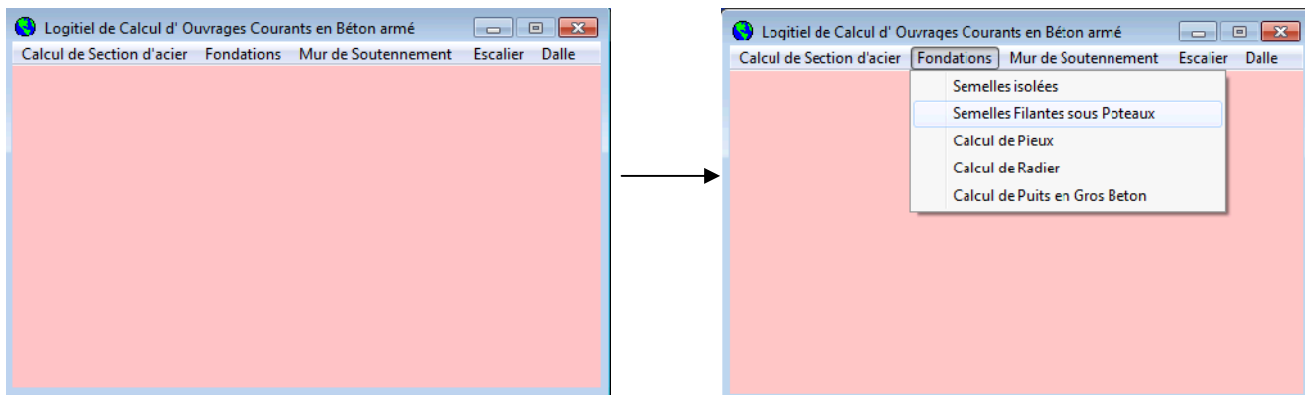


Figure XI-5: Choix de l'ouvrage courant à étudier

b. Détermination des moments fléchissant :

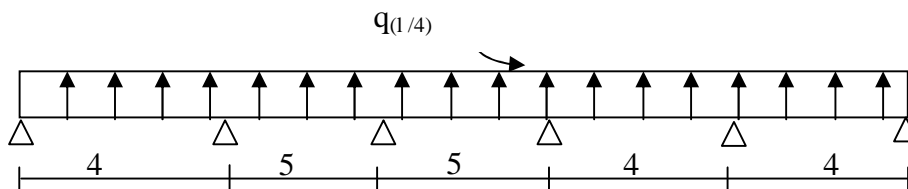


Figure X-6 : Schéma statique de la poutre de rigidité

▪ Définition des données à introduire dans CTC :

Nombre de poteaux : 6

Contrainte du sol : 2 bars

Coté poteau (St) : 0,4 m

Débord gauche : 0,4

Débord droit : 0,4 m

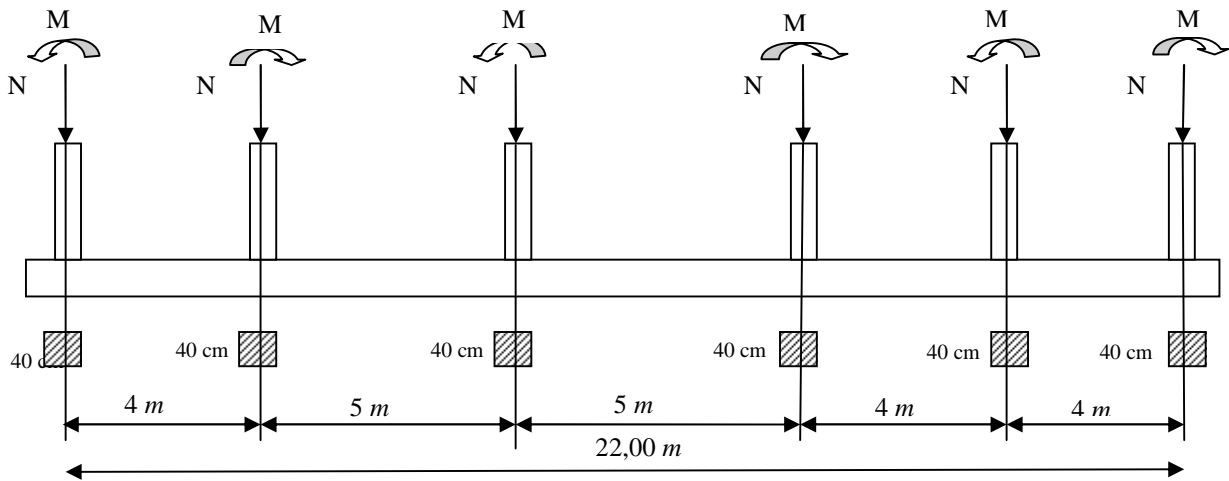


Figure X-7 : La surface des semelles filantes sous poteaux (file des poteaux les plus sollicitées)

Poteaux	1	2	3	4	5	6
Coté(SL) [m]	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
N(ELS) [t]	63,00	36,62	48,557	36,985	23,246	6,40
N(ELU) [t]	8,1487	50,003	66,343	50,488	31,642	8,64
M(ELU)[t.m]	0,044	0,095	0,037	0,157	0,041	0,08
L.Travée [m]	3,6	4,6	4,6	3,6	3,6	

Tableau X-5 : Données à introduire dans CTC

Interface De Calcul Et Dessin De Semelles Filantes Rigides Sous Poteaux ...

Nom du Fichier Resultat : S1 Nombre de Semelles à traiter (max = 9)

Semelle N° : 1 Nom de la semelle: Semelle Filante Nombre de poteaux : 6 Aide

Contrainte du sol : 2 Coté poteau (ST) : 0.4 Debord gauche : 0.4 Debord droit : 0.4

Poteau	1	2	3	4	5	6	7
Coté (SL)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	
N (ELS)	63	36.62	48.557	36.985	2.246	6.4	
N (ELU)	8.1487	50.003	66.343	50.488	31.642	8.64	
Mt (ELU)	0.044	0.095	0.037	0.157	0.041	0.08	
L. Travée	3.6	4.6	4.6	3.6	3.6		

Results :

- Epaisseur semelle
- Hauteur poutre de rigidité
- Largeur semelle
- Longueur semelle
- Contrainte maximale
- Contrainte moyenne

Valeurs à retenir

- Epaisseur de la semelle
- Hauteur poutre de rigidité
- Largeur de la semelle

OK

Aciers Lit Supérieur Nervure

- 1er Lit Filant
- 2ème Lit Filant
- Aciers en travée

Aciers Lit Inferieur Nervure

- 1er Lit Filant
- 2ème Lit Filant
- Aciers sous poteaux

S - C

Appui

- C.A.T
- C.A.C
- C.C.B

Travée

Sauvegarde Fichier Resultats

Figure X-8 : Interface de calcul et dessin de semelles filantes rigides sous poteaux

▪ Les résultats :

Interface De Calcul Et Dessin De Semelles Filantes Rigides Sous Poteaux ...

Nom du Fichier Resultat : S1 Nombre de Semelles à traiter (max = 9)

Semelle N° : 1 Nom de la semelle: Semelle Filante Nombre de poteaux : 6 Aide

Contrainte du sol : 2 Coté poteau (ST) : 0.4 Debord gauche : 0.4 Debord droit : 0.4

Poteau	1	2	3	4	5	6	7	
Coté (SL)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4		
N (ELS)	63	36.62	18.557	16.985	2.246	6.4		
N (ELU)	17.148	10.003	16.343	10.488	11.642	8.64		
Mt (ELU)	0.044	0.095	0.037	0.157	0.041	0.08		
L. Travée	3.6	4.6	4.6	3.6	3.6			

Resultats :

Epaisseur semelle : 0,39

Hauteur poutre de rigidité : 0,78

Largeur semelle : 1

Longueur semelle : 23,2

Contrainte maximale : 3,136

Contrainte moyenne : 1,986

Valeurs à retenir

Epaisseur de la semelle :

Hauteur poutre de rigidité :

Largeur de la semelle :

Mt appui : -2,860 -33,53 -25,04 -20,34 -10,20 -0,207

Mt travée : 29,22 8,801 15,56 3,852 6,302

Aciers Lit Superieur Nervure : 1er Lit Filant 2ème Lit Filant Aciers en travée

Aciers Lit Inferieur Nervure : 1er Lit Filant 2ème Lit Filant Aciers sous poteaux

S - C

Appui : C.A.T C.A.C C.C.B

Travée :

Sauvegarde Fichier Resultats

Figure X-9 : Affichage des données et des résultats

M_t appuis [t.m]	-2,86	-33,53	-25,04	-20,34	-10,20	-0,207
M_t travées [t.m]	29,22	8,801	15,564	3,853	6,306	

Tableau X-6 : Moments dans la poutre de rigidité

c. Détermination des sections d'armatures :

Le ferrailage de la poutre de rigidité se fait avec les moments max, aux appuis et travée.

▪ Définition des données à introduire dans CTC :

Moment max sur appui : $M_{appui}^{max} = 33,53 t.m$

Moment max en travée : $M_{travée}^{max} = 29,22 t.m$

Hauteur : $h_p = 80 \text{ cm}$

Base : 40 cm

Interface De Calcul De Sections D'Aciers ...

Moment (t.m)	29.22	Enrobage aciers tendus (cm)	5	Ok
Effort Normal (t)	0	Enrobage aciers comprimés (cm)	5	
Hauteur (cm)	80	Limite Elastique acier : fe (MPa)	400	
Base (cm)	40	Resistance Béton : fc28 (MPa)	25	
Lf (cm)				

Sortie sur Imprimante

Autre Resultat à Imprimer : Non

Ecriture dans Fichier Resultats : Oui

Nota : dans le cas d'un poteau simplement comprimé introduire la longueur de flambement < Lf >

Exit

Interface De Calcul De Sections D'Aciers ...

Moment (t.m)	33.53	Enrobage aciers tendus (cm)	5	Ok
Effort Normal (t)	0	Enrobage aciers comprimés (cm)	5	
Hauteur (cm)	80	Limite Elastique acier : fe (MPa)	400	
Base (cm)	40	Resistance Béton : fc28 (MPa)	25	
Lf (cm)				

Sortie sur Imprimante

Autre Resultat à Imprimer : Non

Ecriture dans Fichier Resultats : Oui

Nota : dans le cas d'un poteau simplement comprimé introduire la longueur de flambement < Lf >

Exit

Figure X-10 : Interface de calcul de section d'acier

▪ Les résultats :

Interface De Calcul De Sections D' Aciers ...

Moment (t.m)	29.22	Enrobage aciers tendus (cm)	5	<div>Ok</div>
Effort Normal (t)	0	Enrobage aciers comprimés (cm)	5	
Hauteur (cm)	80	Limite Elastique acier : fe (MPa)	400	
Base (cm)	40	Resistance Béton : fc28 (MPa)	25	
Lf (cm)				

Section d'aciers tendus (cm²) : 11.7676612877016 Sortie sur Imprimante

Section d'aciers comprimés (cm²) : 0 Autre Resultat à Imprimer : Non

Ecriture dans Fichier Resultats : Oui

Nota : dans le cas d'un poteau simplement comprimé introduire la longueur de flambement < Lf >

Exit

Interface De Calcul De Sections D' Aciers ...

Moment (t.m)	33.53	Enrobage aciers tendus (cm)	5	<div>Ok</div>
Effort Normal (t)	0	Enrobage aciers comprimés (cm)	5	
Hauteur (cm)	80	Limite Elastique acier : fe (MPa)	400	
Base (cm)	40	Resistance Béton : fc28 (MPa)	25	
Lf (cm)				

Section d'aciers tendus (cm²) : 13.6112938032308 Sortie sur Imprimante

Section d'aciers comprimés (cm²) : 0 Autre Resultat à Imprimer : Non

Ecriture dans Fichier Resultats : Oui

Nota : dans le cas d'un poteau simplement comprimé introduire la longueur de flambement < Lf >

Exit

Figure X-11 : Affichage des données et des résultats de calcul de section d'acier

Section d'acier aux appuis : $A_{appui} = 13,61 \text{ cm}^2$

Section d'acier en travée : $A_{travée} = 11,77 \text{ cm}^2$

▪ **Armatures adoptées :**

➤ **Aux appuis :**

$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{choisie}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$
13,61	4HA16+4HA14	14,19

Tableau X-7 : Armatures adoptées en appuis

➤ **En travée:**

$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{choisie}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$
11,77	4HA16+4HA12	12,56

Tableau X-8 : Armatures adoptées en travée

d. Calcul des armatures transversales :

• **Diamètre (BAEL91 modifiées 99/Art A.7.2.2) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t \min} \right\}$$

b, h_t : Les dimensions de la section de la poutre de rigidité.

A.N: $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{800}{35}; \frac{400}{10}; 12 \right\} = \min \{22,86; 40; 12\}$

$$\phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

On opte pour le choix de de barres en HA8.

Soit : 4HA8 = 2,01cm², disposé en (1cadre + 1etrier).

• **Espacement :**

L'espacement des armatures transversales est donné par le (BAEL91 mod 99)/ Art A.5.1.22) :

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_l\}$$

Ainsi que, le RPA 2003 dans l'article 7.5.2.2 nous donne les relations ci-dessous :

$$\textbf{Zone nodale :} \quad S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30 \text{ cm} \right\}$$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2.h$

$$\textbf{Zone courante :} \quad S_t \leq \frac{h}{2}$$

A.N :

- Selon BAEL 91 :

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_l\}$$

$$S_t \leq \min (72 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

D'où : $S_t \leq 18 \text{ cm}$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$)

- Selon RPA 2003 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{80}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \right\}$$

Donc : $S_t \leq 14,4 \text{ cm}$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2 \times 80 = 160 \text{ cm}$

On adopte l'espacement ($S_t = 10 \text{ cm}$) en zone nodale.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte l'espacement ($S_t = 15 \text{ cm}$) en zone courante (travée).

- **Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales :**

Selon le RPA 99 dans l'article, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

Zone nodale :

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ 2,01 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Zone courante :

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \\ 2,01 \text{ cm}^2 > 1,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification à l'ELU :

1- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 40 \times 75 \times \frac{2,1}{400} = 3,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appui}} = 14,20 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3,62 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{travée}} = 12,56 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3,62 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{177,62 \times 5}{2} = 444,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{444,05 \times 10}{40 \times 75} = 1,48 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

f. Vérification à l'ELS :**1- Vérification de la contrainte dans le béton : (BAEL 91/ modifiées 99Art B.6.5, 1)**

On doit vérifier les conditions suivantes :

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

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

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = k \times \sigma_s$

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} \rightarrow k \text{ et } \beta_1$$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{appui}}{b \cdot d} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \cdot 14,19}{40 \times 75} = 0,473$$

$$\rho_1 = 0,473 \Rightarrow \beta = 0,896; k = 0,030$$

$$\sigma_s = \frac{M_{appui}}{A_{appui} \cdot \beta \cdot d} = \frac{335,3 \times 10^6}{1419 \times 0,896 \times 750} = 351,63 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k = 351,63 \times 0,03 = 10,55 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{travée}}{b \cdot d} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 12,56}{40 \times 75} = 0,42$$

$$\rho_1 = 0,42 \Rightarrow \beta = 0,900; k = 0,029$$

$$\sigma_s = \frac{M_{travée}}{A_t \cdot \beta \cdot d} = \frac{292,2 \times 10^6}{1256 \times 0,900 \times 750} = 344,67 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k = 344,67 \times 0,029 = 9,995 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- Vérification de la contrainte dans les aciers : (BAEL 91 modifiées 99/Art A.4.5, 3)

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

$$\eta = 1,6 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = (266,66; 201,63) = 201,63 MPa$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_s = 351,63 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\sigma_s = 344,67 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

II. Semelles filantes sous voiles:

Selon le BAEL91 le ferrailage des semelles filantes se fera à l'ELU.

