

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'étude

*En vue d'obtention du diplôme MASTER professionnelle en génie civil.
Option : construction civil et industriel.*

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+7)+Charpente à usage
d'habitation avec Ossature mixte**



Dirigé par : M^r F.BENTAYEB

**Etudié par: M^{elle} HAMITOUCHE OUIZA
M^{elle} OUANJELI FATIMA**

Année 2012/2013

SOMMAIRE

	Page
Introduction	
CHAPITRE I : présentation et descriptions de l'ouvrage	1
CHAPITRE II : pré dimensionnement des éléments.....	9
• plancher	
• poutres	
• poteaux	
• voiles	
CHAPITRE III : calcul des éléments	
• Acrotère.....	22
• Balcons	31
• Chrpente	37
• escalier	43
• planchers.....	56
CHAPITRE IV : présentation de l'ETABS.....	80
CHAPITRE V : vérification aux exigences du RPA	101
CHAPITRE VII : ferrailage des poutres.....	117
CHAPITRE VIII : Ferrailage des poteaux.....	128
CHAPITRE VIII : ferrailage des voiles	141
CHAPITRE X : étude de l'infrastructure.....	154
Conclusion	
Bibliographie	

INTRODUCTION

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société ; tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Dans notre projet d'études d'une tour à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois chapitres, la structure est soumise aux actions sismiques par introduction de spectre de calcul de règlement parasismique Algérien RPA99 /version 2003 et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Introduction :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation. Ce dernier est constitué de portiques et de voiles, et présente une charpente en bois qui lui sert de toiture. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1) Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, nous a été confié par le bureau d'étude et sera implanté à «TIZI OUZOU», zone de moyenne sismicité (ZONE IIa).

L'ouvrage contient **16** logements, à raison de **2** logements par niveau (**F3**).

I-1-1) Caractéristiques géométriques :

- La longueur totale du bâtiment :.....24,05m.
- La largeur totale du bâtiment :.....10,75m.
- La hauteur de réez de chaussée :.....3,06m.
- La hauteur d'étage courant :.....3,06m.
- La hauteur totale (charpente comprise).....26,73m
- hauteur de la charpente.....2,25m

I-1-2) La réglementation utilisée :

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

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé

Suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**).

- Règles parasismiques algériennes (**RPA 99 modifié 2003**).
- Charges et surcharges d'exploitation (**DTR - BC – 22**)-**CBA 93**

I-1-3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**1) L'ossature :**

Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,... etc.)

2) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.

-Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

-Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, pour les portes à faux.

3) Les escaliers :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

-Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.

-Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

4) Le remplissage (maçonnerie) :

a) murs extérieurs :

Ils seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

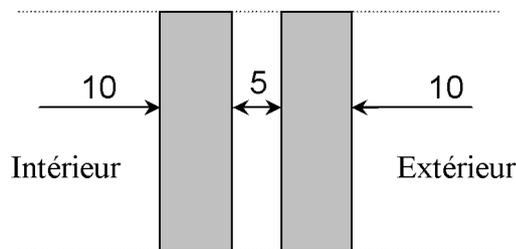


Fig I-1 : Schéma descriptif du mur extérieur.

b) murs intérieurs :

Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

5) Les revêtements :

-Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.

-Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

-Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.

-Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

6) Toiture

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

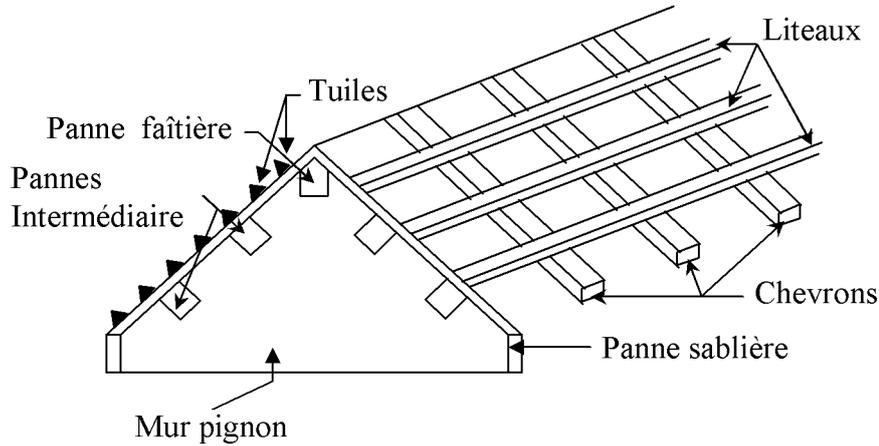


Fig I-2: Schéma descriptif de la toiture.

I-2) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-2-1) Le béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350Kg/m³ de ciment portland (C P J).

1) Résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans la majorité des cas, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

Celle-ci dite «valeur caractéristique » est notée f_{c28}

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite :(Art A.2.1 .11 BAEL 91 modifiées 99).

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

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

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

2) Résistance caractéristique à la traction :(Art A.2.1 .12 BAEL 91 modifiées 99).

La résistance caractéristique du béton à la traction notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule est valable pour des valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.
à $t=28$ jours, $f_{t28}=2.1$ Mpa

3) Etats limites :

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

- Etat limite ultime.
- Etat limite service.

a)état limite ultime (ELU) :

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est -à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

- **Contraintes limite à la compression:**(Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99).

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est $< à 1$ heure.

$j = 28j \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,20$ [MPa].

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

- **Diagramme des contraintes- déformations:**

(Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99).

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

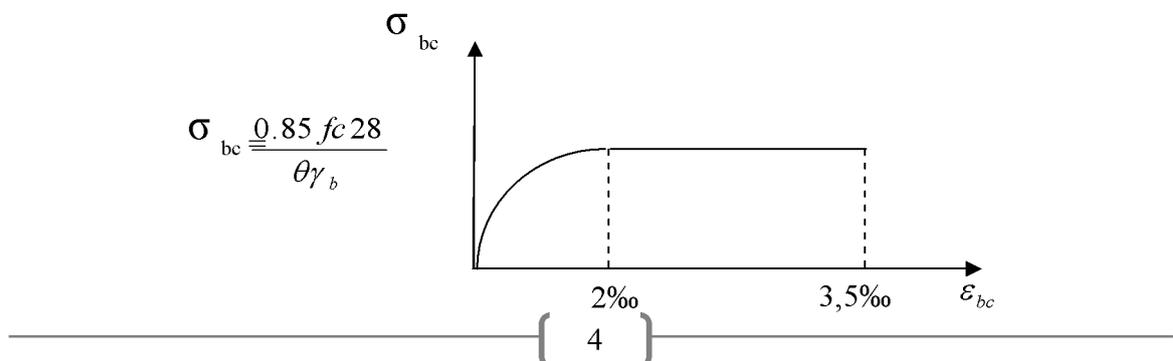


Fig I-2 : diagramme contrainte déformation du béton à ELU.

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

ε_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ on applique la loi de Hooke définie par : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

E_b : module de Young

b) état limite de service (ELS) :(Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99).

C'est l'état au- de là duquel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites .les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

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

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

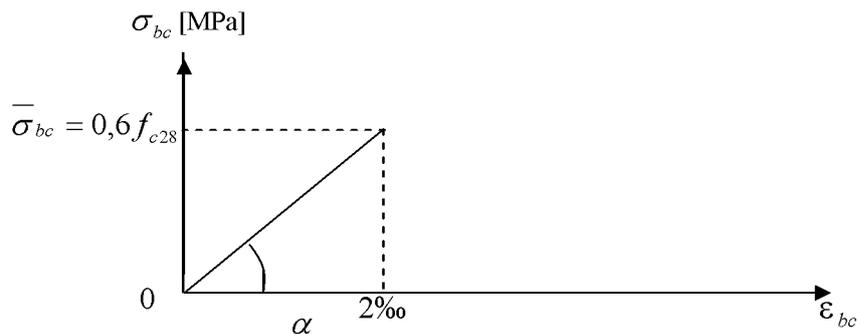


Fig I-2 : diagramme contrainte déformation du béton à ELS.

c) Contrainte limite ultime de cisaillement :(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99).

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

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

V_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 : Largeur de l'âme

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \min \{0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}\}$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min \{0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}\}$

4) Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module de déformation instantanée : (Art A.2.1.21 BAEL 91 modifiées 99).

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

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

D'où : pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$.

b) Module de déformation différée : (Art A.2.1.22 BAEL 91 modifiées 99).

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$

D'où : $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

5) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

6) Coefficient de poisson :

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égal à :

$$\nu = 0 \quad (\text{à l'ELU}).$$

$$\nu = 0,2 \quad (\text{à l'ELS})$$

I-2-2) les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Il se distingue par sa nuance et son état de surface :

- Acier à haute adhérence de type **feE 400**.
- Les ronds lisses de type **feE235**.
- Treillis soudé de **Ts 520(Ø<6)**.

1) Module d'élasticité longitudinale de l'acier : (Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99).

Il est noté (Es), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa.}$$

2) Les contraintes limite :

- **ELU : (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99).**

$$\sigma_s = \frac{F}{\gamma_s \cdot e}$$

Avec :

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

- **ELS : (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99).**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91 (modifiées 99), on distingue trois cas de fissurations :

Fissuration peu nuisible : (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99).

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'y a pas de vérifications à effectuer. $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99).

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[2/3 f_e, \text{Max}(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})] \text{ MPa}$$

Avec:

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

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

η : coefficient de fissuration telque :

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ Pour les aciers hauts adhérences.

$\eta = 1,3$ pour les treillis soudés.

Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99).

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, brouillards salins, ...).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}}] \text{ Mpa}$$

3) Diagrammes des contraintes-déformations de l'acier:

(Art A.2.2.2 BAEL 91 modifiées 99).

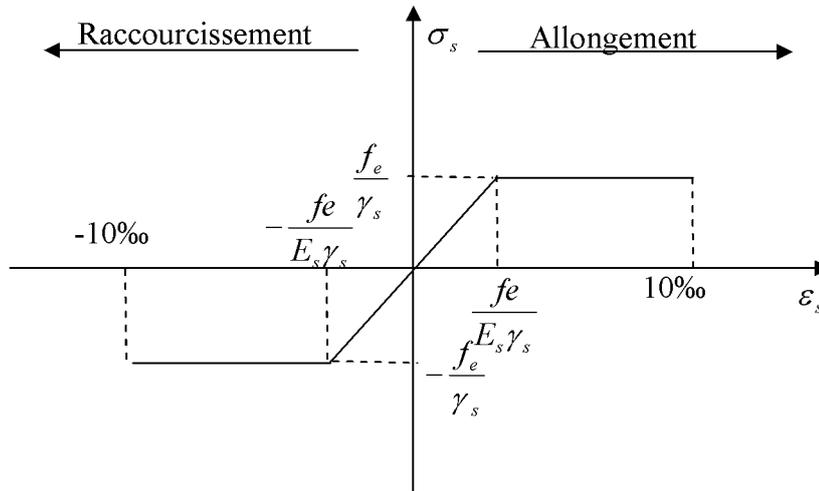


Fig I-3 : diagramme contrainte déformation.

4) Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes : **(Art A.7.1 BAEL 91 modifiées 99).**

- $c \geq 5\text{cm}$: Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- $c \geq 3\text{cm}$: Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- $c \geq 1\text{cm}$: Pour les parois situées dans un local couvert et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure

II-1) pré dimensionnement des éléments :**II-1-1) les planchers :**

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages d'une construction. Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux différents éléments de contreventement.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

1) plancher à corps creux :

ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

La hauteur de plancher est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L \max}{22,5}$$

L max: portée maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

On a $L \max = 4,50\text{m}$

$ht = 4,50/22,5 = 0,187\text{m}$

On opte pour un plancher de **ht = 20cm**

Soit un plancher de (16 + 4), corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur comme l'indique la figure ci-dessous. Le même raisonnement reste, bien sûr, valable pour tous les autres planchers.

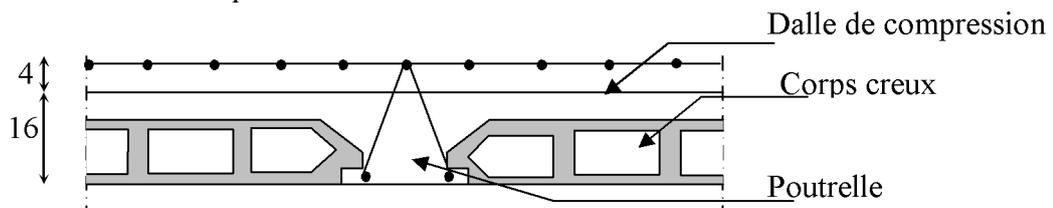


Fig II-1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II-1-2) les poutres :

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L / 15 \leq ht \leq L / 10$$

$$0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht$$

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ ht \geq 30\text{cm} \\ ht / b \leq 4 \end{array} \right\}$$

L : la plus grande portée libre dans le sens considérée.

1) Poutres principales :

Les poutres principales servent comme appuis aux poutrelles.

$$\text{Sachant que } L = 450 - 30 = 420\text{cm}$$

$$420 / 15 \leq ht \leq 420 / 10 \quad \text{ce qui donne } 28 \leq ht \leq 42$$

$$\text{On prend } ht = 40\text{cm}$$

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 ht = 16\text{cm}$$

$$0,7 ht = 28\text{cm}$$

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

$$ht/b = 40/30 = 1,33 \leq 4$$

2) Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par :

$$L = 395 - 30 = 365\text{cm}$$

$$365 / 15 \leq ht \leq 365 / 10 \quad \text{ce qui donne } 24,33 \leq ht \leq 36,5$$

$$\text{On prend } ht = 35\text{cm}$$

La largeur b sera donc :

$$0,4 ht = 14\text{cm}$$

$$0,7 ht = 24,5\text{cm}$$

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

$$\text{On prend: } b = 30\text{cm.}$$

$$ht/b = 35/30 = 1,16 \leq 4$$

Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales (30x 40) cm²
- poutres secondaires (30x 35) cm²

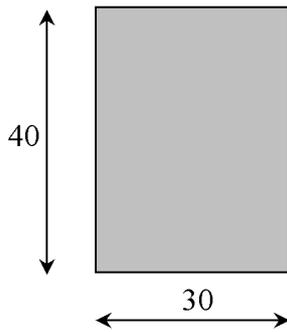


Fig II- 2 : Dimensions de la poutre principale

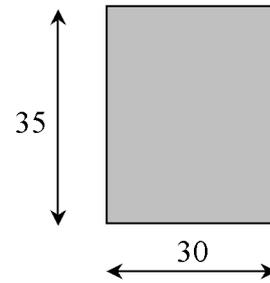


Fig II-3 : Dimensions de la poutre secondaire

II-1-3) Voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales.

Le pré dimensionnement se fera conformément selon le **RPA99 (modifié 2003) à l'Article**

7.7.1, Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4e_p$.

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

Avec e_p : épaisseur des voiles.

L : largeur minimale des voiles.

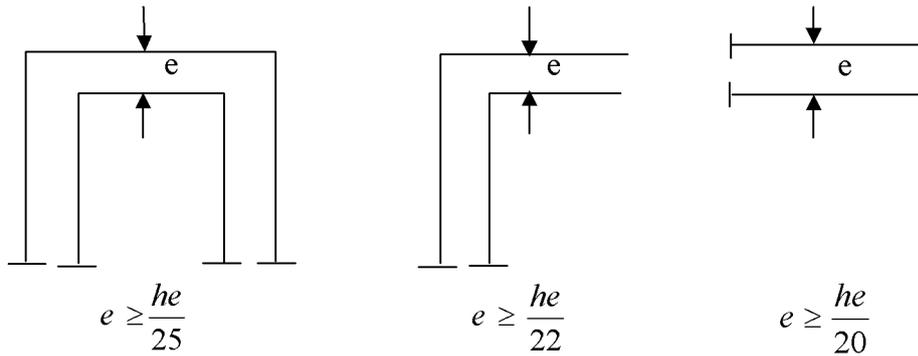
$$e_p \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = h_{\max} = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$

$$4e = 80 \text{ cm} \quad \text{soit : } l_{\min} = 200 \text{ cm} \geq 4e \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$



FigII-2 : coupe des voiles en plan

II-1-4) les poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section (rectangulaire, carré,...).

Le dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le poteau est dimensionné à l'ELS, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal

$$N_s = G + Q.$$

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$$

S : section du poteau.

N_s : effort normal (calculé par la descente de charge).

σ_b : Contrainte admissible du béton à la compression.

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

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement (DTR B.C.2-2).

II-2-1) Charges permanentes :

➤ **charpente :**

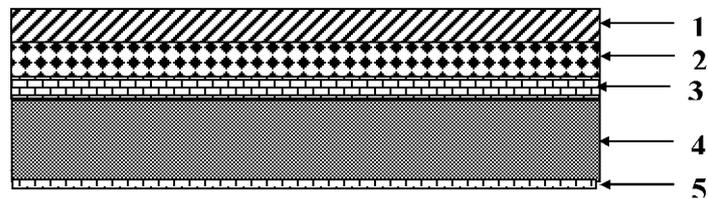
- Tuiles mécaniques à emboîtement (litesaux compris) =0,40KN/m²
 - Pannes =0,80 KN/m²
 - Chevrons =0,80 KN/m²
-
- G_T** =2 ,00 KN/m²

Murs pignons : 0 ,9 KN/m²

➤ Plancher de terrasse (dalle pleine):

➤ Tableau II-1

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
				G = 5,39

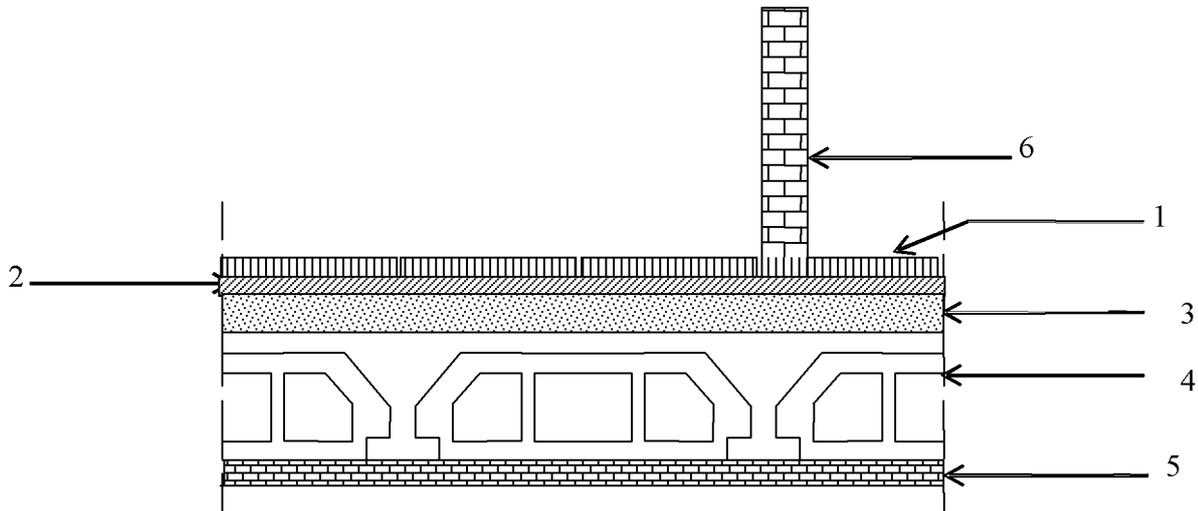


FigII-3 : coupe verticale du plancher terrasse

➤ Plancher d'étage courant (corps creux):

Tableau II-2 :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons de séparation interne	0,1	12	1,20
				G = 5,40



FigII-4 : coupe verticale du plancher à corps creux

➤ Les dalles pleines (balcons) :

Tableau II-3 :

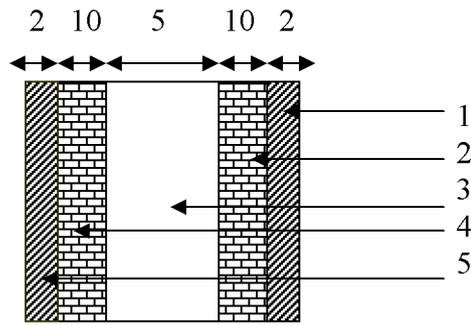
N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
				G = 5,39

➤ Maçonnerie :

• Murs extérieurs :

Tableau II-4:

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	12	1,2
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	12	1,2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 3,04



FigII-5 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

➤ L'acrotère :

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

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,10 \times 0,10) - \frac{0,03 \times 0,10}{2}$$

$$S = 0,0685 \text{m}^2$$

$$G = \rho \times S$$

$$G = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{KN/m}$$

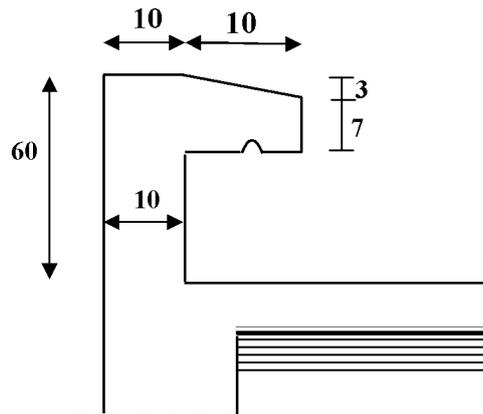


Fig-II-6 : Coupe verticale de l'acrotère.