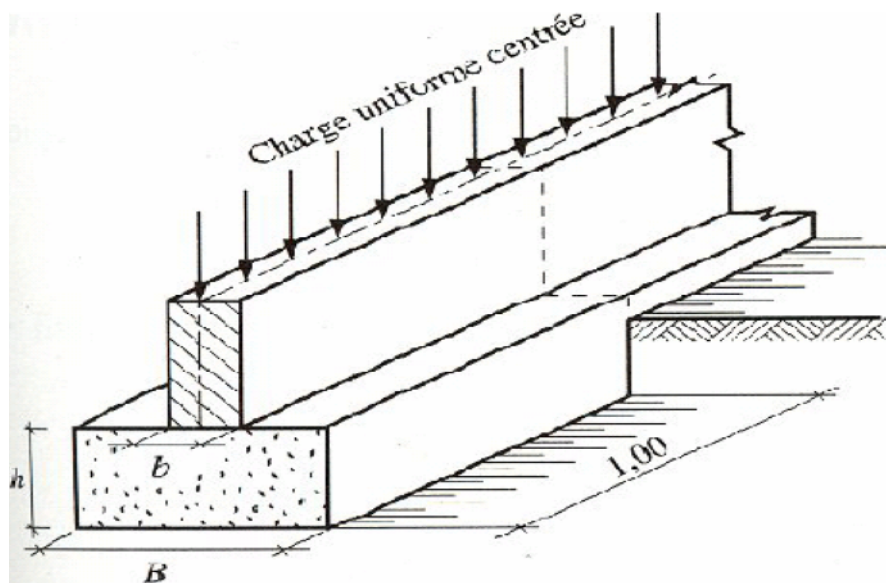


Figure X-12 : Schéma de la semelle filante sous voile

1- Dimensionnement à l'E.L.S :• **La largeur :**

$$N_s = 1292,30 \text{ KN} ; L = 3,60 \text{ m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \cdot L} = \frac{1292,30}{200 \times 3,60} = 1,79 \text{ m}$$

Soit : $B = 2,00 \text{ m}$ (on arrondit la largeur de la semelle à $2,00 \text{ m}$ pour tenir compte éventuellement du poids propre de la semelle.)

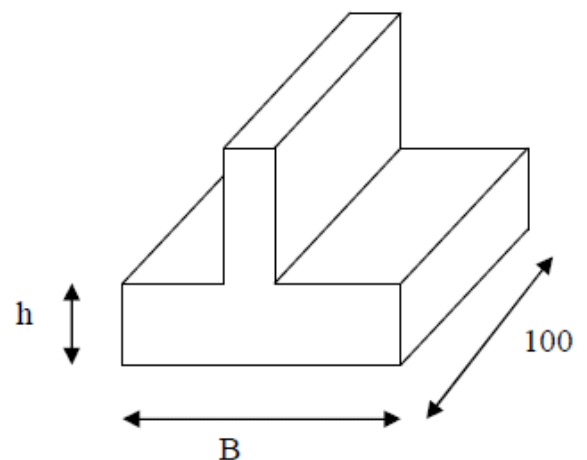


Figure X-13: Les dimensions de la semelle filante sous voiles

➤ **La hauteur :**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + c = \frac{200-20}{4} + 5 = 50 \text{ cm}$$

On prend : $h_s = 50 \text{ cm}$

2- Vérification de la contrainte du sol :

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} = \frac{N_s}{B.L} \langle \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{B.L} \langle \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{1292,30}{2,00 \times 3,60} = 179,486 \text{ KN} / \text{cm}^2 \langle 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3- Calcul des armatures : (pour une bande de 1m)➤ **Armatures principales de traction :**

$$N_U = 489,235 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_U = \frac{N_U (B-e)^2}{8.B} = \frac{489,235 (2-0,20)^2}{8 \times 2} = 99,07 \text{ KN.m} / \text{ml}$$

$$A = \frac{M_U}{0,9.d.\sigma_s} = \frac{99,07 \times 10^3}{0,9 \times 45 \times 348} = 7,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend $7 \text{ HA}12 / \text{ml} = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_U = 28,51 \text{ cm}^2$ tout au long de la semelle.

• **Espacements des barres :**

$$S_t = \frac{L-2c}{n-1} \leq 33 \text{ cm}$$

Avec :

n : nombre de barre

$$S_t = \frac{100-2(5)}{7-1} = 15 \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on prend :

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} \cdot B = \frac{7,92}{4} \times 2,00 = 3,96 \text{ cm}^2$$

On prend : $9HA8 = 4,52 \text{ cm}^2$

• **Espacements des barres :**

$$S_t = \frac{B - 2c}{n - 1} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{200 - 2(5)}{9 - 1} = 23,75 \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on prend :

$$S_t = 23 \text{ cm}$$

➤ **Ancrage des barres :**

$$\left. \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ Fe400 \end{array} \right\} \frac{l_s}{\phi} = 35,3 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 35,3 \phi_{\max}$$

$$l_s = 35,3 \times 1,2 = 42,36 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

$$\frac{B}{8} = \frac{200}{8} = 25 \text{ cm} \leq l_s = 42,36 \leq \frac{B}{4} = \frac{200}{4} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{les crochets sont indispensables}$$

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et on opte pour la solution sans crochets

➤ **Hauteur des patins :**

$$h_p \geq \max \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 6\phi + 6 = 6(1,2) + 6 = 13,2 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $h_p = 15 \text{ cm}$

4- Vérification :

a. Volume de la semelle :

$$V = \left[(h_t \times B) - \left(\frac{(h_t - h_p) \times d_0}{2} \right) \times 2 \right] \times 100$$

$$V = \left[(50 \times 200) - \left(\frac{(50 - 15) \times 90}{2} \right) \times 2 \right] \times 100$$

$$V = 685000 \text{ cm}^3 = 685 \text{ m}^3$$

b. Le poids propre de la semelle :

$$P_p = \rho \times V$$

$$P_p = 2500 \times 0,685 = 1712,5 \text{ Kg} = 17,125 \text{ KN}$$

c.

$$B \geq \frac{N_s + P_p}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

$$N_s = 1292,30 \text{ KN} \Rightarrow N_s = 358,972 \text{ KN / ml}$$

$$B \geq \frac{358,972 + 17,125}{200 \times 1} = 1,88 \text{ m} \quad \text{OK}$$

5- Schéma de ferrailage :

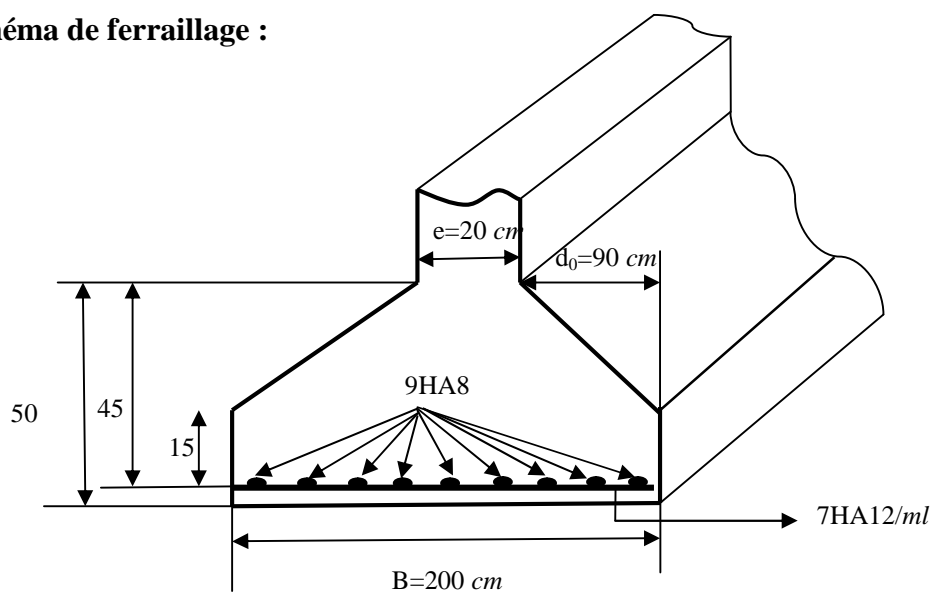


Figure X-14: Schéma de ferrailage de la semelle filante sous voiles

X- 7- Etude des longrines : (Art 10.1.1 RPA 2003 version 2003)

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

1- Rôle des longrines

Les longrines servent de chaînage pour les semelles dans les deux sens, elles rigidifient l'infrastructure et empêchent les semelles de se déplacer les unes par rapport aux autres dans le plan horizontal.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient de zone sismique et de la catégorie du site considéré.

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Site : } S_2 \\ \text{Zone : } IIa \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 15 \text{ selon le RPA2003.}$$

2- Dimensionnement de la longrine : (Art 10.1.b RPA 99 version 2003)

Selon le RPA 2003 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont $(25 \times 30) \text{ cm}^2$, pour le site S_2 , On choisit donc une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

3- Ferrailage des longrines

On ferraillera une longrine soumise à l'effort normal (N) le plus défavorable et nous adopterons le même ferrailage pour toutes les longrines.

➤ Les armatures longitudinales :

$$N_{\max} = 854,626 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad F = \frac{N_{\max}}{\alpha} ; \alpha = 15$$

A.N :

$$F = \left(\frac{854,626}{15} \right) = 56,975 \geq 20 \text{ KN}$$

$$A = \frac{56,957}{34,8} = 1,64 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérifications vis-à-vis des exigences du RPA (Art 10.1.1.b RPA99 version 2003) :**

Le ferrailage minimum selon le R.P.A 2003 doit être 0,6 % de la section.

$$A_{\min} = 0,6\% \times b \times h = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature longitudinale de :

$$A = 4HA14 = 6,15 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b}{10}\right)$$

A.N :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 14; \frac{300}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(8,75; 14; 30)$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ On prend un cadre en HA8.

❖ **Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20; 15\phi_t) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(20; 21) \text{ cm}$$

On opte pour un cadre de $\phi 8$ avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Conclusion :❖ **Semelles filantes sous poteaux :**✓ **La semelle :**▪ **Dimensionnement :**

La hauteur : $h_s = 40 \text{ cm}$

La largeur : $B = 120 \text{ cm}$

▪ **Ferraillage :**

Armatures longitudinales :

$$6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 18 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 22 \text{ cm}$$

✓ **Poutre de rigidité :**▪ **Dimensionnement :**

La hauteur : $h_p = 80 \text{ cm}$

La largeur : $b_p = 40 \text{ cm}$

▪ **Ferraillage :**

Armatures longitudinales :

Aux appuis :

$$4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,19 \text{ cm}^2$$

En travées :

$$4\text{HA}16 + 4\text{HA}12 = 12,56 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2, \text{ disposé en (1cadre + 1étrier).}$$

Avec :

Un espacement de 15 cm en zone courante.

Un espacement de 10 cm en zone nodale.

❖ **La semelle sous voile:**

▪ **Dimensionnement :**

La hauteur : $h_s = 50 \text{ cm}$

La largeur : $B = 200 \text{ cm}$

▪ **Ferraillage :**

Armatures longitudinales :

$7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15 cm

Armatures de répartition :

$9\text{HA}8 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 23 cm

❖ **Les longrines :**

▪ **Dimensionnement :**

La hauteur : $h = 30 \text{ cm}$

La largeur : $b = 30 \text{ cm}$

▪ **Ferraillage :**

Armatures longitudinales :

$4\text{HA}14 = 6,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures transversales :

Cadres $\text{Ø}8$ avec un espacement de 15 cm

Chapitre XI

Etude du mur de soutènement

Introduction :

Au niveau de l'entre sol un mur de soutènement est prévu pour supporter la totalité de la poussée des terres et la transmettre aux fondations.

Pour éviter tout risque de torsion on désolidarise ce voile de la structure.

XI-1-Définition :

Le mur de soutènement est un ouvrage destiné à maintenir les terres et à contenir leurs poussées. Il peut être en béton armé ou en maçonnerie.

Le mur de soutènement en béton armé est généralement composé d'un voile (rideau), qui reçoit la poussée des terres et d'une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage.

XI-2-Pré dimensionnement :**Hauteur du mur :**

$$H = 3,06m$$

Largeur de la semelle :

$$H/2 \leq b \leq 2H/3$$

On prend : $b = 2m$

Epaisseur de la semelle :

$$e_s = H/12$$

Soit : $e_s = 30 \text{ cm}$

Epaisseur du rideau :

Le RPA99 prévoit une épaisseur minimale de 15 cm , on prendra $e = 30 \text{ cm}$.

- à la tête : $e_r = 30 \text{ cm}$
- à la base : $e_r = 30 \text{ cm}$

$$H/8 \leq C \leq H/6$$

$$C = 40 \text{ cm}$$

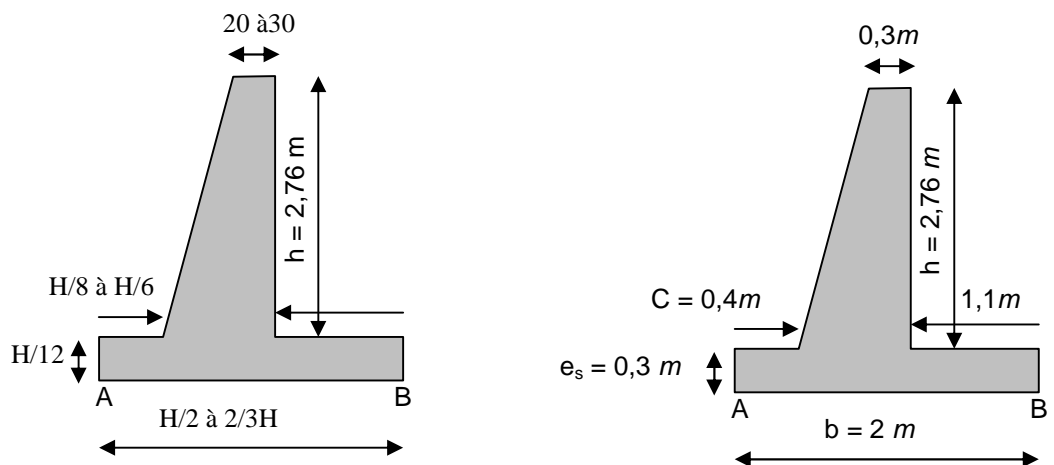


Figure XI-1: Schéma du mur de soutènement

XI-3-Détermination des sollicitations :**➤ Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

γ : Poids volumique du sol $\gamma = 1,80 \text{ t} / \text{m}^3$

$\varphi = 35^\circ$: angle de frottement interne

$C=0$: cohésion

➤ Centre de gravité du mur :

$X_g=0,57 \text{ m}$

$Y_g=1,34 \text{ m}$

➤ Forces agissantes :**a) poussée des terres :**

$$Q = K \gamma \frac{h^2}{2}$$

$$\gamma = 1,8 \text{ t.m}^3$$

$$\varphi = 35$$

$$K = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2) \Rightarrow K = 0,956$$

$$h = 3,06 \text{ m}$$

$$Q = 0,956 \times 1,8 \times \frac{3,06^2}{2} = 805 \text{ t}$$

b) charges verticales :**▪ Poids du rideau**

$$P_{r1} = 0,3 \times 2,67 \times 2,5 = 2 \text{ t}$$

$$P_{r2} = 0,2 \times 2,67 / 2 \times 2,5 = 0,66 \text{ t}$$

▪ Poids de la semelle :

$$P_s = 2 \times 0,3 \times 2,5 = 1,5 \text{ t}$$

▪ **Poids des terres**

$$P_t = 1,1 \times 2,76 \times 1,8 = 5,46 \text{ t}$$

d'où la résultante des charges verticales est :

$$P = 9,62 \text{ t}$$

➤ **Réaction du sol :**

▪ **Moment des forces par rapport au centre de gravité de mur**

$$M_G = P_{r1} \times 0,1 + P_{r2} \times 0,18 + P_s \times 0,35 + P_t \times 0,8$$

$$M_G = 5,21 \text{ t.m}$$

ELU:

$$1,35 \times M_G = 7,03 \text{ t.m}$$

▪ **Effort normal :**

$$1,35 P = 1,35 \times 9,62 = 12,98 \text{ t}$$

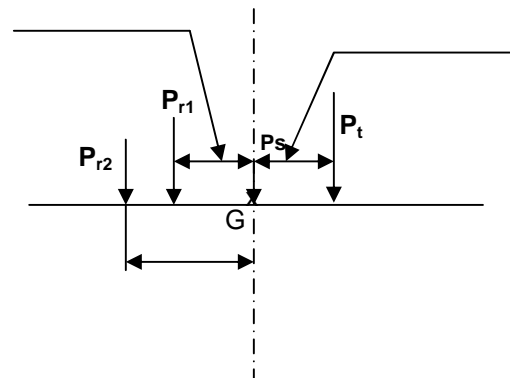


Figure XI-2: Schéma de calcul de M_G .