II-2-2) Surcharges d'exploitations :

Toiture : 1 KN/m²

L'acrotère: 1 KN/m²

Plancher courant : 1,5 KN/m²

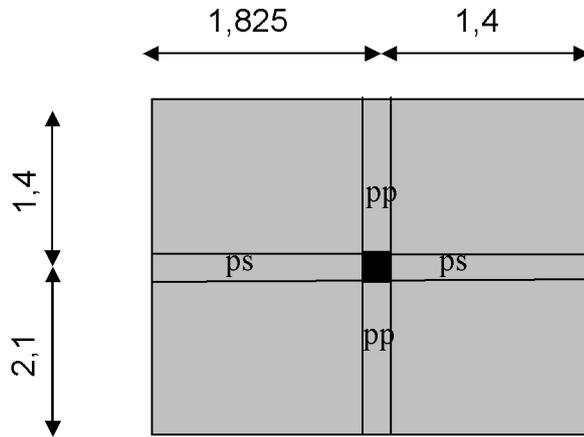
L'escalier: 2, 5 KN/m²

Balcon: 3, 5 KN/m²

II-3) Détermination de N_s par la descente des charges:

- Localisation du poteau le plus sollicité :

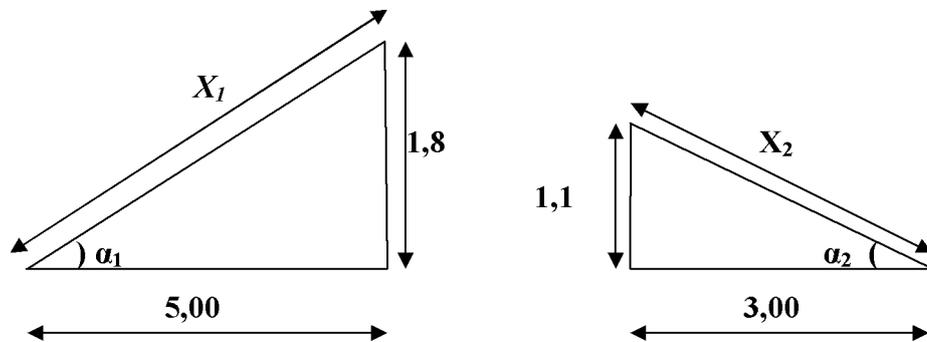
Le poteau le plus sollicité est celui du rez-de-chaussée correspondant au croisement des portiques «C» et « 2 » comme le montre la figure ci-après.



FigII-7: surface revenant au poteau C2

1 Calcul de la surface revenant au poteau(B3) :

- a) La toiture:



- Calcul de α :

$$\text{Tg}\alpha_1 = 1,8 / 5,00 = 0,36 \text{ ce qui donne } \alpha_1 = 20,30^\circ$$

$$\text{Tg}\alpha_2 = 1,1 / 3,00 = 0,37 \text{ ce qui donne } \alpha_2 = 20,30^\circ$$

- Calcul de X_1, X_2 :

$$X_1 = \frac{5,00}{\cos \alpha_1} = 5,31 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{3,00}{\cos \alpha_2} = 3,20 \text{ m}$$

- Calcul de la surface de la toiture inclinée St :

$$St_1 = X_1(1,825+1,4 / 2) = 5,31 \times 1,61 = 8,56 \text{m}^2$$

$$St_2 = X_2 (1,825+1,4 / 2) = 3,20 \times 1,61 = 5,16 \text{m}^2$$

$$St = 8,56 + 5,16 = 13,72 \text{m}^2$$

b) Plancher de l'Etage courant :

$$S_{\text{Plancher}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1,4 \times 1,825) + (1,4 \times 1,4) + (2,1 \times 1,825) + (2,1 \times 1,4) \\ = 2,55 + 1,96 + 3,83 + 2,94 = 11,28 \text{m}^2$$

2. détermination des différents poids par niveau :

- **Niveau VII:**

- **Toiture :**

$$G_{\text{Toiture}} : (2,00 \times 13,72) = 27,44 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteaux}} : (0,3 \times 0,3) \times 2,25 \times 25 = 5,06 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutres}} : [(0,25 \times 0,25)(5,31) + (0,25 \times 0,25).(3,95)] \times 25 = 14,47 \text{ KN}$$

d'où:

$$G_T = 46,97 \text{ KN}$$

$$Q_T = 1 \times 13,72 = 13,72 \text{ KN}$$

$$N_T = 46,97 + 13,72 = 60,69 \text{ KN}$$

- **Plancher:**

$$G_{\text{plancher}} : 4,20 \times 11,28 = 47,38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutres}} : [(0,30 \times 0,40)(3,5) + (0,35 \times 0,30).(3,22)] \times 25 = 18,9 \text{ KN}$$

$$G_p = 47,38 + 18,9 = 66,28 \text{ KN}$$

$$Q_p = 1,5 \times 11,28 = 16,92 \text{ KN}$$

d'où :

$$N_p = 66,28 + 16,92 = 83,2 \text{ KN}$$

$$N = N_p + N_T = 83,2 + 60,69 = 143,89 \text{ KN}$$

- **Niveau VI-RDC :**

$$G_{\text{plancher}} : 5,40 \times (11,28) = 60,91 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutres}} : [(0,30 \times 0,40) \times 3,5 + (0,35 \times 0,30).(3,22)] \times 25 = 18,9 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteaux}} : (0,3 \times 0,3) \times 2,86 \times 25 = 6,43 \text{ KN}$$

$$G_t = 60,91 + 18,9 + 6,43 = 86,24 \text{ KN}$$

$$Q_t = 1,5 \times 11,28 = 16,92 \text{KN}$$

d'où : $N_t = 86,24 + 16,92 = 103,16 \text{KN}$

Connaissant les différents efforts normaux revenant aux poteaux, nous déterminons la section des poteaux par la descente de charges en employant la loi de dégression des surcharges.

3) Loi de dégression des surcharges

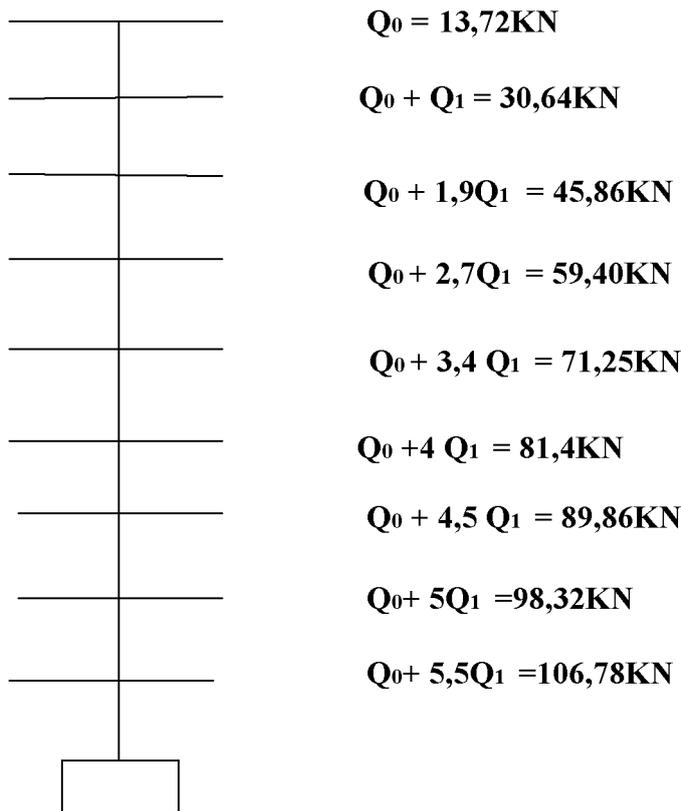
La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$$

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

- ✓ Pour le toit ou la charpente..... Q_0
- ✓ Pour le dernier étage..... Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur..... $0,9Q$
- ✓ Pour l'autre immédiatement inférieur..... $0,8Q$

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



Niveau	Charges permanentes en(KN)					Charges d'exploitation(KN)			Efforts Trancants (KN)	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids du Plancher	Poids des Poutres	Poids des Pouteau x	G	G _{cum}	Coeff	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{min}	S _{adop}
T	27,44	14,47	5,06	46,97	46,97	1	13,72	13,72	60,69	40,46	30x30
7	47,38	18,9	6,43	66,28	113,25	1	16,92	30,64	143,89	95,92	30x30
6	60,91	18,9	6,43	86,24	199,49	1,9	16,92	45,86	245,35	163,57	30x30
5	60,91	18,9	6,43	86,24	285,73	2,7	16,92	59,40	345,13	230,09	30x35
4	60,91	18,9	6,43	86,24	371,97	3,4	16,92	71,25	443,22	302,25	30x35
3	60,91	18,9	6,43	86,24	458,21	4	16,92	81,4	539,61	359,74	30x35
2	60,91	18,9	6,43	86,24	544,45	4,5	16,92	89,86	634,31	422,87	35x40
1	60,91	18,9	6,43	86,24	630,69	5	16,92	98,32	729,01	486,00	35x40
RDC	60,91	18,9	6,43	86,24	716,93	5,5	16,92	106,78	823,71	577,14	35x40

• Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{Nt}{s} = \frac{865,71}{0,14} = 6183,642 \text{KN} / \text{m}^2 = 6,18 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{(condition vérifié)}$$

• **Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)**

Poteau C₂:

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les dès de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

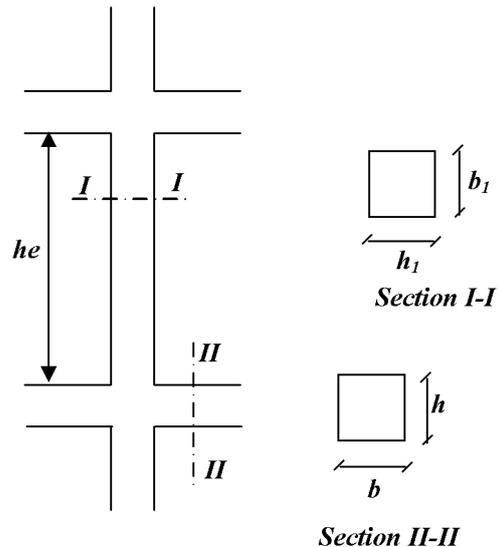
$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Poteau (35x40)

$$\min (35, 40) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\min (35, 40) = 35 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30$$

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{40} = 0,875 < 4 \quad \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées.}$$



• **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement (λ) qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement

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

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

B : Section transversale du poteau ($B = hb$)

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous suggère d'adopter,

$l_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est à ses extrémités.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

- **Application numérique :**

$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m}$ pour le poteau du RDC,

$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$ pour le poteau des étages courants.

❖ **Pour le RDC - niveaux I et II (35x40) :**

$$\lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h} = 0,7\sqrt{12} \frac{3,06}{0,40} = 18,55$$

❖ **Pour les niveaux III- IV et V (30x35) :**

$$\lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h} = 0,7\sqrt{12} \frac{3,06}{0,35} = 21,20$$

❖ **Pour les niveaux VI- VII (30x30) :**

$$\lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h} = 0,7\sqrt{12} \frac{3,06}{0,30} = 24,73$$

Toutes les valeurs de λ étant inférieures à 50, il n'y a aucun risque de flambement.

CONCLUSION

Après avoir fait les calculs nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- hauteur du plancher $h_t = 20\text{cm}$ soit un plancher de $(16 + 4) \text{ cm}$
- section des poutres principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- section des poutres secondaires $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- section des poteaux
 - RDC, I, II $\rightarrow (35 \times 40) \text{ cm}^2$
 - III, IV, V $\rightarrow (30 \times 35) \text{ cm}^2$
 - VI, VII $\rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$
- épaisseur des voiles $e = 20\text{cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

Introduction :

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

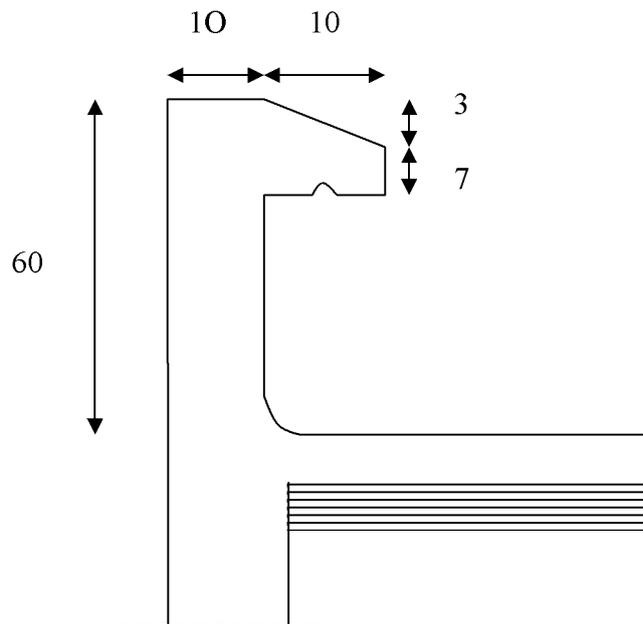
III-1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

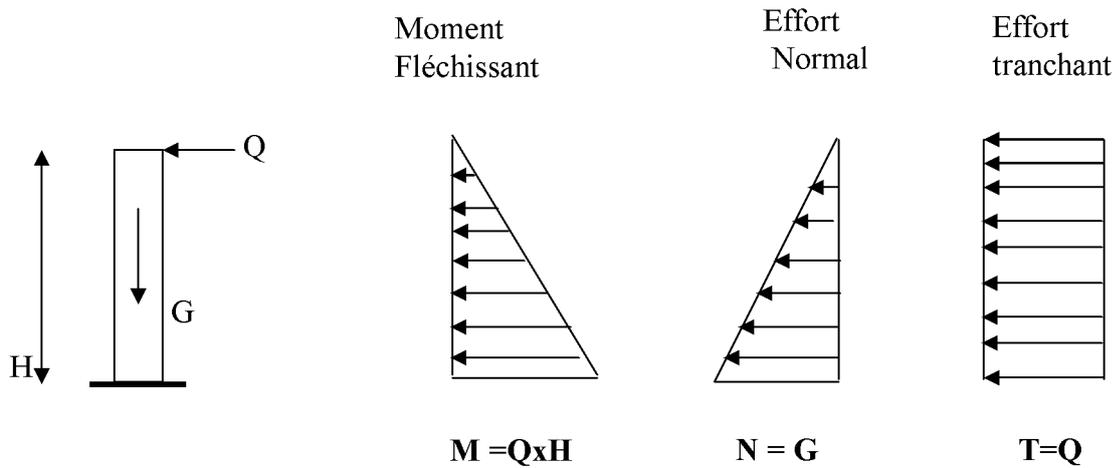
- Un effort normal G dû à son poids propre
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

Le calcul se fera pour une bande de 1ml dans la section d'encastrement.

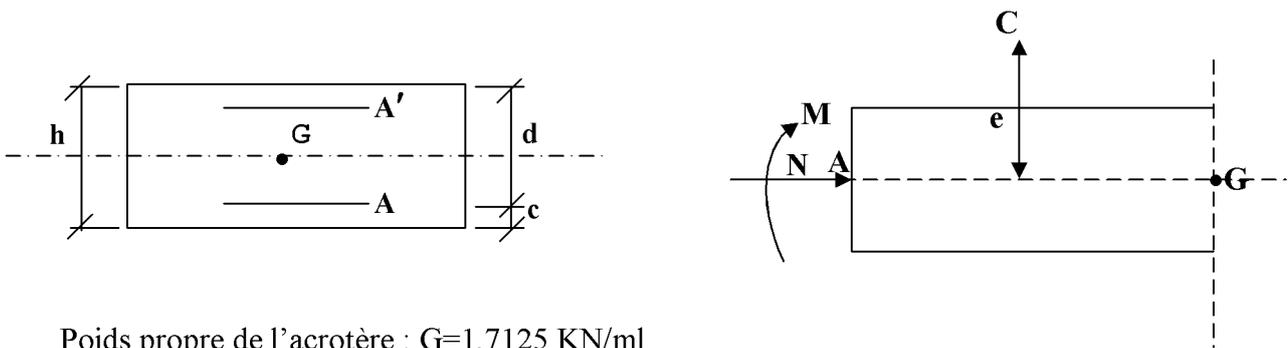
➤ Dimension de l'acrotère :

FigIII-1-1: Coupe verticale de l'acrotère

➤ Schéma statique :



III-1-1) Détermination des sollicitations :



Poids propre de l'acrotère : $G=1,7125 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN /ml}$

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

Effort tranchant : $T=Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû a la surcharge $Q : M=T \times H=Q \times 1 \text{ ml} \times H=0,60 \text{ KN m}$

III-1-2) Combinaison des charges :

• A l'ELU:

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN}$$

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

• A l'ELS:

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

$$M_s = 0,60 \text{ KNm}$$

III-1-3) Ferrailage de l'acrotère:

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

h : Epaisseur de la section = 10cm

b : largeur de la section = 100cm

c et c' : Enrobage = 2cm

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifiée à L'ELS.

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

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

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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

1) Calcul en flexion simple:

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,9 + 2,312 \times \left(0,8 - \frac{0,10}{2}\right) = 0,969 \text{ KNm}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,969 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,010$$

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

$\mu_u < \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (SSA) donc $A' = 0$

$$\mu_u = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

➤ **Armatures fictives:**

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

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

2) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

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

On prend 5HA8=2,51cm²

avec un espacement $S_t=20\text{cm}$.

3) Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité: (Art. A.4.2,1/BAEL 91) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e - 0,455d}{e - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{39 - 0,455 \times 8}{39 - 0,185 \times 8} = 0,91 \text{ cm}^2$$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A = 2,51 > A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Armatures de répartition:

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

On prend 4HA8=2,01cm²

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

b) Vérification au cisaillement :(Art. A.5.1,1/BAEL 91) :

la fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

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

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{(Condition est vérifiée).}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

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

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

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

d) Espacement des barres :

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

$$20\text{cm} < 30\text{cm} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

$$25\text{cm} < 40\text{cm} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

e)Ancrage des armatures (longueur de scellement) : (Art. A .6 .1, 23 /BAEL 91) :

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

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

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

$$l_s = \frac{f_e \Phi}{4\tau_{su}} = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{cm} \quad \text{soit } L_s = 30\text{cm}$$

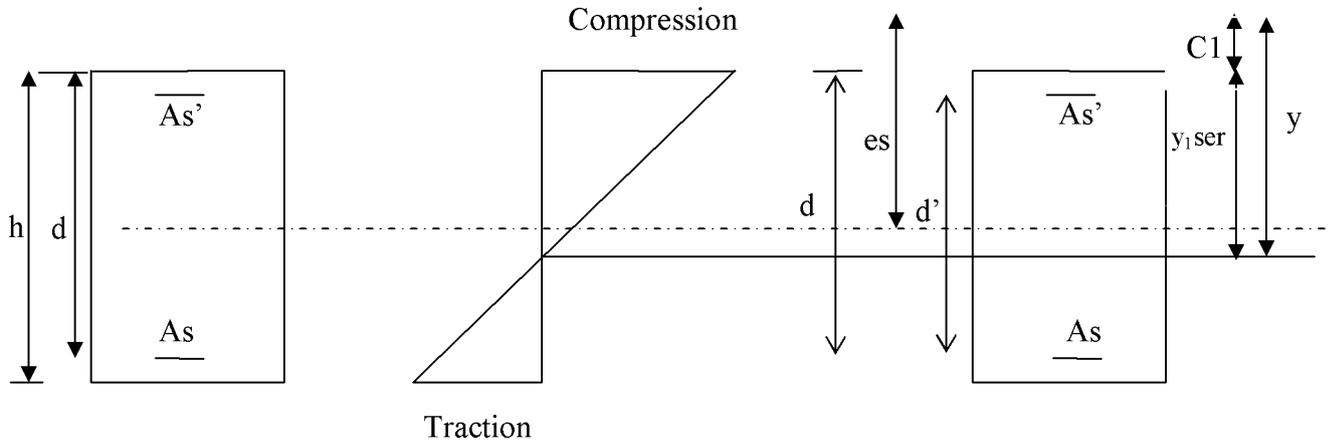
4) Vérification à l'ELS:

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

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \cdot \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

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



FigIII-1-2: Répartition des contraintes dans l'acrotère.