➤ **Les contraintes en A et B sont donnés par la formule générale suivante :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_G}{I} v \dots\dots\dots(\text{XI.1})$$

Nous avons :

$$\frac{v}{I} = \frac{\frac{b}{2}}{\frac{a.b^3}{12}} = \frac{6}{ab^2}$$

Sachant que : $a = 1 \text{ m}$ et « b » la largeur de la semelle, il vient :

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{6M_G}{b^2} \dots\dots\dots(\text{XI.2})$$

$$\sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{6M_G}{b^2} \dots\dots\dots (XI.3)$$

$$\sigma_A = \left(\frac{1298}{2} + \frac{6 \times 7,03}{2^2} \right) 10^{-2} = 0,17 MPa$$

$$\sigma_B = \left(\frac{1298}{3} - \frac{6 \times 7,03}{3^2} \right) 10^{-2} = 0,04 MPa$$

XI-4-Vérification de la stabilité du mur (ELU) :

1- Vérification du renversement :

On doit vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Où :

M_s : moment stabilisant,

M_r : moment de reversement.

$$M_s = M_A^P = P_{r1} \times 0,75 + P_{r2} \times 0,5 + P_s \times 1 + P_t \times 1,45 + P_y \times 2$$

D'où :

$$M_s = 17,60 \text{ t.m}$$

et

$$M_r = P_x \times h/3$$

$$M_r = 7,53 \text{ t.m}$$

En fin :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{17,6}{7,53} = 2,33 > 1,5$$

Ainsi, il n'y a aucun risque de reversement.

2- Vérification de glissement :

On doit vérifier que :

$$f_s = \frac{\sum F_{\text{stabilisatrice}}}{\sum F_{\text{glissement}}} \geq 1,5$$

$$\frac{(P_{r1} + P_{r2} + P_s + P_t + P_y) \operatorname{tg} \delta}{P_x} = \frac{(2 + 0,66 + 1,5 + 5,46 + 3,18) \operatorname{tg} 23,33}{7,39} = 0,74 \leq 1,5$$

On remarque bien que le glissement n'est pas vérifié, dans ce cas il est nécessaire de prévoir une bêche à la base du mur pour éviter justement le glissement du mur.

Généralement elle est d'une profondeur allant de 50 à 100cm, on adopte fréquemment 60cm.

XI-5-Ferraillage du mur :

Le mur est devisé en trois parties : le rideau, la semelle avant et la semelle arrière.

- Le rideau est considéré comme une console encastrée dans la semelle,
- La semelle avant et la semelle arrière, considérées comme des consoles encastrées de part et d'autre du rideau.

1. Rideau :

Nous avons :

$$Q = 7,39 \text{ t}$$

Le rideau est sollicité en flexion simple son calcul se fera comme suit :

• Calcul du moment d'encastrement

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M = 1,35 Q \times h/3 \dots \dots \dots \textbf{(XI.4)}$$

$$M = 1,35 \times 7,39 \times 3,06/3 = 10,17 \text{ t.m}$$

La section d'encastrement est rectangulaire de hauteur $h = 0,6\text{m}$ (épaisseur du rideau à la base) et de largeur $b = 1,00\text{m}$, l'enrobage $c = 5\text{cm}$.

- **Calcul des armatures :**

Le calcul se fait en flexion simple .

➤ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,17 \times 10^4}{100 \times 55^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,023 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,17 \times 10^4}{0,988 \times 55 \times 348} = 5,37 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12/ml = 6,79 cm²/ml ; avec un espacement de 15cm

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,37 \times 3,06}{4} = 4,10 \text{ cm}^2$$

On prend: 10HA10 = 7,85 cm² ; avec un espacement : S_t=25cm

➤ **Vérification:**

- **Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau \leq \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \textbf{(XI.5)}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

et $V_u = 1,35Q = 10,86 \text{ t}$

Ce qui donne :

$$\tau_u = \frac{10,86 \times 10^2}{100 \times 55} = 0,19 \text{ MPa}$$

Par ailleurs :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

Ce qui montre bien que la condition est vérifiée

- **Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS**

Soit :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 55} = 0,123 \quad \beta_1 = 0,940 \quad ; \quad K = 0,015$$

Par ailleurs :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{\beta_1 K_1 d A_u}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,21 \times 10^2}{0,940 \times 66,66 \times 0,55 \times 6,79} = 3,51 < 15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **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).

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 30 = 3cm^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA8.

2. Calcul des semelles (avant et arrière) :

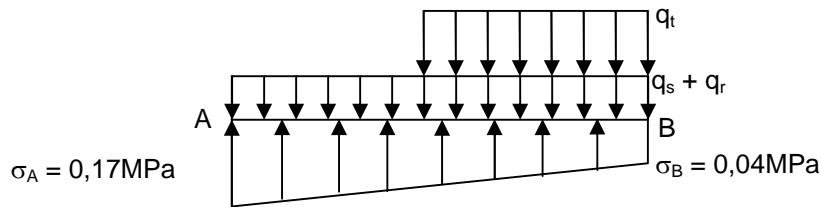


Figure XI-3: Schéma des contraintes

Les contraintes développées par les différents poids seront égales à :

$$\sigma (q_s + q_r) = \frac{1,35 \times (2,66 + 1,5) 10^4}{(2 \times 1) \times 10^6} = 0,028 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{qt} = \frac{5,46 \times 1,35 \times 10^4}{(1,1 \times 1) \times 10^6} = 0,067 \text{ MPa}$$

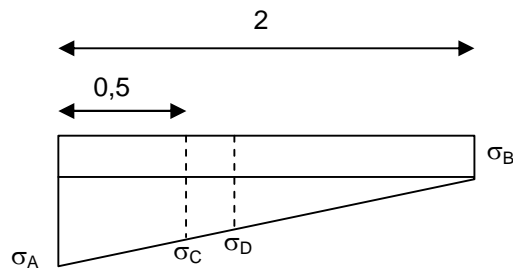


Figure XI-4: Schéma de calcul des contraintes

a) Détermination des contraintes :

Pour déterminer les contraintes au niveau des sections d'encastrement on applique le théorème de Tales.

$$\frac{\sigma_C - \sigma_B}{\sigma_A - \sigma_B} = \frac{1,6}{2} = 0,8$$

$$\sigma_C = (\sigma_A - \sigma_B) \times 0,8 + \sigma_B$$

$$\sigma_C = (0,17 - 0,04) \times 0,8 + 0,04 = 0,144 \text{ MPa}$$

De la même manière

$$\frac{\sigma_D - \sigma_B}{\sigma_A - \sigma_B} = \frac{1,1}{3} = 0,55$$

$$\sigma_D = (\sigma_A - \sigma_B) \times 0,55 + \sigma_B$$

$$\sigma_D = (0,17 - 0,04) \times 0,55 + 0,04 = 0,11 \text{ MPa}$$

NB : les contraintes finales sont obtenues en additionnant les contraintes manifestées par le sol et celles dues aux charges verticales en tenant compte de leurs directions.

Ainsi les contraintes aux extrémités et au niveau des encastrement seront représentées par la figure suivante :

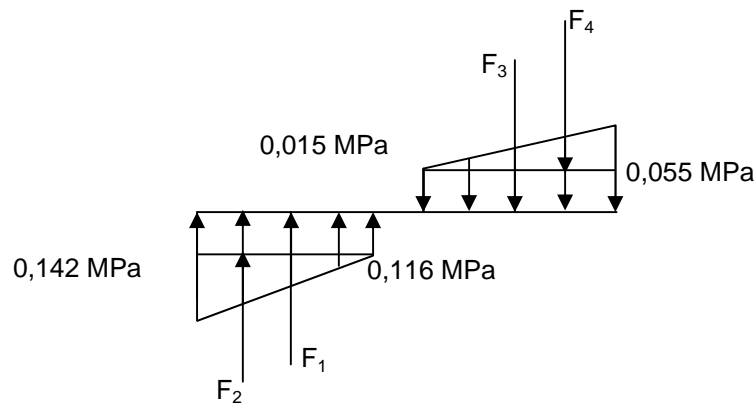


Figure XI-5: Schéma donnant les différentes contraintes de calcul

$$F_1 = 0,116 \times (0,50 \times 1,00) \times 10^2 = 5,8 \text{ t}$$

$$F_2 = \frac{(0,142 - 0,116) \times (0,50 \times 1,00) \times 10^2}{2} = 0,65 \text{ t}$$

$$F_3 = 0,015 \times (1,1 \times 1,00) \times 10^2 = 1,65 \text{ t}$$

$$F_4 = \frac{(0,055 - 0,015) \times (1,1 \times 1,00) \times 10^2}{2} = 2,2 \text{ t}$$

b) Ferrailage de la semelle avant :

- **Calcul du moment d'encastrement**

$$M = F_1 \times 0,25 + F_2 \times 0,33$$

$$M = 5,8 \times 0,25 + 0,65 \times 0,33 = 1,66 \text{ t.m}$$

La section d'encastrement est rectangulaire de hauteur h = épaisseur de la semelle = 0,3m et de largeur $b = 1,00\text{m}$, l'enrobage $c = 5\text{cm}$.

La semelle est sollicitée en flexion simple

- **Calcul des armatures :**

Le calcul se fait en flexion simple.

- **Armatures principales :**

On calcul le moment réduit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,66 \times 10^4}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,66 \times 10^4}{0,991 \times 25 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12/ml ; avec un espacement de 15cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,92 \times 0,4}{4} = 0,19 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA10=3,14cm² ; avec un espacement : $S_t=10\text{cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

On doit avoir :

$$\tau \leq \overline{\tau_u} = 2,25 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = (0,142 + 0,116)/2 \times (0,50 \times 1,00) \times 10^2 = 6,45 \text{ t}$$

Ce qui donne :

$$\tau_u = \frac{6,45 \times 10^2}{100 \times 35} = 0,23 \text{ MPa}$$

Par ailleurs :

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

Ce qui montre bien que la condition est vérifiée.

c) Ferrailage de la semelle arrière :

➤ Calcul du moment d'encastrement

$$M = F_3 \times 0,55 + F_4 \times 0,74$$

$$M = 1,65 \times 0,55 + 2,2 \times 0,74 = 2,52 \text{ t.m}$$

La section d'encastrement est rectangulaire de hauteur h = épaisseur de la semelle = 0,3m et de largeur $b = 1,00\text{m}$, l'enrobage $c = 5\text{cm}$.

La semelle est sollicitée en flexion simple.

• Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple.

➤ Armatures principales :

On calcul le moment réduit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,52 \times 10^4}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

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

$$A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,52 \times 10^4}{0,949 \times 25 \times 348} = 2,93 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12/ml = 6,78cm², avec un espacement de 10cm

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,93 \times 1,1}{4} = 0,80 \text{ cm}^2$$

On prend: 5HA10 = 3,93cm² ; avec un espacement : St=20cm

- **Vérification au cisaillement :**

On doit avoir :

$$\tau \leq \overline{\tau_u} = 2,25 MPa$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = (0,055 + 0,015)/2 \times (1,1 \times 1,00) \cdot 10^2 = 3,85 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{3,85 \times 10^2}{100 \times 25} = 0,15 MPa < 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après avoir dimensionné et calculé la section d'armatures nécessaires pour les différents éléments de la structure nous passerons aux plans d'exécution.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes et de mettre en évidence quelques principes de bases qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances sur la pratique des logiciels comme : **ROBOT, AUTOCAD, CTC** ...etc.

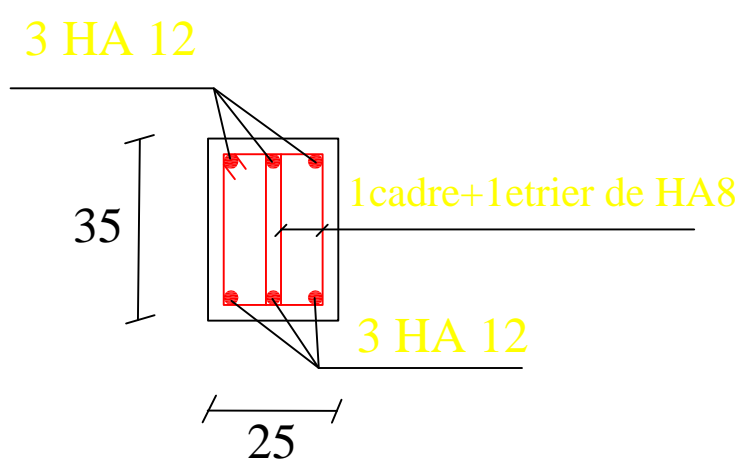
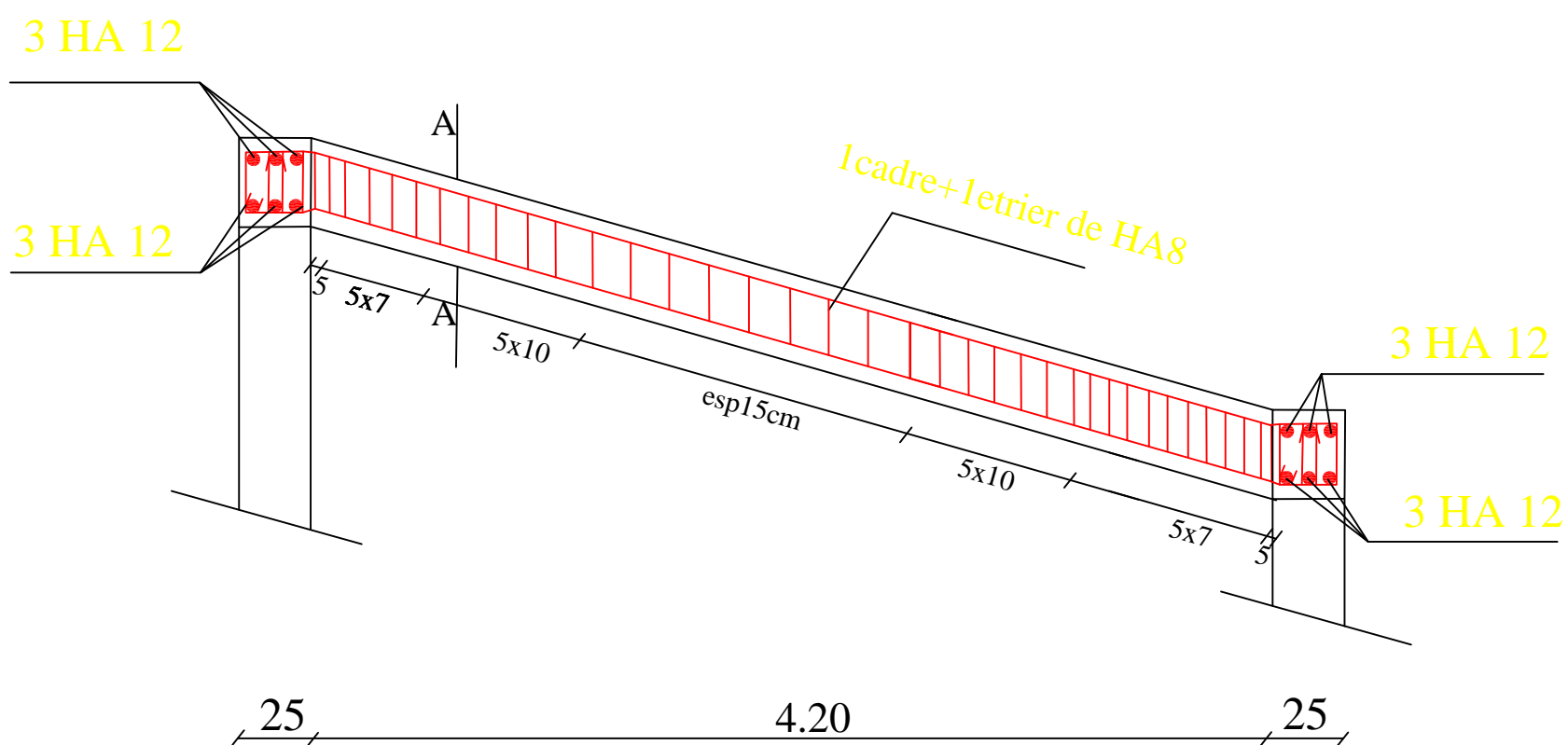
Concernant le contreventement et la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort, à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur ainsi que le logiciel lui-même.