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

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

$$C1 = -30\text{cm}$$

En se basant sur la figure sous dessus. On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de y

$$y^3 + py + q = 0 \dots\dots\dots *$$

$$P = -3c_1^2 - 90As' \frac{c_1 - c'}{b} + 90As \frac{d - c_1}{b}$$

$$P = -3 \times (-30)^2 + 90 \cdot (2,51) \cdot \frac{(8 + 30)}{100}$$

$$P = -2614,158$$

$$q = -2c_1^3 - 90As' \frac{(c_1 - c')^2}{b} - 90As \frac{(d - c_1)^2}{b}$$

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

$$q = 50738,00$$

$$* \rightarrow y^3 - 2614,158y + 50738,00 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

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

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

• Calcul de Δ :

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

$\Delta = -1,8 \cdot 10^7 < 0 \rightarrow$ L'équation admet trois racines

$$Y_1 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{w}{3}$$

$$Y_2 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{w + 2\pi}{3}$$

$$Y_3 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{w + 4\pi}{3}$$

Avec:

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

$$w = 170,48$$

Donc:

$$Y_1 = 32,30$$

$$Y_2 = -58,94$$

$$Y_3 = 26,64$$

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

$$0 < y_{1ser} < d$$

$$y_{1ser} = y + C_1$$

$$y_{1ser}^1 = 32,30 - 30 = 2,30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{oui}$$

$$y_{1ser}^2 = -58,94 - 30 = -88,94 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{1ser}^3 = 26,64 - 30 = -3,36 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{1ser} = y_{1ser}^1 = 2,30 \text{ cm}$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{1ser}^3}{3} + n \left[A(d - y_{1ser})^2 + A'(y_{1ser} - d')^2 \right]; \quad n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

$$I = \frac{100 \times 2,30^3}{3} + 15 \left[2,51(8 - 2,30)^2 \right]$$

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

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{1ser} = \frac{323,0 \times 1,7125 \times 10^3}{1628,82 \times 10^4} \times 2,30 \times 10 = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

b) Vérification de la contrainte dans l'acier :

- $\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ (déjà calculée)
- $\sigma_s = 15 \times \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{1ser}) = 15 \times \frac{323,0 \times 1,7125 \times 10^3}{1628,82 \times 10^4} (80 - 23) = 29,03 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 29,03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(condition vérifiée)}$

III-1-4) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A=0,15$

(RPA99, Art 4.2.3 tableau 4-1).

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

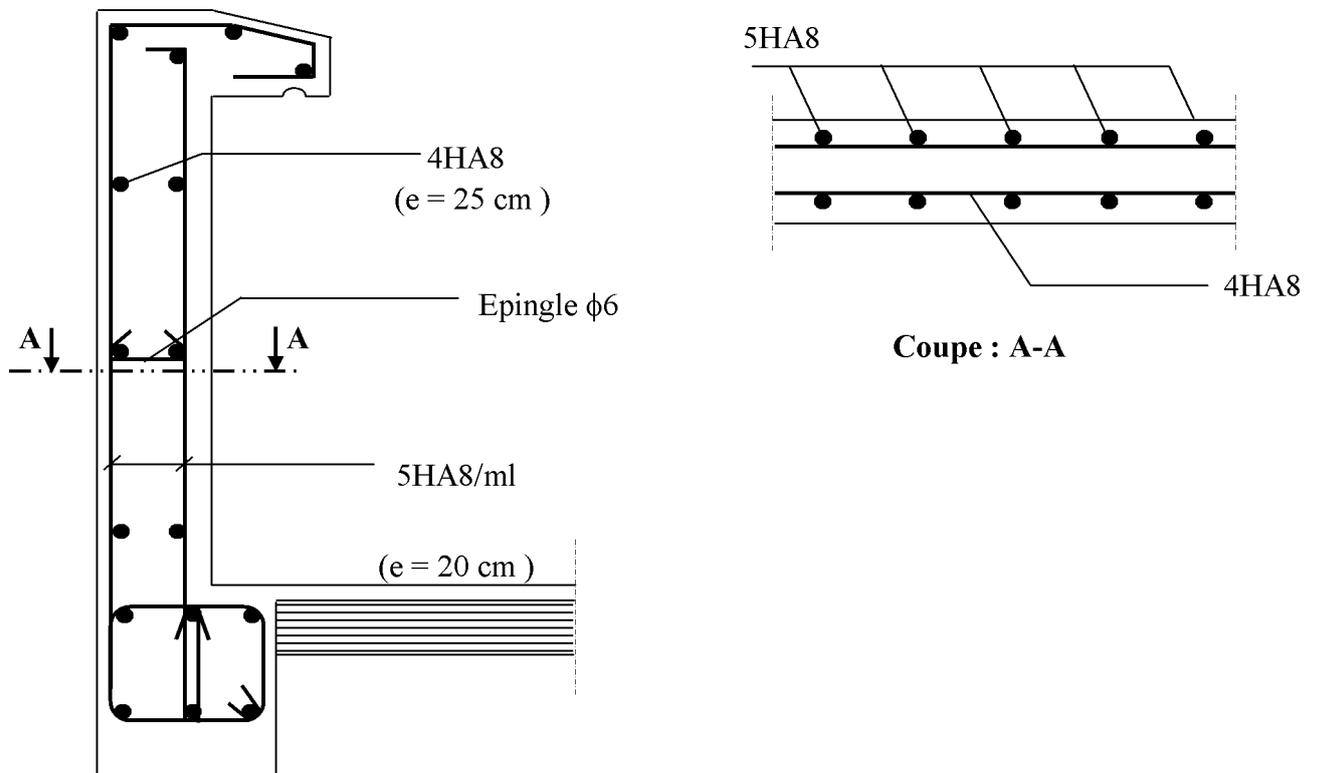
W_p : Poids de l'acrotère = 1,7125 kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$

Conclusion :

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

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.



FigIII-1-3 : Ferraillage de l'acrotère.

III-3) Les balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, avec une hauteur ($h=1,00m$) en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

$$e_p \geq \frac{115}{10} = 11,5cm$$

On prend $e_p = 15cm$

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

a) charges permanentes :

$$G_{\text{totale}} = 5,39 \text{KN/m}^2$$

b) charge du garde de corps :

✓	brique creuses (10cm)	0,1x9=0,9KN/m ²
✓	enduit extérieur (2cm)	0,02x18=0,36KN/m ²
✓	enduit intérieur (2cm)	0,02x10=0,2KN/m ²
		g=1,46KN/m²

c) surcharges d'exploitation :

Surcharge d'exploitation de la dalle **Q=3,5KN/m²**

Charge horizontale due à la main courante **q_m=1KN/m²**

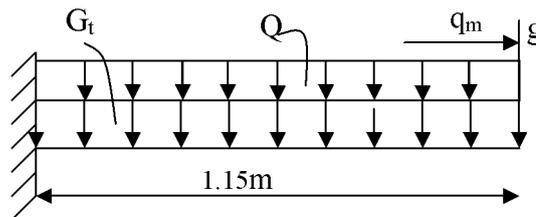


Fig III-3-1 : Schéma statique de calcul du balcon

III-3-2) Calcul à l'ELU :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de longueur. la section dangereuse est situé au niveau de l'encastrement.

1) combinaison de charge :

La dalle : $q_u = 1,35G_t + 1,5Q = (1,35 \times 5,39 + 1,5 \times 3,5) \cdot 1m = 12,530 \text{KN/ml}$

Le garde corps : $g_u = (1,35 \cdot g) = (1,35 \times 1,46) \cdot 1m = 1,97 \text{KN/ml}$

Main courante $q_{um} = (1,5 \times q_m) = (1,5 \times 1) \cdot 1m = 1,5KN/ml$

• Calcul de moment :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l + q_{um} h$$

$$M_u = \frac{12,53 \times 1,15^2}{2} + 1,97 \times 1,15 + 1,5 \times 1 = 12,05 KN.m$$

• l'effort tranchant :

$$T_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$T_u = 12,53 \times 1,15 + 1,97 = 16,379 KN$$

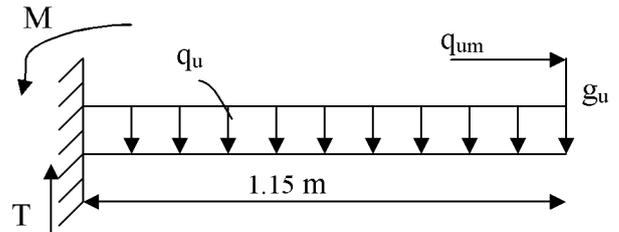


Fig III-3-2 : Schéma statique de calcul du balcon

2) calcul de la section d'armature :

Le ferrailage des balcons est déterminé en flexion simple, en considérant une section rectangulaire de hauteur $h=15cm$ et de largeur soumise à un moment de renversement « M ».

a) Armatures principal :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 \sigma_b} = \frac{12,05 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0502 < 0,392 \text{ section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,0502 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,05 \times 10^3}{0,974 \times 13 \times 348} = 2,734 cm^2$$

Soit une section de 4HA10=3,14cm², avec un espacement St=25cm

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 cm^2$$

Soit une section de 4HA8=2,01cm² avec un espacement St=25cm

III-3-3) vérifications à l'ELU :

a) vérification de la condition de non fragilité (ArtA 4.2, 1/BAEL 91) :

$$A_{min} = 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 cm^2$$

$$A_s = 3,14 cm^2 > A_{min} = 1,57 cm^2 \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

b) vérification au cisaillement (ArtA 5.1, 1/BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{16,379 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,126 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = 0,126 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) vérification de l'adhérence des barres (ArtA6.1, 3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,379 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,114 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,114 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

d) vérification Ancrage des barre (langueur de scellement) :

Calcul de la longueur de scellement droit des barres

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

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} \quad \text{soit } l_s = 42,328 \text{ cm}$$

e) vérification d'écartement des barres :

- armatures principales

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\} = 33 \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

- armatures de répartition

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

III-3-4) calcul à l'ELS :

- combinaison de charges :

dalle : $q_s = G + Q = 5,39 + 3,5 = 8,89 \text{ KN/ml}$

garde corps : $g_s = 1,46 \text{ KN/ml}$

Main courante $q_{sm} = 1 \text{ KN/ml}$

• **calcul de moment :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l + q_{sm} h$$

$$M_s = \frac{8,89 \times 1,15^2}{2} + 1,46 \times 1,15 + 1 \times 1 = 8,56 \text{ KN.m}$$

• **l'effort tranchant :**

$$T_s = q_s l + g_s$$

$$T_u = 8,89 \times 1,15 + 1,46 = 11,68 \text{ KN}$$

III-3-5) vérification à l'ELS :

1) vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - n A_s (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50 y^2 - 3,14 (13 - y) \cdot 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50 y^2 + 47,1 y - 612,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 353,10 \quad \Rightarrow y = 3,06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3,06^3 + 15 \times 3,14 (13 - 3,06)^2 = 5608,74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{8,56 \times 10^6}{5608,74 \times 10^4} \times 30,6 = 4,67 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

2) Vérification de la contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266,66 ; 201,63 \} \quad \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24$$

$$\beta_1 = 0,237 ; K_1 = 48,29 ; K = \frac{1}{K_1} = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 d A} = \frac{8,56 \times 10^3}{0,237 \times 13 \times 3,14} = 884,81 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 171,12 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

3) vérification de la flèche (BAEL.99/Artb6.5,2) :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{135} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,11 > \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{8,56}{20,34} = 0,42 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_c}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas tous vérifiées d'où La vérification de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

Pour une console uniformément chargée, on doit vérifier que la flèche est vérifiées :

$$f = \frac{M_s I^2}{4E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$B_0 = b \times h + n \times A = 100 \times 15 + 15 \times 3,14 = 1547,1 \text{cm}^2$$

$$S_{xx} = (b \times h) \times h/2 + 15 \times A \times d$$

$$= (100 \times 15) \times 15/2 + 15 \times 3,14 \times 13 = 11862,3 \text{cm}^3$$

On a :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{11862,3}{1547,1} = 7,66 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - v_1 = 15 - 7,66 = 7,34 \text{ cm}$$

$$I_0 = (b/3) \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (100/3) \times (7,66^3 + 7,34^3) + 15 \times 3,14 \times (7,34 - 2)^2 = 29478,32 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 29478,32 \text{ cm}^2$$

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

Avec

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho(2 + 3B_0 / B)}$$

ρ : pourcentage d'armature

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,35 \times 10^{-2}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$\rho_1 = 0,347 \rightarrow \beta_1 = 0,9084$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{11,15 \times 10^3}{0,9084 \times 13 \times 4,52} = 208,88 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 208,88 + 2,1} = 0,268$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0035(2 + 3 \times 1567,8/100)} = 0,24$$

$$I_{fv} = \frac{30087,26}{1 + 0,24 \times 0,268} = 28268,99 \text{ cm}^4$$

$$f = 0,166cm \leq \bar{f} = \frac{135}{250} = 0,54cm \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

Fig III-3-3 : ferrailage du balcon

III-6) Calcul de la charpente :

Notre bâtiment comporte deux charpentes en bois, composée de deux versants inclinés de $20,30^\circ$ pour chacune ; L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts pour chacune de ses éléments, et à la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

III-6-1) Les différents éléments de la charpente :

La charpente dans notre ouvrage contient les éléments suivants :

- ✓ Tuiles
- ✓ Liteaux
- ✓ Chevrons
- ✓ Pannes sablière, Pannes faitière, Pannes intermédiaires

III-6-2) Détermination des charges :**❖ Charges permanente :**

Poids propre des tuiles.....	0,40KN /m².
Poids propre des pannes.....	0,8KN/m².
Poids propre des chevrons	0,8KN/m²

• les charges permanentes deviennent :

$$\alpha = 20,30 \rightarrow \cos 20,30 = 0,94 \text{ et } \sin 23,92 = 0,35$$

$$\text{Poids des tuiles } G = 0,4 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 0,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des pannes et chevrons..... } G = 0,8 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 0,85 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = 1,28 \text{ KN / m}^2$$

❖ Surcharges d'exploitations :

$$Q = 1 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 1,10 \text{ KN / m}^2$$

❖ **Combinaison d'actions :**

ELU :

$$P_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,28 + 1,5 \times 1,10 = 3,38 \text{ KN/m}^2.$$

ELS:

$$P_S = G + Q = 1,28 + 1,10 = 2,38 \text{ KN/m}^2.$$

III-6-3) Calcul des pannes :

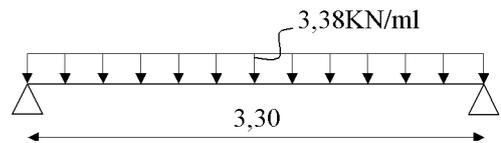
La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p .

La portée des pannes est $L_p = 3,30\text{m}$.

L'espace des pannes est égal à

$$1,2 \leq e_p \leq 1,8$$

On prend : $e_p = 1,35\text{m}$



FigIII-6-1: schéma de chargement de la panne

$$q_p = 3,38 \times 1,35 = 4,56 \text{ KN/ml}.$$

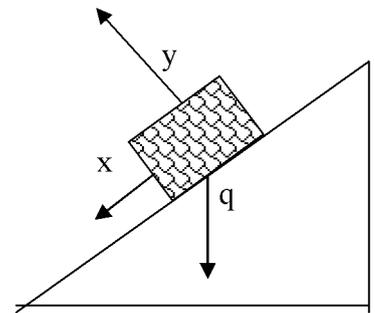
- La projection Suivant x et Y :

$$q_y = q_p \times \cos \alpha$$

$$q_y = 4,56 \times \cos 20,30 = 4,28 \text{ KN/ml}$$

$$q_x = q_p \times \sin \alpha$$

$$q_x = 4,56 \times \sin 20,30 = 1,58 \text{ KN/ml}$$



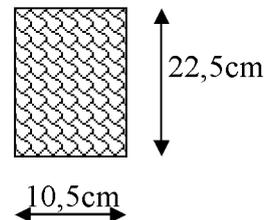
➤ **Le dimensionnement des pannes :**

Le choix de la section des pannes doit vérifier la formule suivant :

$$\frac{h}{b} < 5$$

Dans $1,00\text{m}^2$, nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections sont respectivement $(10,5 \times 22,50) \text{ cm}^2$ et $(5,50 \times 7,50) \text{ cm}^2$.

Donc : $\frac{22,5}{10,5} = 2,14 < 5.$



➤ **Vérification de contrainte admissible de bois :**

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I, et d'après les règles CB71.[5] la contrainte admissible forfaitaire σ_f dans ce bois travaillant en flexion simple est $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$.

On doit vérifier que :
$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{v}} \leq \bar{\sigma}_f$$

• **Calcul de module de résistance :**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(10,5) \times (22,5^2)}{6} = 885,94 \text{ cm}^3.$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(22,5) \times (22,5^2)}{6} = 413,44 \text{ cm}^3.$$

• **Moments de flexion :**

$$M_{fx} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 4,28 \times \frac{3,3^2}{8} = 5,83 \text{ KN.m.}$$

$$M_{fy} = q_x \times \frac{l^2}{8} = 1,58 \times \frac{(3,3)^2}{8} = 2,15 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_f = \frac{5,83 \times 10^4}{885,93} + \frac{2,15 \times 10^4}{413,44} = 117,80 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_f = 117,80 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

✓ **Vérification a la flèche :(Art4-962/CB71) :**

La valeur de la flèche admissible est fixée par les règles C13. 71 pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{l_p}{300} = \frac{330}{300} = 1,10 \text{ cm}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot l^2}{48 \cdot E_f \cdot \frac{h}{2}}$$

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 117,80 \times 330^2}{48 \times 131080,13 \times 11,25} = 0,91 \text{ cm}$$

$$f = 0,91 \text{ cm} < \bar{f}_{ad} = 1,10 \text{ cm} \longrightarrow \text{(Condition vérifié).}$$

Donc la section adoptée pour les pannes est : $(10,5 \times 22,50) \text{ cm}^2$.

III-6-4) Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges q_c ; Le chevrons est considéré comme une poutre continue appuyée sur plusieurs appuis, la section de chevron est de $(55 \times 75) \text{ mm}^2$.

L'espace entre les chevrons est égal à : $0,50\text{m}$.

La portée des chevrons dans notre cas est de $L_c = 1,35\text{m}$.

$$q_c = q_u \times e_s = 3,38 \times 0,5 = 1,69 \text{KN/ml.}$$

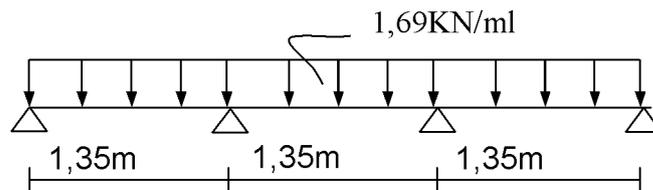


Fig III-6-2: schéma de chargement du chevron.

En tenant compte de la continuité des appuis

Moment en travée : $M_t = 0,6 M_0$.

Moment aux appuis : $M_a = 0,8 M_0$.

Avec :

$$M_0 = \frac{q \cdot l_c^2}{8} = \frac{1,69 \times 1,35^2}{8} = 0,39 \text{cm}$$

$$M_t = 0,6 \times 0,39 = 0,26 \text{KN.ml.}$$

$$M_a = 0,8 \times 0,39 = 0,312 \text{KN/ml.}$$

➤ **Vérification de contrainte admissible de bois :**

On doit vérifier que ; $\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{daN/cm}^2$

• **Calcul des modules de résistance :**

$$W = \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5,5 \times 7,5^2}{6} = 51,563 \text{cm}^2$$

En travée :

$$\sigma_{ft} = \frac{0,26 \times 10^4}{51,563} = 50,42 \text{daN/cm}^2$$

$$\sigma_{ft} = 50,42 \text{daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{daN/cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{0,312 \times 10^4}{51,563} = 60,51 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fa} = 60,51 \text{ daN/cm} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

✓ **Vérification de la flèche admissible :**

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f}_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{135}{200} = 0,675 \text{ cm.}$$

L : La portée de chevron.

La valeur réelle de la flèche :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$$E_f = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

en travée :

$$f_t = \frac{5 \times 50,42 \times 135^2}{48 \times 131080,13 \times 3,75} = 0,19 \text{ cm}$$

aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times 60,51 \times 135^2}{48 \times 131080,13 \times 3,75} = 0,23 \text{ cm}$$

$$f_t = 0,19 \text{ cm} < \bar{f}_{ad} = 0,675 \text{ cm} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

$$f_a = 0,23 \text{ cm} < \bar{f}_{ad} = 0,675 \text{ cm} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

Les valeurs des flèches réelle sont inférieures à celle de la flèche admissible, donc la section choisie est admise, soit des chevrons de section $(55 \times 75) \text{ mm}^2$.

III-6-5) Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fait comme celui des pannes

On prend pour la section des liteaux $(30 \times 40) \text{ mm}^2$.