Pour finir, nous dirons que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes.

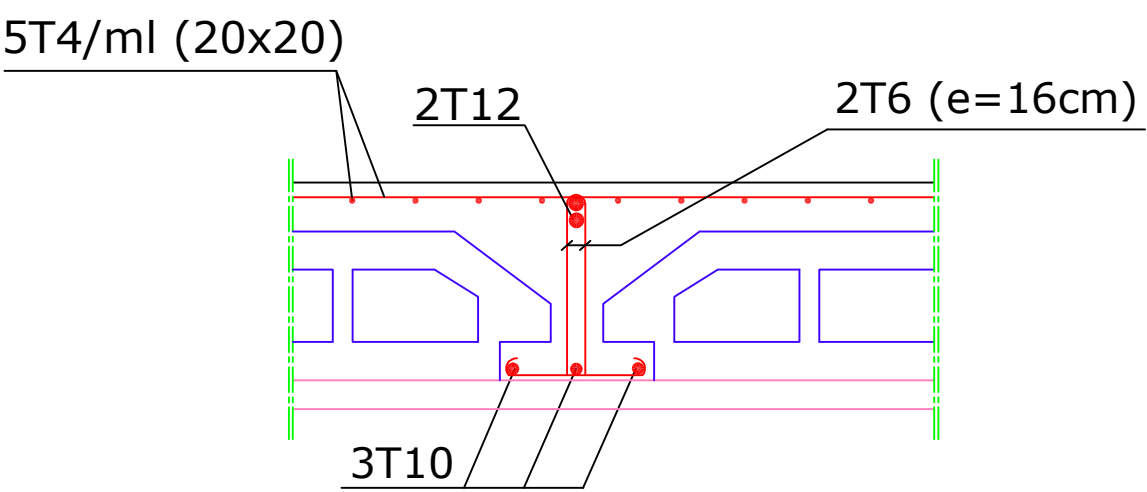
Les plans d'exécution



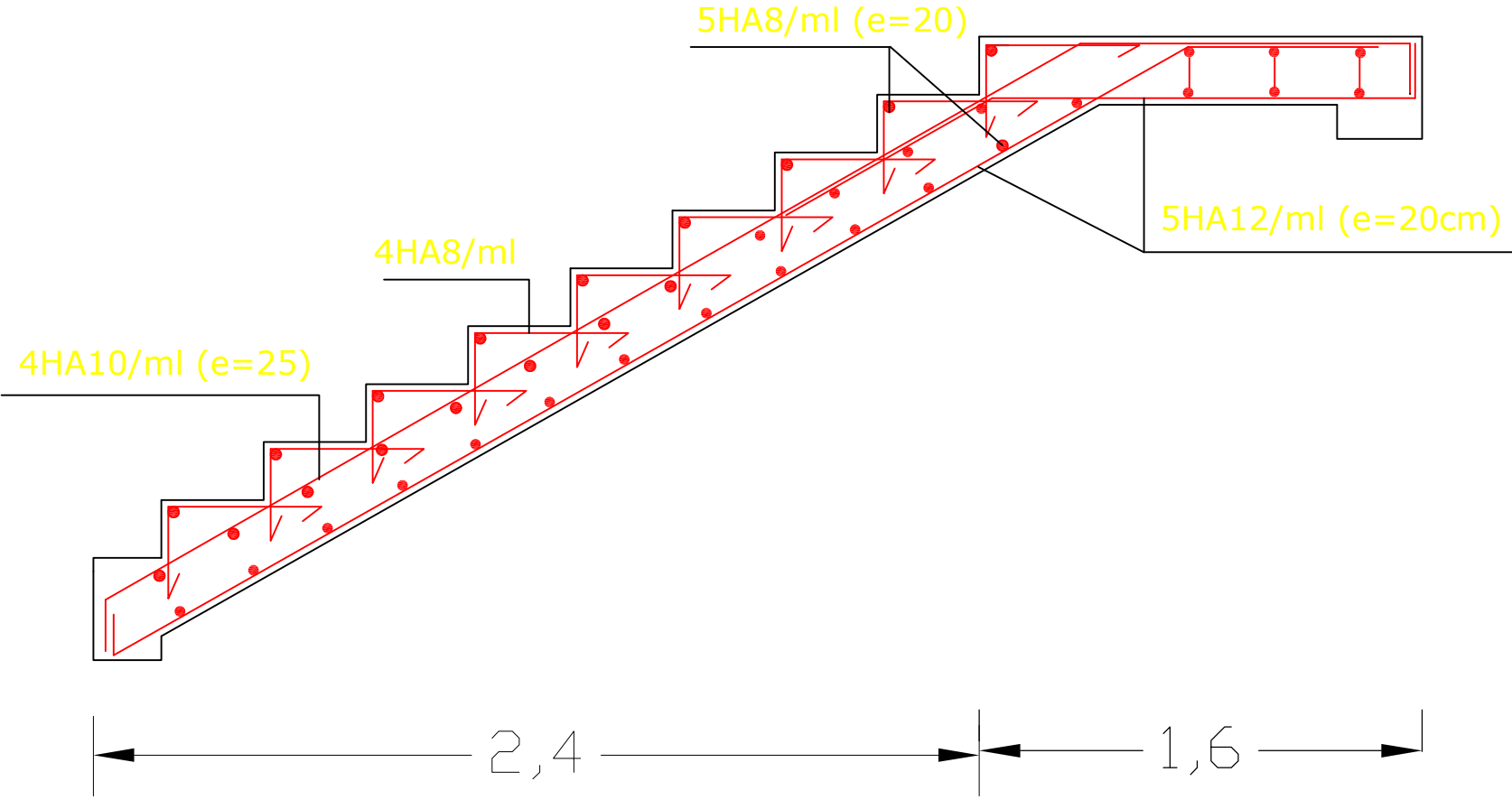
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

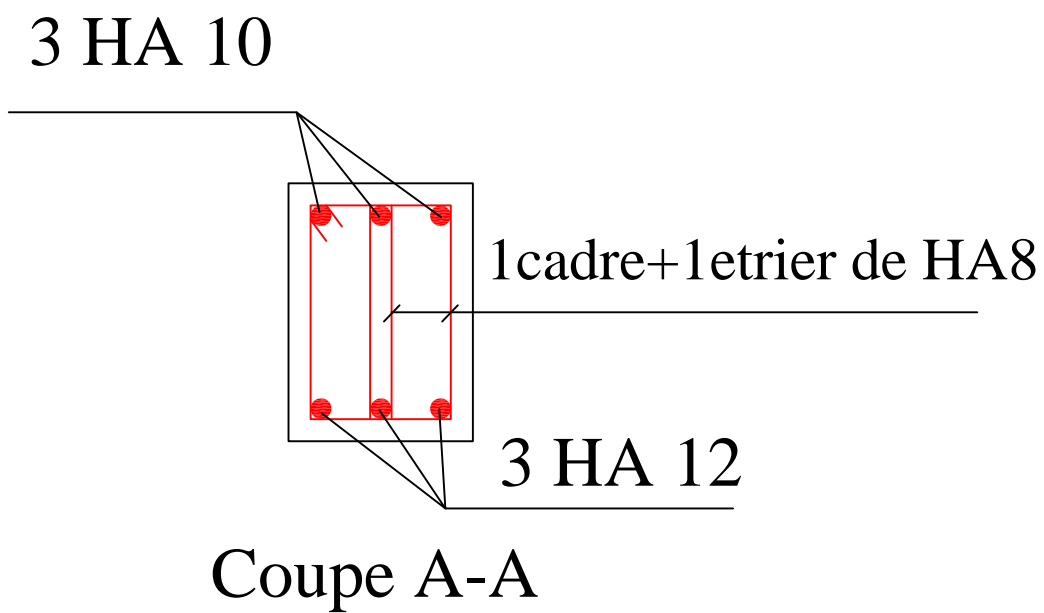
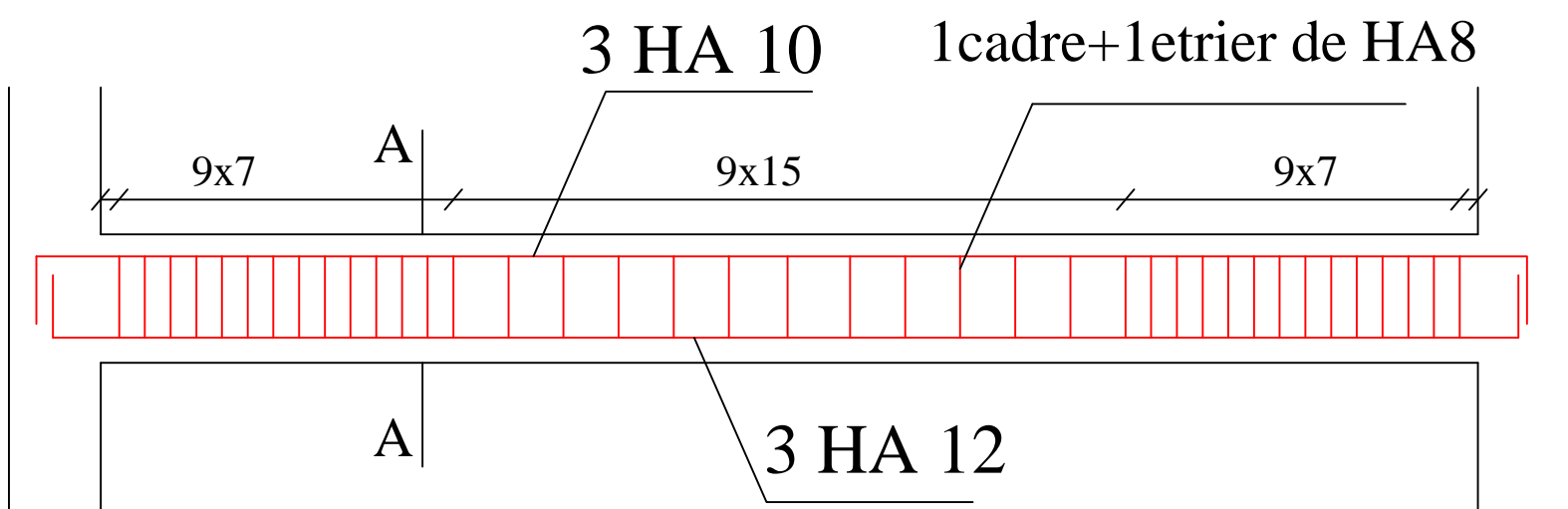
<u>TITRE:</u> coffrage et ferrailage de la poutre oblique		<u>ETUDIE PAR:</u> Melle BOUDJEMA Rabiha Melle GUECHTOULI Kamilia
		<u>DIRIGE PAR:</u> Mr MEHADDENE
ECHELLE	PLANCHER N°1	PROMOTIN 2011-2012



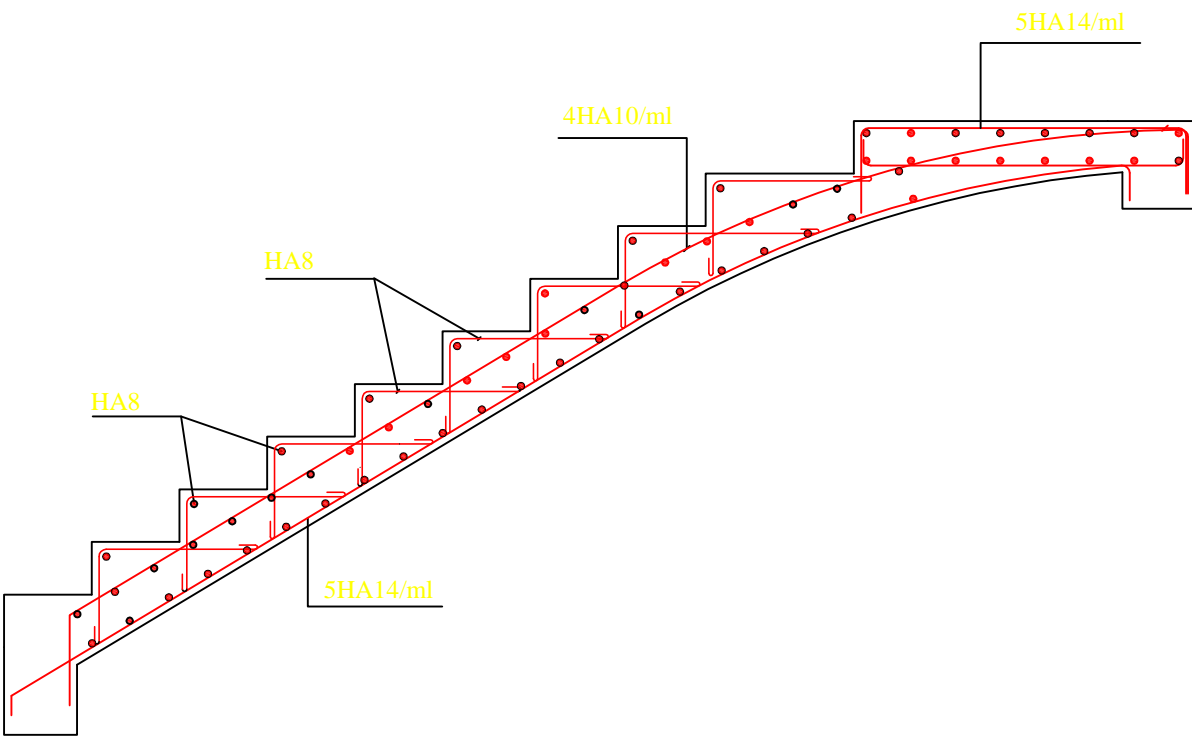
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSYRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: Melle GUECHTOULI Kamilia Melle BOUDJEMA Rabiha	TITRE: FERRAILLAGE DU PLANCHER	
DIRIGE PAR: Mr.MEHDDENE		
PROMOTION 2011-2012	PLANCHE N°2	ECHELLE:



Republique Algerienne Democratique et populaire Université Mouloud MAMMERI Tizi ouzou Faculté de Genie de la construction Departement de Genie civil	
Projet : Etude d'un batiment (R+8+S-Sol +comble) à usage d'habitation et commercial.	Plan : Coffrage et ferrailage des escaliers d'étage courant et sous-sol (droit)
Etudié par : Melle GUECHTOUULI Kamilia Melle BOUDJEMA Rabiha	Dirigé par : Mr.MEHADDENE

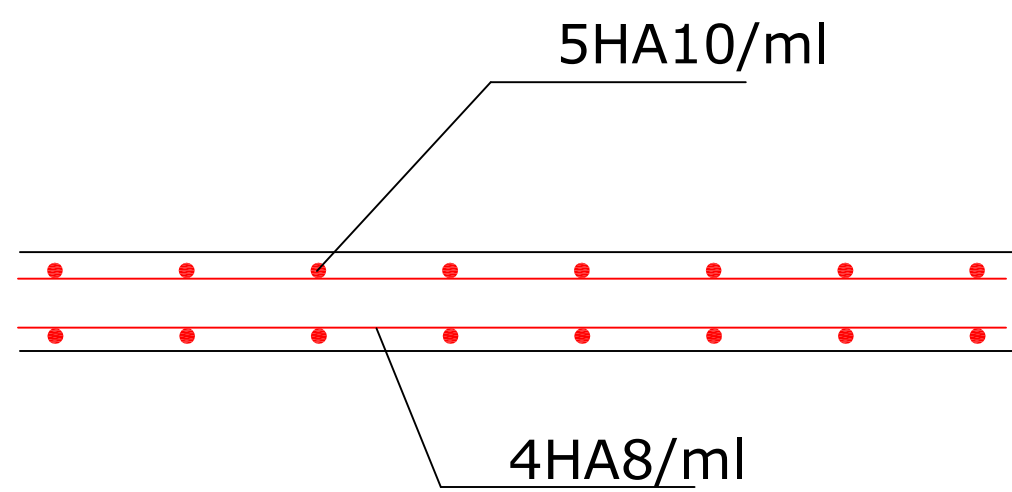
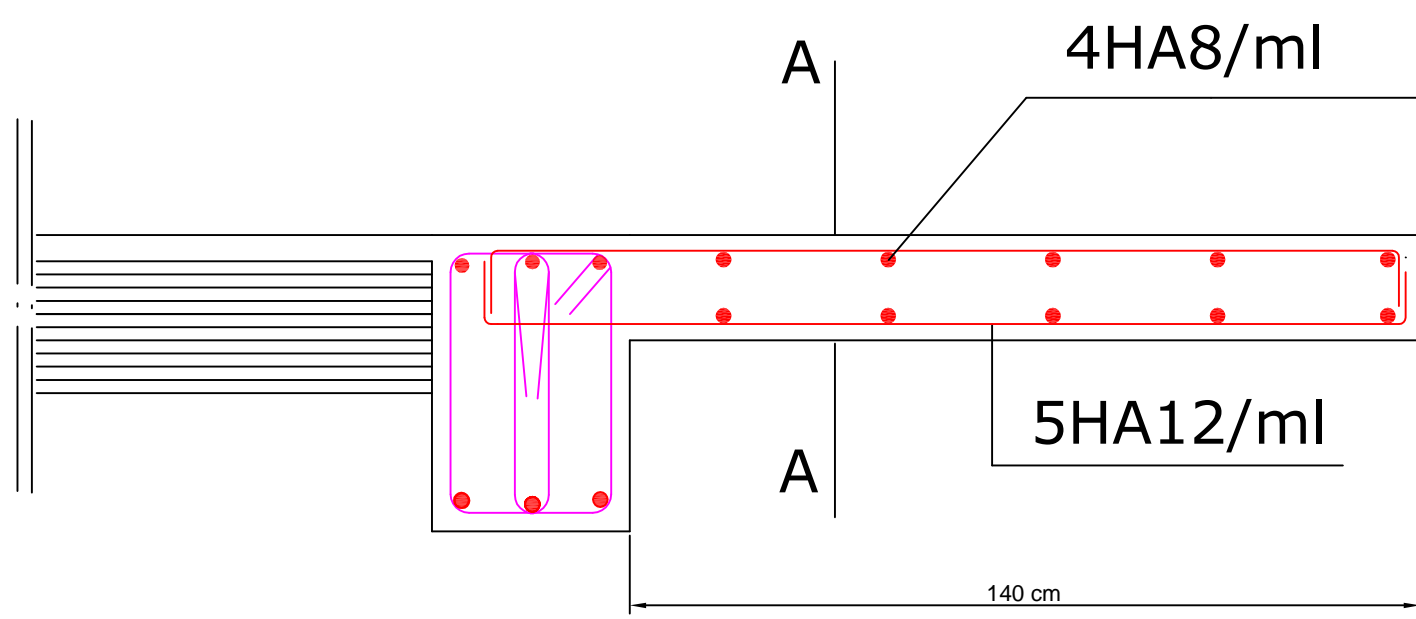


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
TITRE:		ETUDIE PAR :
Coffrage et ferrailage de la Poutre palière		Melle GUECHTOULI K amilia
		Melle BOUDJEMA Rabiha
		DIRIGE PAR :
		Mr.MEHADDENE
ECHELLE	PLANCHE N° 04	PROMOTION 2011-2012



Republique Algerienne Democratique et populaire
Université Mouloud MAMMERI Tizi ousou
Faculté de Genie de la construction
Departement de Genie civil

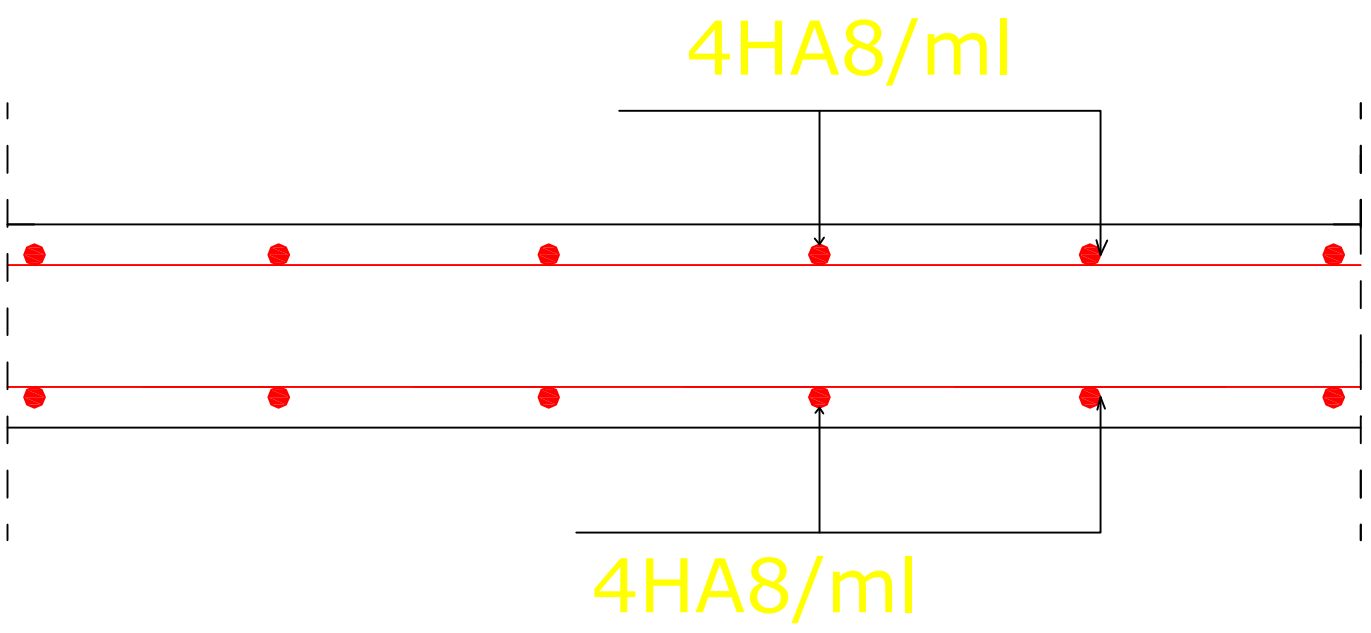
Projet : Etude d'un batiment (R+8+S-Sol+comble) à usage d'habitation et commercial.	Plan : Coffrage et ferrailage des escaliers de RDC (balancé)
Etudié par : Melle. GUECTOULI Kamilia Melle. BOUDJEMA Rabiha	Dirigé par : Mr.MEHADDENE



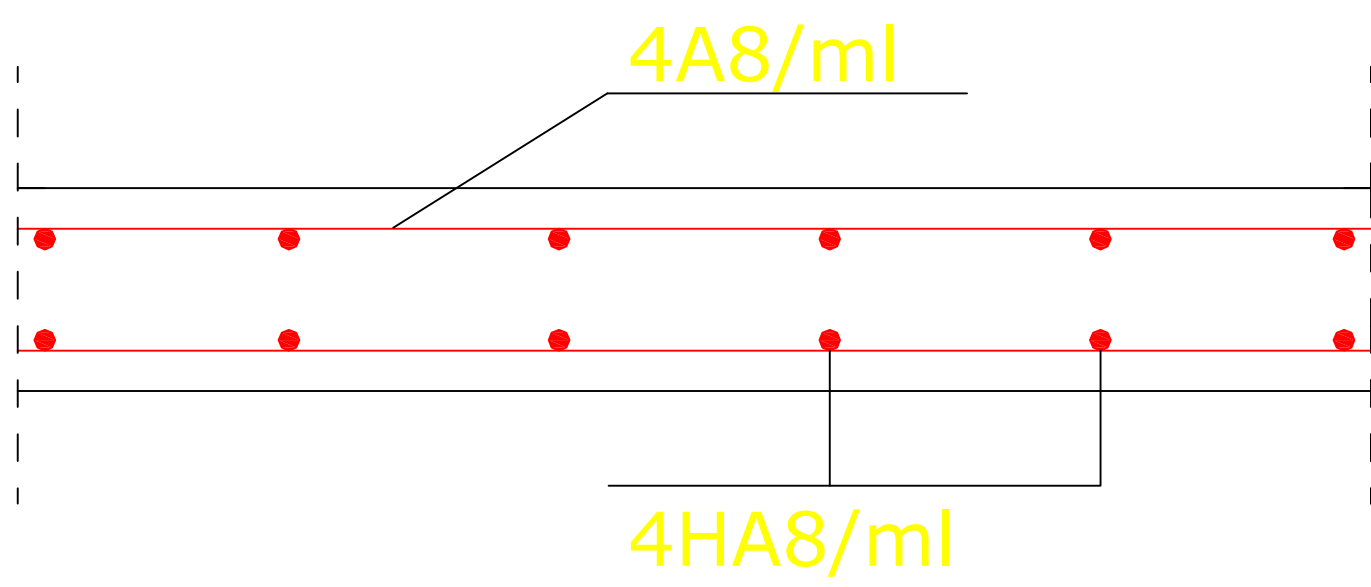
coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<u>TITRE:</u> Coffrage et ferrailage du balcon		<u>ETUDIE PAR :</u> Mlle GECHTOULI Kamilia Melle BOUDJEMA Rabiha
		<u>DIRIGE PAR :</u> Mr.MEHADDENE
ECHELLE	PLANCHE N° 06	PROMOTION 2011-2012

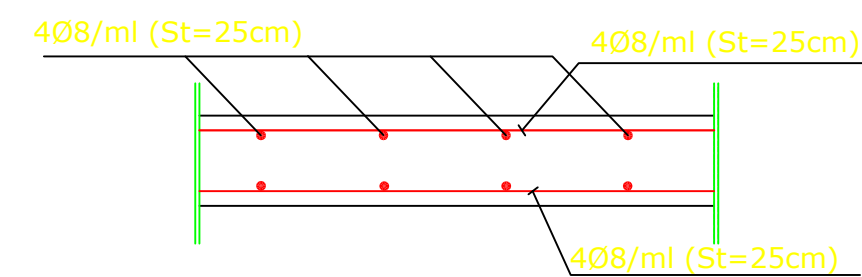


sens x-x

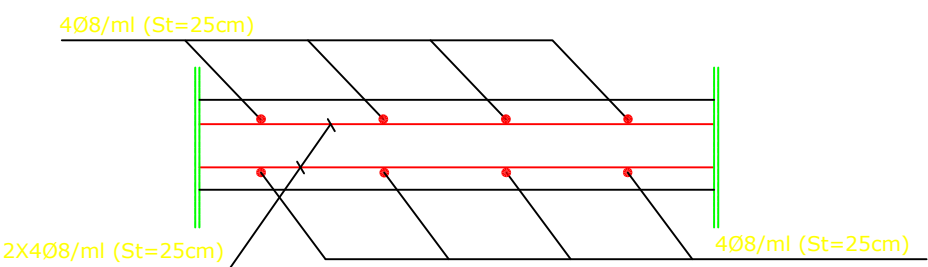


sens y-y

REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<u>TITRE:</u>		<u>ETUDIE PAR :</u>
Coffrage et ferraillagee dalle de la salle machine		BOUDJEMA Rabiha
		GUECHTOULI Kamilia
		<u>DIRIGE PAR :</u>
		Mr. MEHADDENE
ECHELLE	PLANCHE N°8	PROMOTION 2011-2012

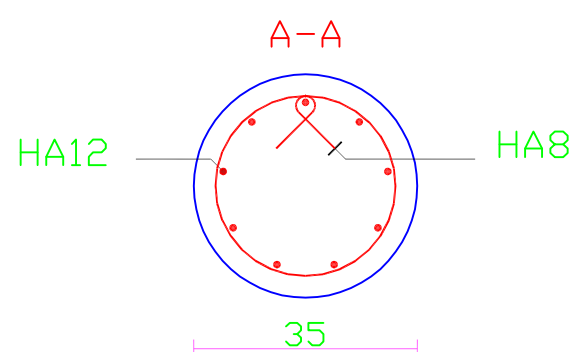
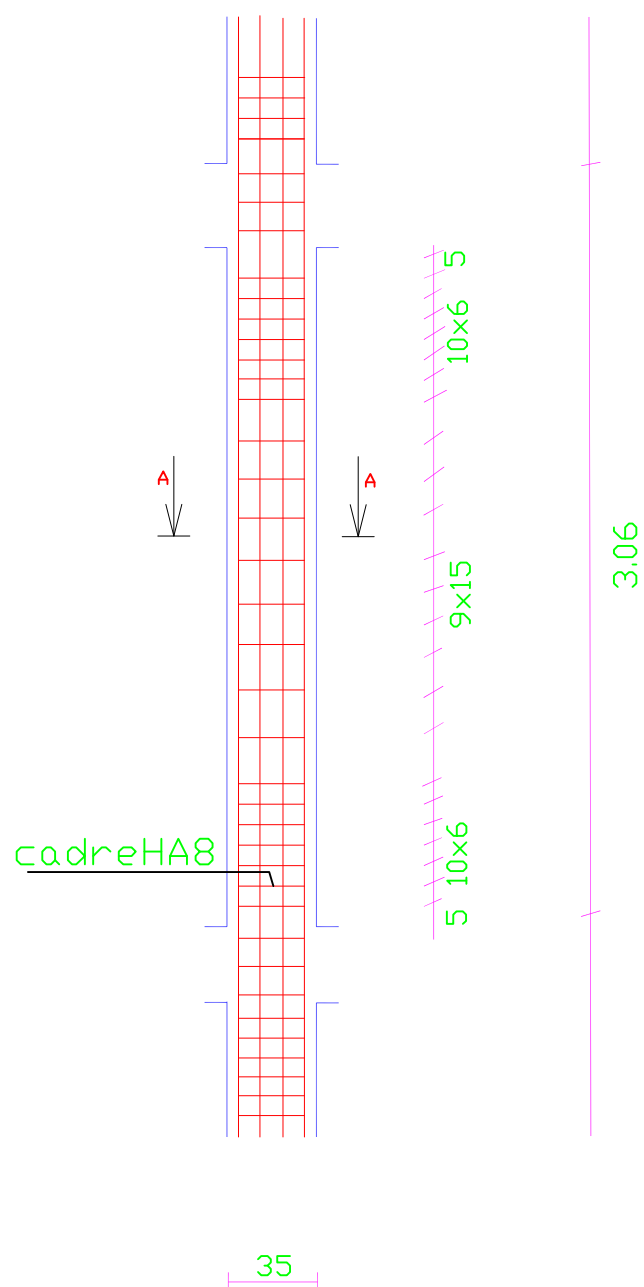


Plan de ferrailage de la dalle pleine sens (x-x)



Plan de ferrailage de la dalle pleine sens (y-y)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSYRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: Melle GUECHTOULI Kamilia Melle BOUDJEMA Rabiha	TITRE: FERRAILAGE DE LA DALLE PLEINE	
DIRIGE PAR: Mr MEHADDENE		
PROMOTION 2011-2012	PLANCHE N°7	ECHELLE:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:

FERAILLAGE DES
POTEAUX CIRCULAIRES

ETUDIE PAR:

Melle BOUDJEMA Rabiha
Melle GUECHTOULI Kamilia

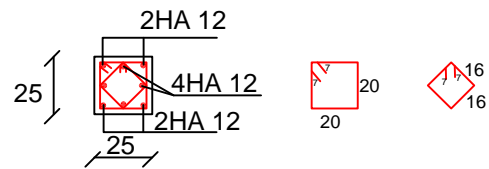
ETUDIE PAR:

Mr MEHADDENE

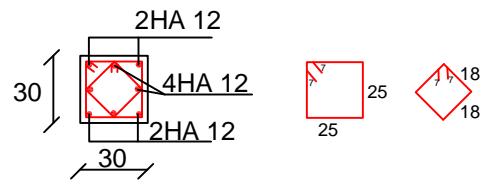
ECHELLE

PLANCHER N°12

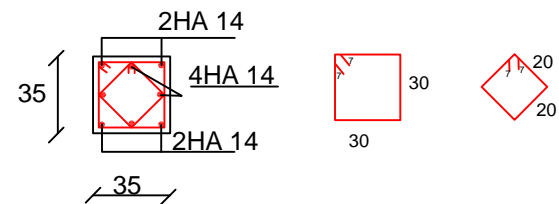
PROMOTION 2011-2012



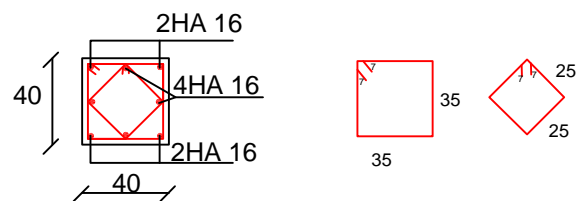
Coup D-D



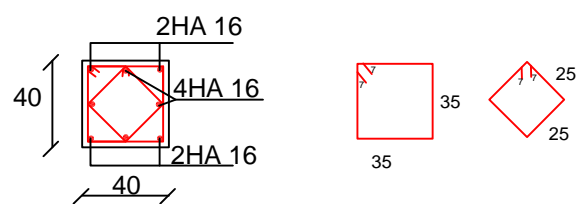
Coup C-C



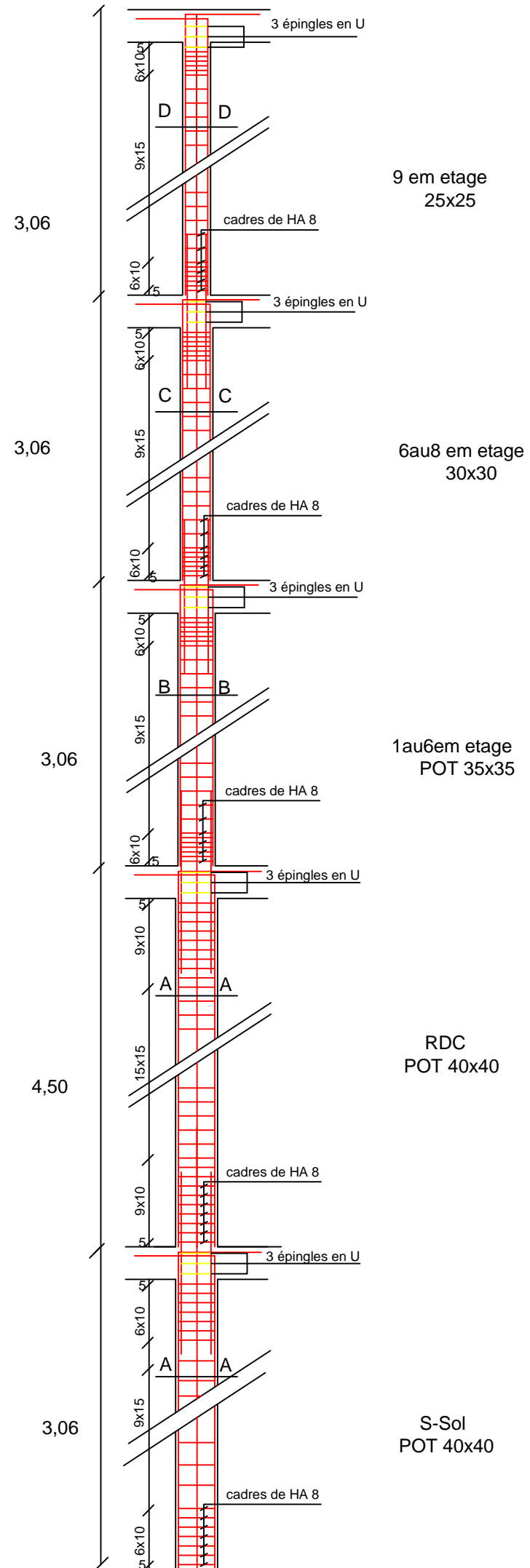
Coup B-B



Coup A-A



Coup A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:
Coffrage et ferrailage des poteaux

ETUDIE PAR :
Melle.BOUDJEMA rabiha
Melle.GUECHTOULI kamilla

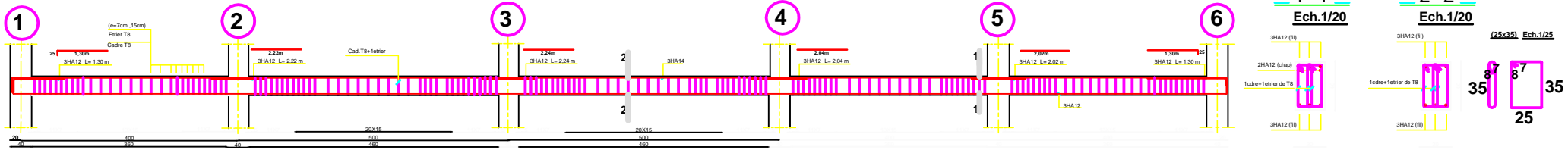
DIRIGE PAR :
Mr. MEHADDE

ECHELLE

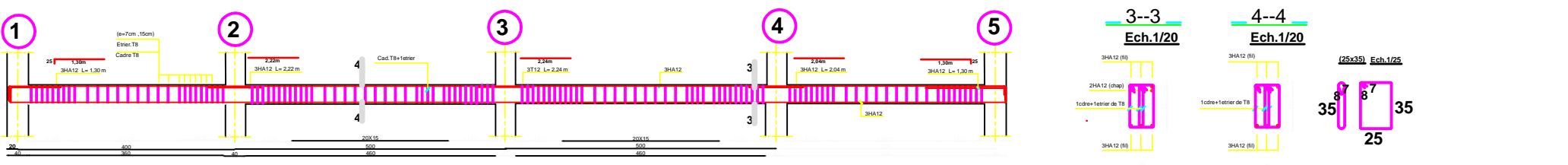
PLANCHE N° 01

PROMOTION 2011-2012

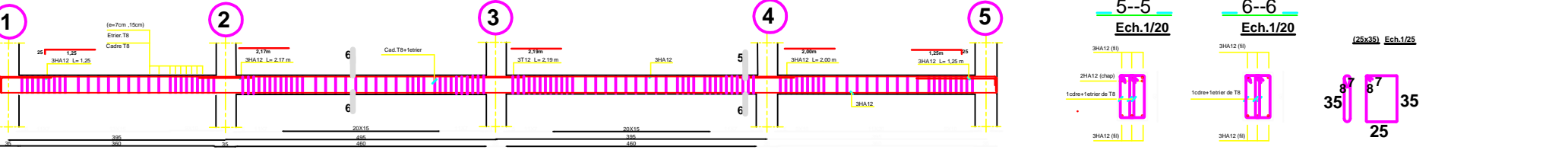
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE POUR NIV : 1



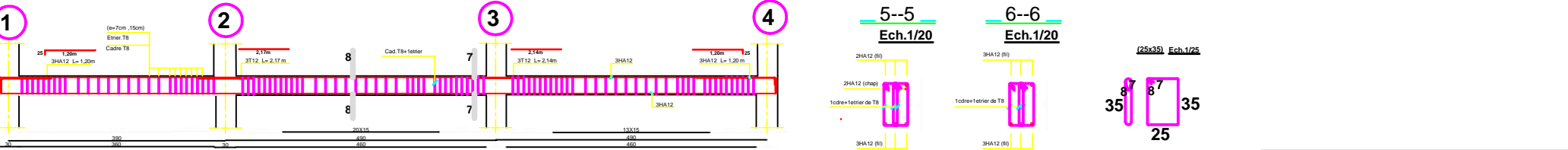
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE POUR NIV : 2



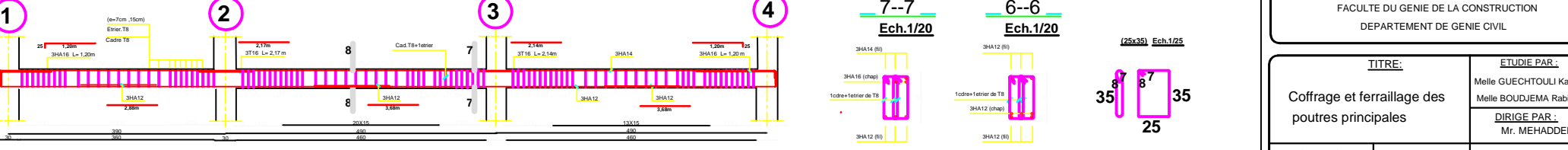
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE POUR NIV : 3 - 7



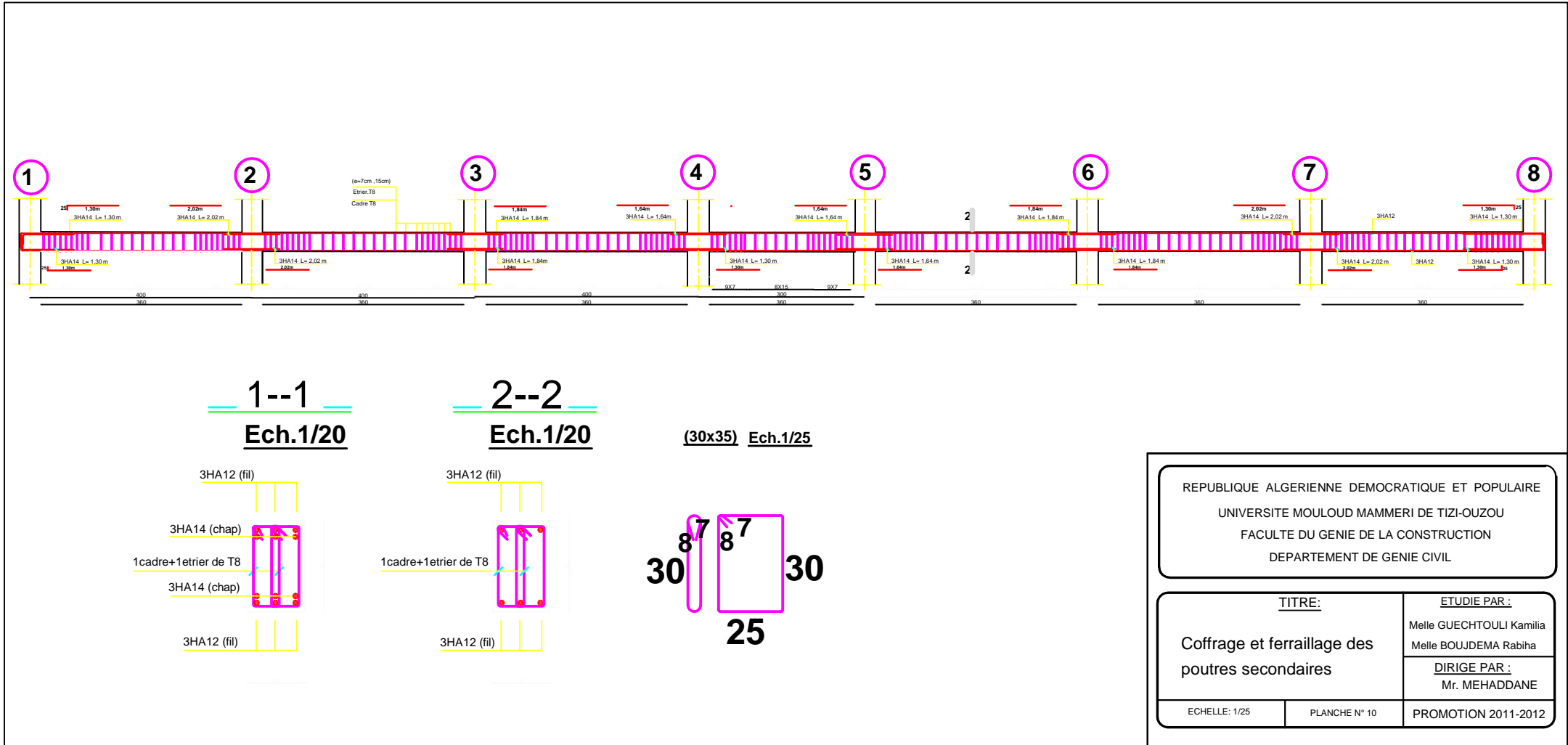
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE POUR NIV : 8 - 9



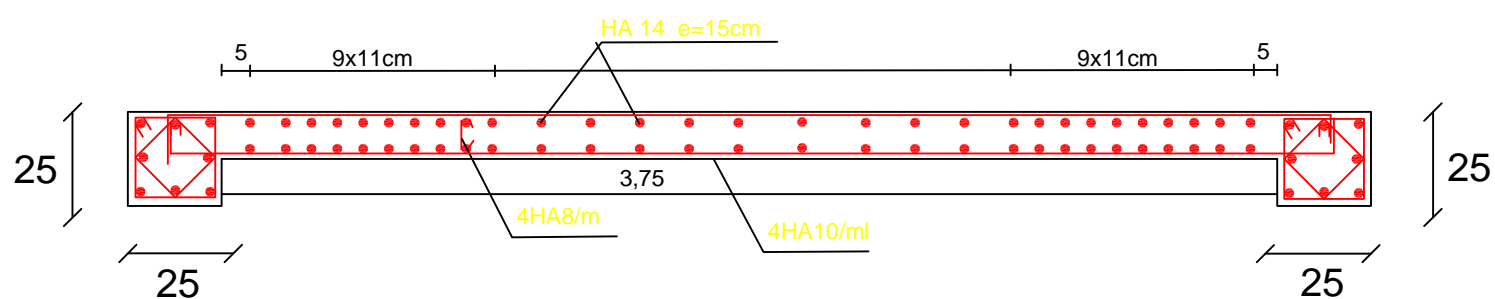
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE POUR NIV : 10