L'espacement des liteaux est égal à 0,30m. La portée des liteaux est $L_l = 0,50 \text{ m}$.

$$q_p = 3,38 \times 0,3 = 1,014 \text{ KN/ml.}$$

La section : $q_y = q_p \times \cos \alpha$

$$q_y = 1,014 \times \cos 20,30 = 0,95 \text{ KN/ml.}$$

$$q_x = q_p \times \sin \alpha$$

$$q_x = 1,014 \times \sin 20,30 = 0,35 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Vérification des contraintes admissible de bois :**

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(3) \times (4^2)}{6} = 8\text{cm}^3.$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^3}{6} = \frac{(4) \times (3^2)}{6} = 6\text{cm}^3.$$

• **Moments de flexion :**

$$M_{fx} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 0,95 \times \frac{0,5^2}{8} = 0,029\text{KN.m.}$$

$$M_{fy} = q_x \times \frac{l^2}{8} = 0,35 \times \frac{(0,5)^2}{8} = 0,011\text{KN.m.}$$

$$\sigma_f = \frac{0,029 \times 10^4}{8} + \frac{0,011 \times 10^4}{6} = 54,58\text{daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 54,58\text{daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142\text{daN/cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

✓ **Vérification à la flèche :**

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71 pour les pannes est donnée par :

$$f_{ad} = \frac{50}{200} = 0,25\text{cm.}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000\sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000\sqrt{142} = 131080,13\text{daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 54,58 \times 50^2}{48 \times 131080,1 \times 2} = 0,054\text{cm}$$

$$f = 0,054\text{cm} < \bar{f}_{ad} = 0,25\text{cm} \longrightarrow \text{(Condition vérifié).}$$

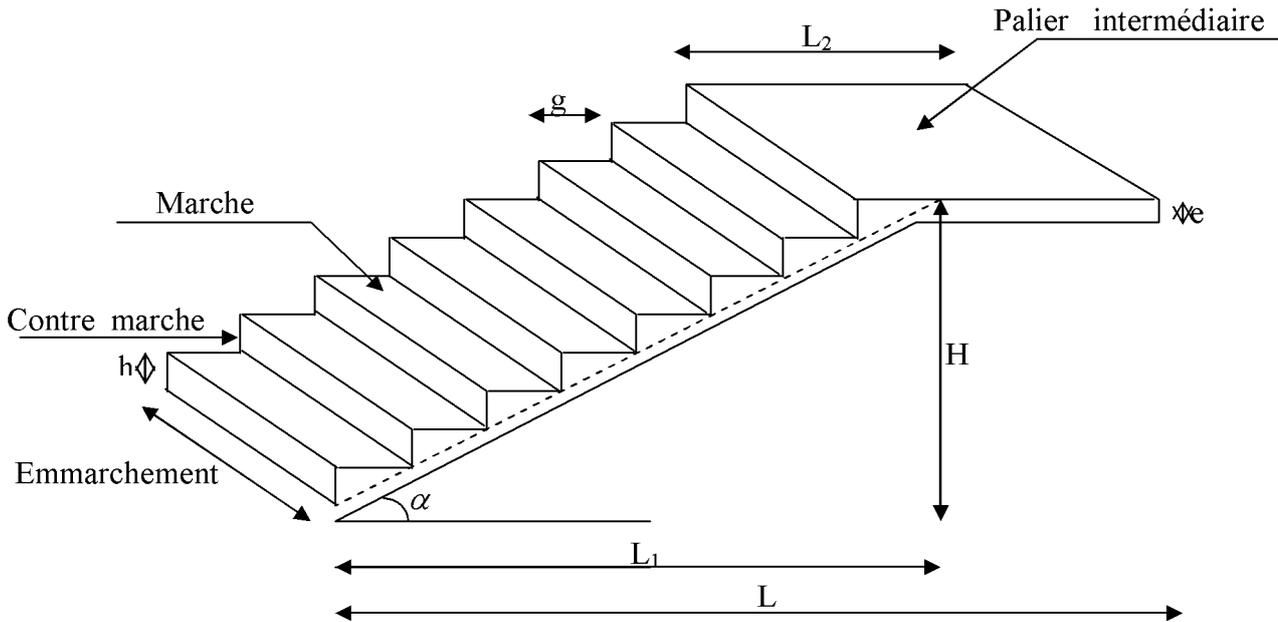
Donc en garde les dimensions : (30x40) mm²

III-4) Calcul des l'escalier :

Introduction :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier



FigIII-4-1 : terminologie de l'escalier

Notations utilisées :

- g** : giron.
- h** : hauteur de la contre marche.
- ep** : épaisseur de la paillasse.
- H** : hauteur de la volée.
- L** : longueur de la volée projetée.

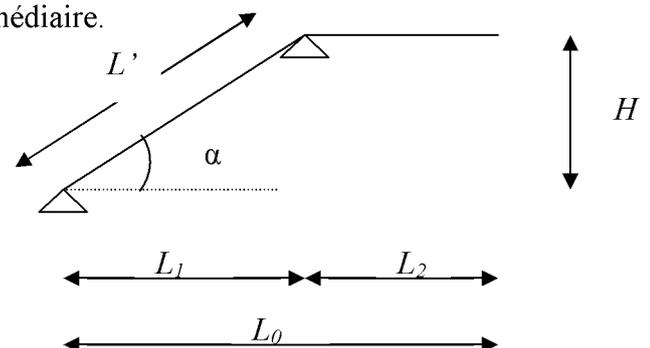
• Calcul de l'escalier de l'étage courant :

III-4-1) Pré dimensionnement :

Il comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire.

Schéma statique :

on a : $H=1,53$, $L_1=2,40$ et $L_2=1,55$



a) calcul de g et h :

$$16,5 \leq h \leq 17,5$$

On prend $h=17\text{cm}$

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marche}$$

Calcul de la hauteur de la contre marche et du giron :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad g = 30 \text{ cm}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

\Rightarrow La relation est vérifiée

III-4-2) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier. (e_p) est donnée par la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } L_0 = L_1 + L_2$$

Avec L_1 : portée de la paillasse

$$L = (n-1) g = (9-1) 30 = 240\text{cm}$$

$$L_1 = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2,40^2 + 1,53^2} = 2,84\text{m}$$

$$L_0 = 2,84 + 1,55 = 4,39\text{m}$$

$$\frac{439}{30} \leq e_p \leq \frac{439}{20} \Rightarrow 14,63 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,95\text{cm}$$

$$\text{Soit : } e_p = 18\text{cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 0,63 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32,51$$

$$\cos \alpha = 0,843$$

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 18\text{cm}$

III-4-3) Détermination des sollicitations de calcul :

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

a) Charges et surcharges :

- **le palier :**

- Poids propre de la pailleasse	$25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids du Revêtement +enduit	$0,44 \times 4 = 1,76 \text{ KN/m}^2$
- Poids des gardes corps	$0,2 \text{ KN/m}^2$
Gp	$= 6,46 \text{ KN/m}^2$

- **la pailleasse :**

- Poids des marches	$22 \times 0,17/2 = 1,87 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la pailleasse	$25 \times 0,2 / \cos 32,51 = 5,93 \text{ KN/m}^2$
- Poids de carrelage scellé	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Enduit de ciment	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Poids des gardes corps	$0,2 \text{ KN/m}^2$
Gv	$= 9,76 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage de service ou d'habitation ; **Q = 2,5 KN/m²**

b) Combinaisons des charges :

E L U : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1m$

La volée : $q_{u1} = (1,35 \times 9,76 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,93 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{u2} = (1,35 \times 6,46 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,47 \text{ KN/ml}$

Charge concentrée : $q_{umur} = 1,35 \times 2,44 \times (3,06 - 0,18) = 9,5 \text{ KN/ml}$

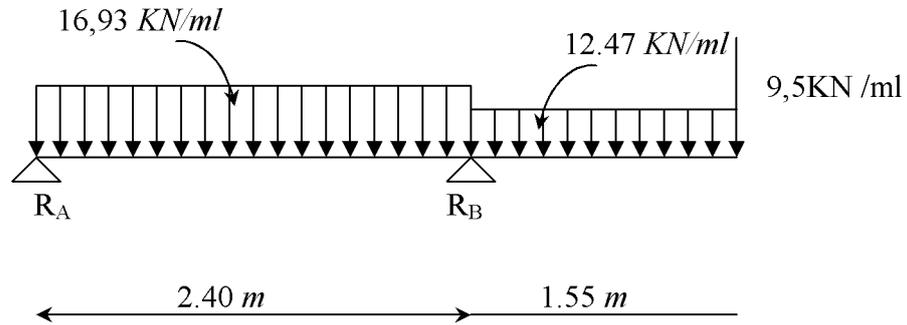
E L S : $q_s = (G + Q) \times 1m$

La volée : $q_{s1} = (9,76 + 2,5) \times 1 = 12,26 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{s2} = (6,46 + 2,5) \times 1 = 8,96 \text{ KN/ml}$

Charge concentrée : $q_{umur} = 2,44 \times (3,06 - 0,18) = 7,03 \text{ KN/ml}$

III-4-4) Calcul à l'ELU :



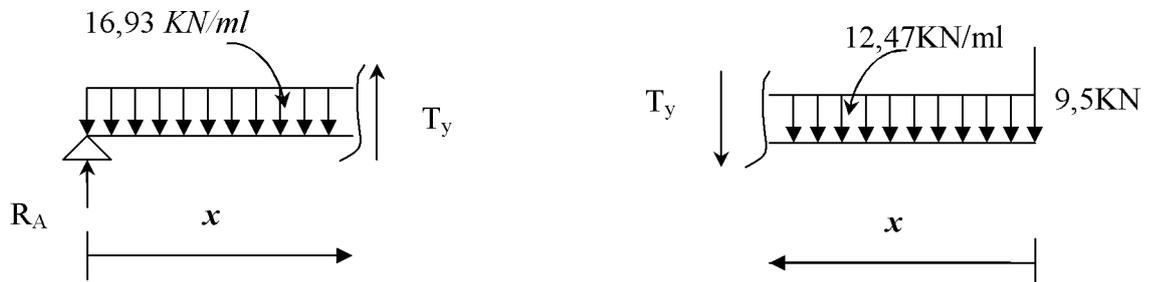
FigIII-4-2 : schéma statique d'escalier

1) Les réactions aux appuis :

$$R_A = 14,80 \text{ KN}$$

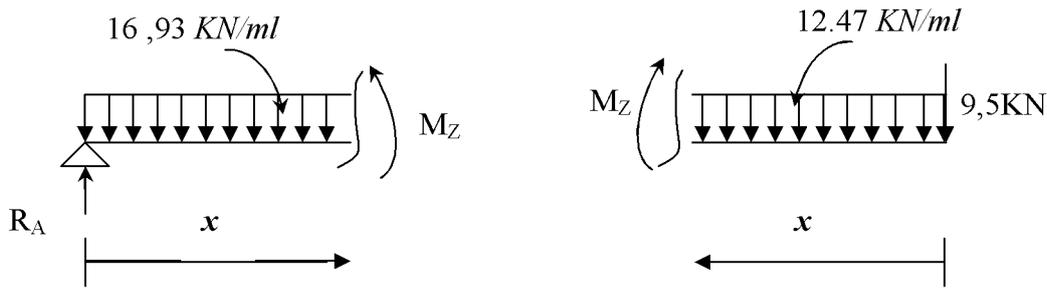
$$R_B = 54,66 \text{ KN}$$

2) Calcul des efforts tranchants et les Moments fléchissant à L'ELU :



a) Effort tranchant :

Tronçon (m)	Expression	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 2,40$	$16,93x - 14,80$	0	-14,80
		2,40	25,83
$0 \leq x \leq 1,55$	$-12,47x - 9,5$	0	-9,5
		1,55	-28,83



b) Moments fléchissant :

Tronçon(m)	Expression	X (m)	Mz (KNm)
0 ≤ x ≤ 2,40	-8,47x ² + 14,80x	0	0
		2,40	-13,27
0 ≤ x ≤ 1,55	-6,235x ² - 9,5x	0	0
		1,55	-29,70

c) Moment maximum :

Le moment Mz est maximal pour Ty = 0

$$T_y=0 \Rightarrow 16,93x - 14,38 = 0$$

$$\Rightarrow x = 0,85m$$

Donc : $M_z^{\max} = -8,47(0,85)^2 + 14,80(0,85)$

$$M_z^{\max} = 6,46KNm$$

Remarque :

Vu que les moments sur appuis sont nettement plus important que les moments en travée. Alors pour le ferrailage des sections, on utilisera le moment max sur appuis

3) diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :

A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Soit : $M_t = 0,85M_{u\max}$

$$M_a = -0,3M_{u\max}$$

Donc: $M_t = (0,85)x29,7 = 25,25KNm$

$$M_a = (-0,3)x29,7 = -8,91KNm$$

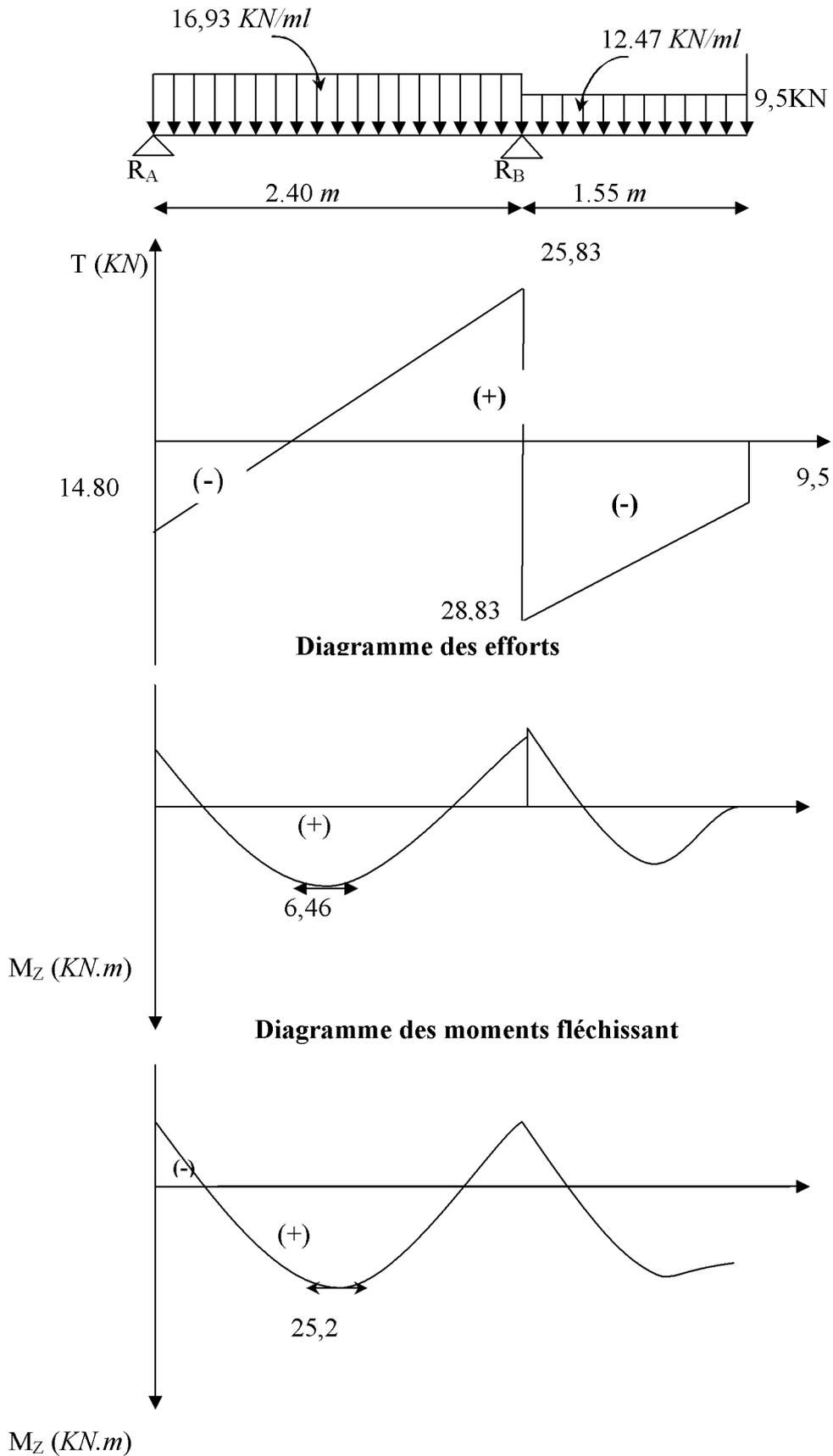


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte du semi encastrement

Figure III.4.2 : Diagrammes des efforts internes de la 1^{ère} volée à l'ELU

3) Calcul des armatures :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

a) Aux appuis :

$M_a = -8,91 \text{ kNm}$; $d = 16 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 100$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Armature principale :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{8,91 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,024$$

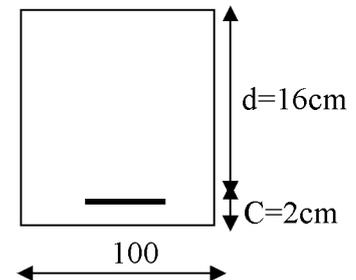
$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{8,91 \times 10^3}{0,988 \times 16 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{avec} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$



- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 25 \text{ cm}$

b) En travées :

$M_t = 25,25 \text{ kN m}$

- Armature principale :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{25,25 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,069$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$$\mu_b = 0,069 \Rightarrow \beta = 0,9645$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{25,25 \times 10^3}{0,9645 \times 16 \times 348} = 4,70 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20\text{cm}$.

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20\text{cm}$.

III-4-5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité: (Art.A.4.2,1 / BAEL91) :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,932 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

En travées : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 1,932 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

b) Espacement des barres

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

Appuis : $25\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

Travée : $20\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

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

Appuis : $25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

Travée : $20\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

c) Vérification de la contrainte d'adhérence: (Art.A.6.1,3 / BAEL91) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa. (Avec } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les HA)}$$

Appui A :

$$T_u^{\max} = 28,83 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,60 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,83 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 125,60} = 1,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

d) Vérification de l'effort tranchant: (Art.A.5.1,2 / BAEL91) :

On doit avoir : $\tau \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{28,83 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,180 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Avec } \gamma_b = 1,5)$$

$$\tau_u = 0,180 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

D'où le béton seul peut reprendre l'effort cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Ancrage des barres: (Art.A.6.1.2,1 / BAEL91) :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,61 \times 5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$L_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 35,27 \text{ cm}$$

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

$$T_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_s}$$

$$T_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 16 \times 10}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$$T_{u(\max)} = 28,83 \text{ KN} < \bar{T}_u = 960 \text{ KN} \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (Art.A.5.1, 313 / BAEL91) :

Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right] \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{400} \left[28,83 \times 10^3 + \frac{(-8,91) \times 10^6}{0,9 \times 160} \right] = -61,72 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 3,14 \geq -0,6172 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

III-4-6) Calcul des moments et efforts tranchants à L'ELS :

Les réactions aux appuis :

$$R_A = 4,09 \text{ KN}$$

$$R_B = 48,72 \text{ KN}$$

- **Combinaison de charges à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

Palier : $q_s = 6,46 + 2,5 = 8,96 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_s = 9,76 + 2,5 = 12,26 \text{ KN/ml}$

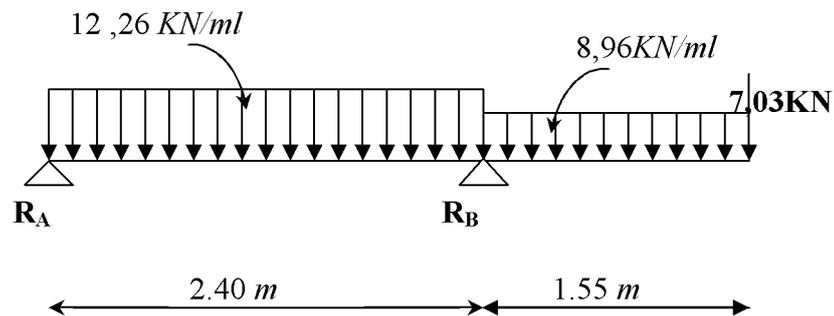


Figure III.4.3: Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELS

1) Calcul des efforts tranchants et les Moments fléchissant à L'ELS :

a) Effort tranchant:

Tronçon	Expression	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 2,4$	$12,26x - 5,69$	0	-5,69
		2,4	23,73
$0 \leq x \leq 1,55$	$-8,96x - 7,03$	0	-7,03
		1,55	-20,92

b) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	Mz (KNm)
$0 \leq x \leq 2,4$	$-6,13x^2 + 5,69x$	0	0
		2,4	-21,65
$0 \leq x \leq 1,55$	$-4,48x^2 - 7,03x$	0	0
		1,55	21,65

Le moment Mz est maximal pour Ty = 0

$$T_y = 0 \Rightarrow 12,26x - 5,69 = 0$$

$$\Rightarrow x = 0,46m$$

Donc : $M_z^{\max} = -6,13(0,46)^2 + 5,69(0,46)$

$$M_z^{\max} = 1,32KNm$$

2) diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :

A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,30 respectivement.

Soit :

$$M_a = -0,3M_{u\max}$$

$$M_t = 0,85M_{u\max}$$

Donc: $M_a = (-0,3) \times 21,65 = -6,50KNm$

$$M_t = (0,85) \times 21,65 = 18,40KNm$$