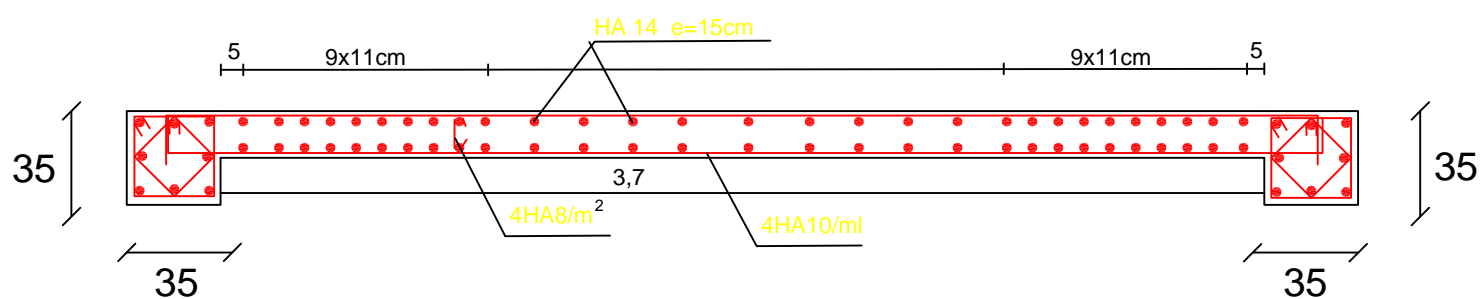
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
TITRE: Coffrage et ferrailage des poutres principales		ETUDE PAR : Melle GUECHTOULI Kamilia Melle BOUDJEMA Rabiha DIRIGE PAR : Mr. MEHADDENE
ECHELLE : 1/20	PLANCHE N° 01	PROMOTION 2011-2012



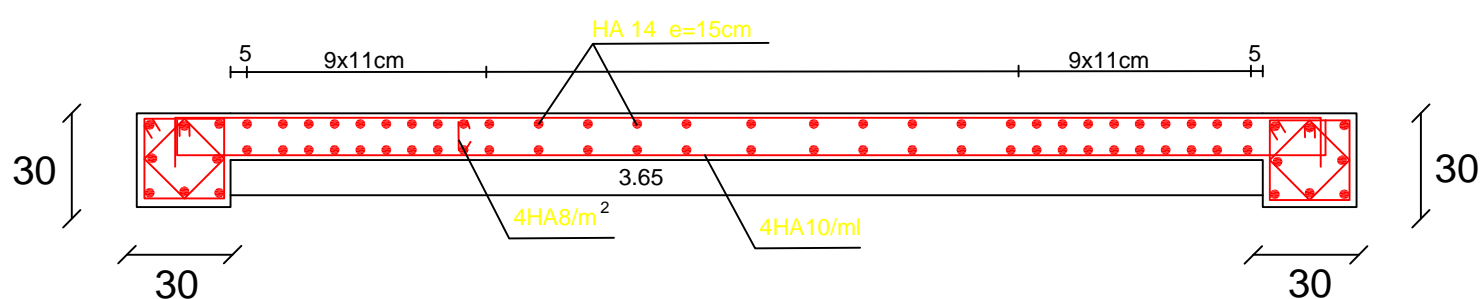
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
TITRE:		ETUDIE PAR :
Coffrage et ferrailage des poutres secondaires		Melle GUECHTOULI Kamilia
		Melle BOUJDEMA Rabiha
		DIRIGE PAR :
		Mr. MEHADDANE
ECHELLE: 1/25	PLANCHE N° 10	PROMOTION 2011-2012



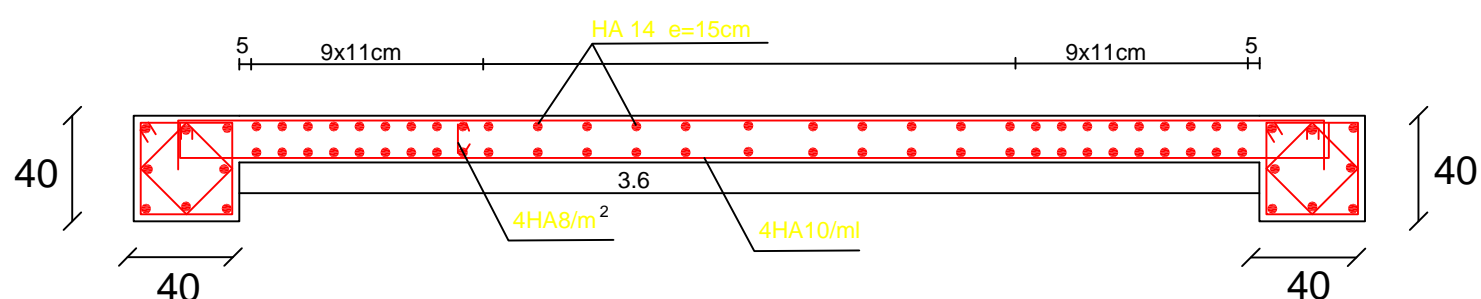
Zone IV



Zone III



Zone II



Zone I

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:

Coffrage et ferrailage des
voiles de type I

ETUDIE PAR :

Melle BOUDJEMA Rabiha
Melle GUECHTOULI Kamilia

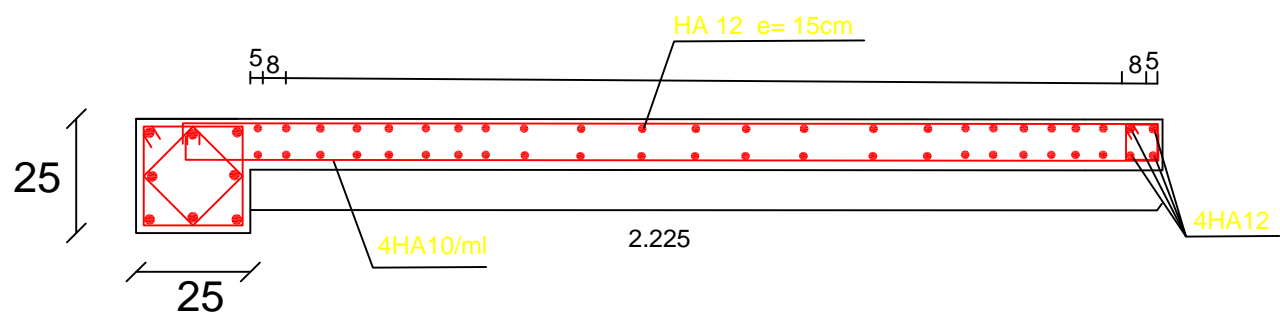
DIRIGE PAR :

Mr. MEHADDENE

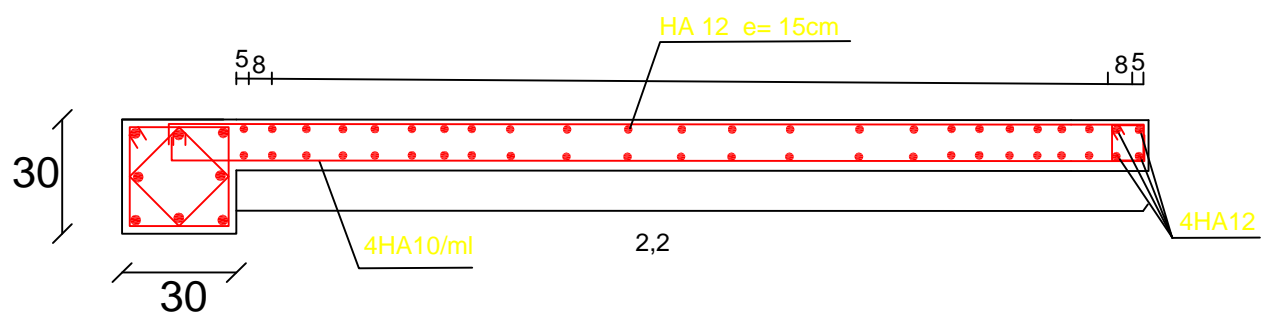
ECHELLE

PLANCHE N° 13

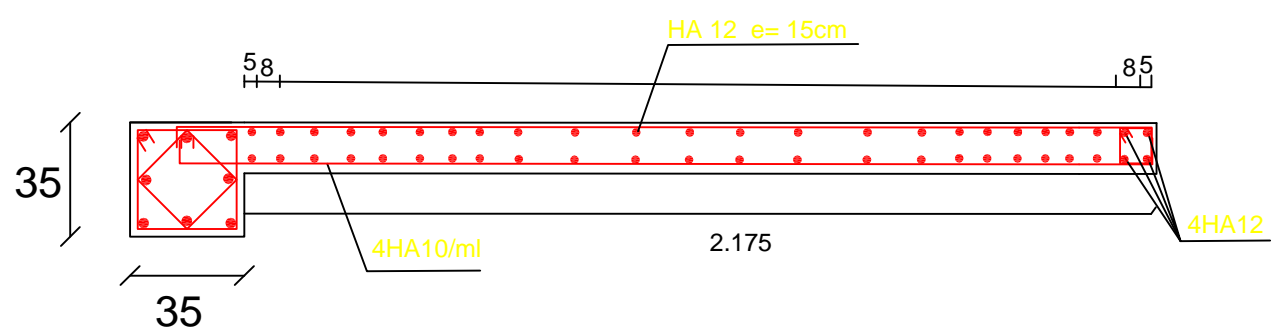
PROMOTION 2011-2012



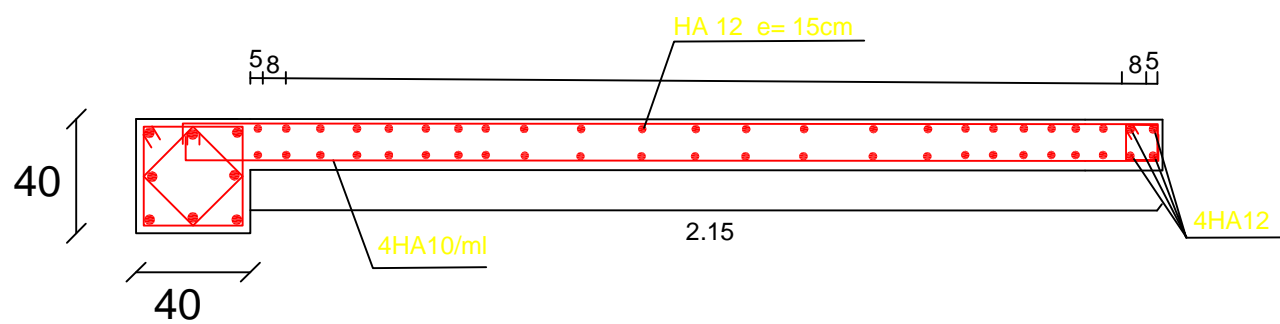
Zone IV



Zone III



Zone II



Zone I

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

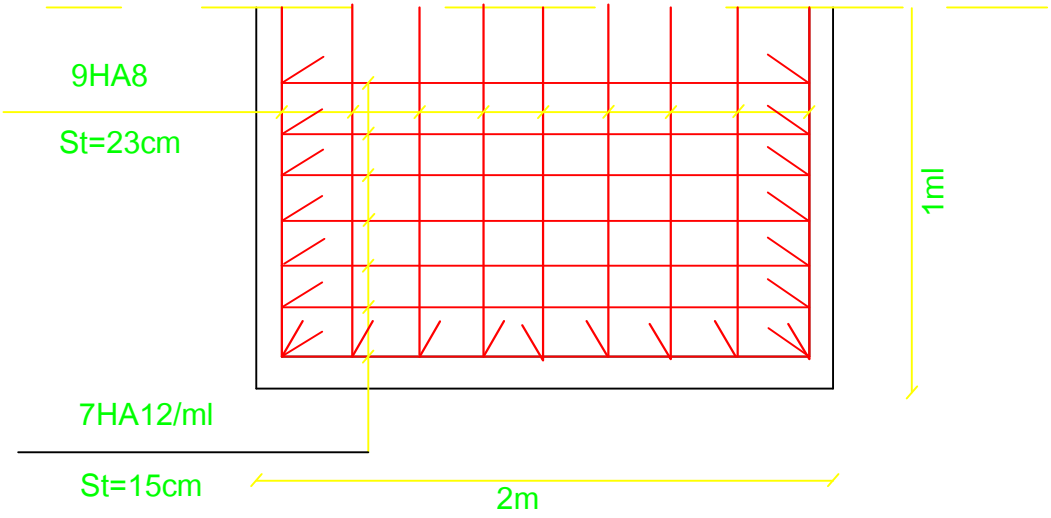
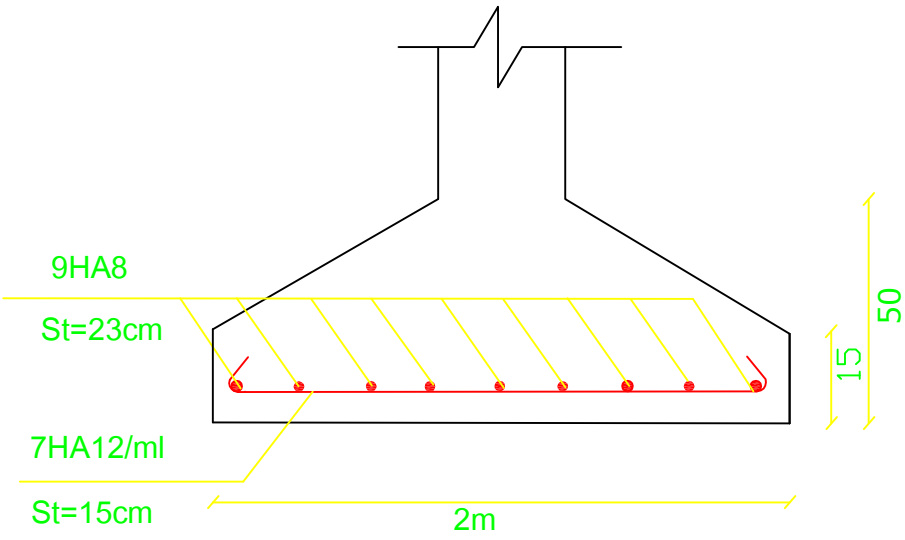
TITRE:
Coffrage et ferrailage des
voiles de type II

ETUDIE PAR :
Melle.BOUDJEMA rabiha
Melle.GUECHTOULI kamilia
DIRIGE PAR :
Mr. MEHADDENE

ECHELLE

PLANCHE N° 01

PROMOTION 2011-2012



Republique Algerienne Democratique et populaire
Université Mouloud MAMMERI Tizi ousou
Faculté de Genie de la construction
Departement de Genie civil

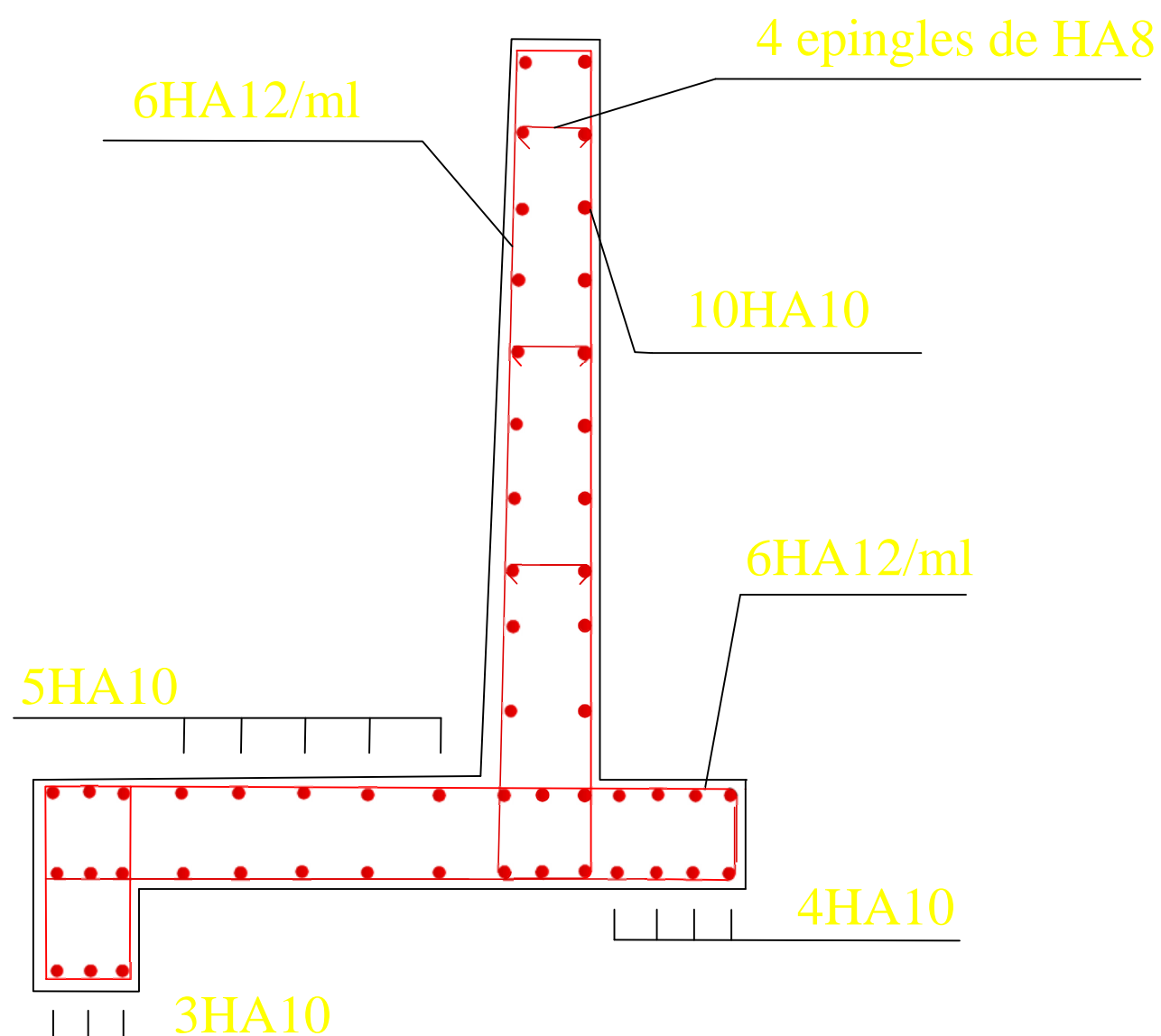
Projet :
Etude d'un batiment (R+8+1S-Sol+comble) à
usage d'habitation et commercial,ossature mixte.

Plan :
Ferraillage des semelles filantes sous
voile

Echelle:
1/25

Etudié par :
GUECHTOULI Kamilia
BOUDJEMA Rabiha

Dérigée par :
Mr : MEHADDENE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:

Coffrage et ferrailage du
mur de soutènement

ETUDIE PAR :

Melle. BOUDJEMA Rabiha
Melle. GUECHTOULI Kamilia

DIRIGE PAR :

Mr. MEHADDENE

ECHELLE

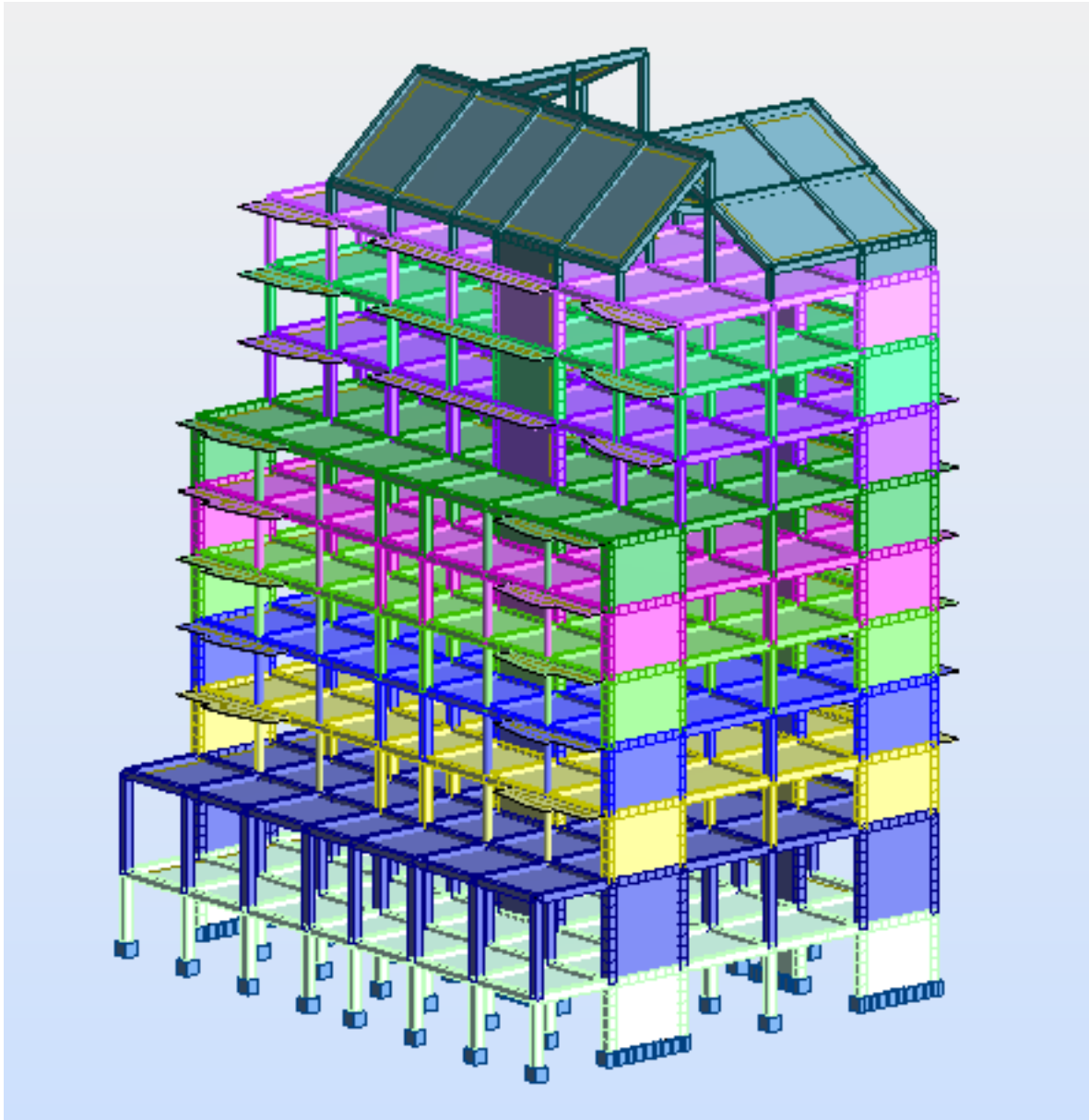
PLANCHE N° 16

PROMOTION 2011-2012

ANNEXE

NOTE DE CALCUL

Projet: Bâtiment R+8+sous-sol+comble



Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 13.500 (m)
Y = 10.275 (m)
Z = 15.880 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 13.735 (m)
Y = 8.394 (m)
Z = 13.724 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 265226901.718 (kg*m²)
I_y = 338084976.516 (kg*m²)
I_z = 228868431.049 (kg*m²)
Masse = 2015232.897 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 13.735 (m)
Y = 8.394 (m)
Z = 13.724 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

I_x = 265226901.718 (kg*m²)
I_y = 338084976.516 (kg*m²)
I_z = 228868431.049 (kg*m²)
Masse = 2015232.897 (kg)

Description de la structure :

Nombre de nœuds: 7832
Nombre de barres: 1271
Éléments finis linéiques: 3239
Éléments finis surfaciques: 6289
Éléments finis volumiques: 0
Liaisons rigides: 454
Relâchements: 0
Relâchements unilatéraux: 0

Relâchements non-linéaires:0
Compatibilités:0
Compatibilités élastiques:0
Compatibilités non-linéaires:0
Appuis:115
Appuis élastiques:0
Appuis unilatéraux:0
Appuis non-linéaires:0
Rotules non-linéaires:0

Cas:13

Combinaisons: 8

Résumé de l'analyse :

Méthode de solution - SPARSE M

Nbre de degrés de liberté stat: 46302
Largeur de la bande
avant/après optimisation: 0

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.: 2
Durée max itér. sur sous-espace: 33
Durée max solution prb. nonlin.: 0
Durée totale: 120

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé: 339029232
Espace pour fichier TMP solveur: 0
Espace pour itérat. s/sous-esp.: 17039504
Mémoire: 25049948

Elém. diagon. de la matrice de rigidité
Min/Max après décomposition: 9.160216e+006 1.267398e+017
Précision:4

Liste de cas de charges/types de calculs :

Cas 1:G

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.06490e+001 (kN*m)
Précision : 8.38561e-007

Cas 2:Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 7.83008e-001 (kN*m)

Précision : 1.28413e-006

Cas 3:Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse: Modal

Méthode: Itération sur le sous-espace

Type de matrices de masses: Cohérente

Nombre de modes: 30

Nombre d'itérations: 40

Tolérance: 1.00000e-004

Amortissement: 0.050

Limites: 0.000

Coefficient des masses participantes: 0.000

Cas 4: Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

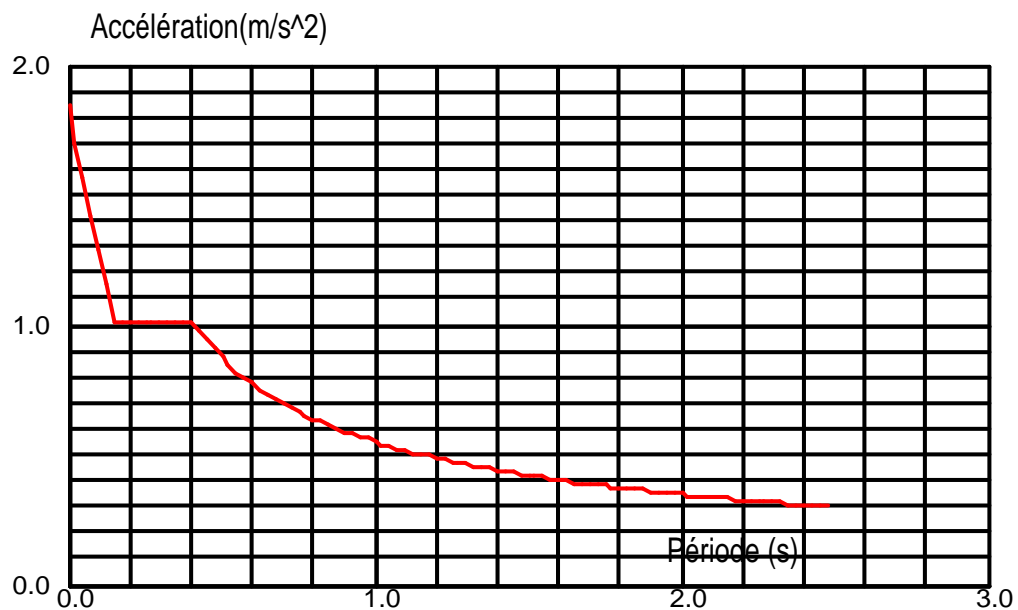
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



Données:

Zon: IIa
 Usage: 2
 Assise: S2
 Coefficient de qualité : 1.100
 Coefficient de comportement : 5.000
 Amortissement: $\alpha = 5.00\%$

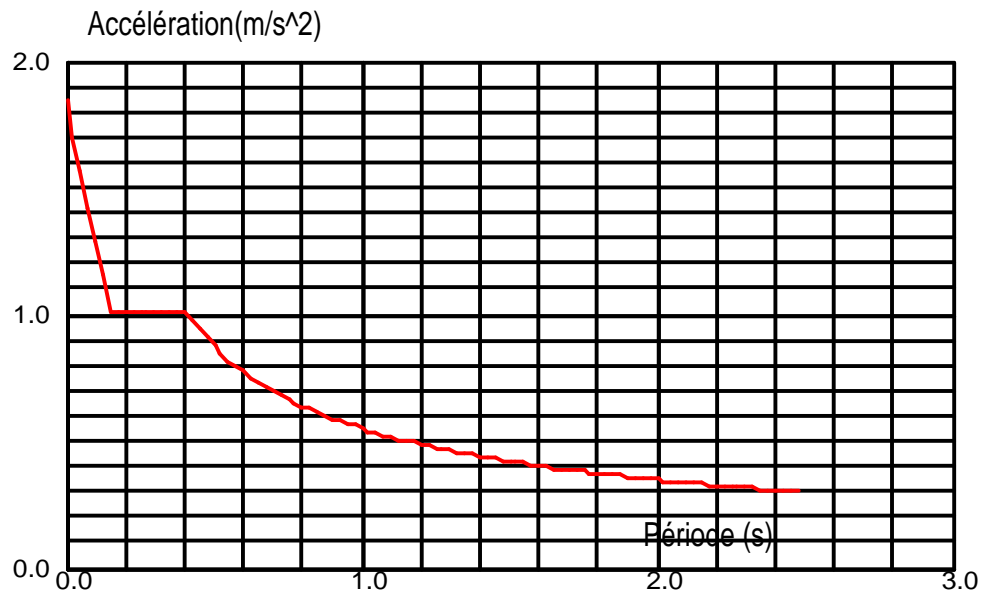
Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.000$
 $A = 0.150$
 $T_1 = 0.150$
 $T_2 = 0.400$

Cas 5: Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y
 Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

$X = 0.000$
 $Y = 1.000$
 $Z = 0.000$



Données:

Zone: IIa

Usage: 2

Assise : S2

Coefficient de qualité : 1.100

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement: $x = 5.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.000$

$A = 0.150$

$T_1 = 0.150$

$T_2 = 0.400$

Cas 6: ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7: ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8: 0.8G-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9: $0.8G-EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10: $0.8G+EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11: $0.8G+EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12: $G+Q+EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13: $G+Q+EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Bibliographie

- Règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003).
- D.T.R – BC 22 charges permanentes et surcharges d’exploitation.
- Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 91.
- Règles de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Groupe de coordination des textes techniques « Règle de charpente en bois CB71 » EYROLLE
- Règles NV65 et N84 EYROLLE
- Règles Neige et vent 99
- Tables pour le calcul des dalles et des parois Richard BARES.
- Manuel de Calcul de Béton Armé
Selon EN 1992-1-1(12/2004) et Annexe Belge de 02/2006
Institut Gramme-Unité construction Dr Ir P.BOERAEVE
- Béton Armé Guide de calcul de B.A.E.L 91 de Nante-Henry Renard, Jacques Lamirault
- Règles BAEL 91 Jean PERCHAT
- Calcul des ouvrages en béton armé CBA93
- Formulaire du béton armé
Victor Davidovici
- Tables pour le calcul des dalles et des parois.
Richard Bares - Edition Dunod (Paris 1969).
- Memoires de fin d’étude des promotions précédentes.
- Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus.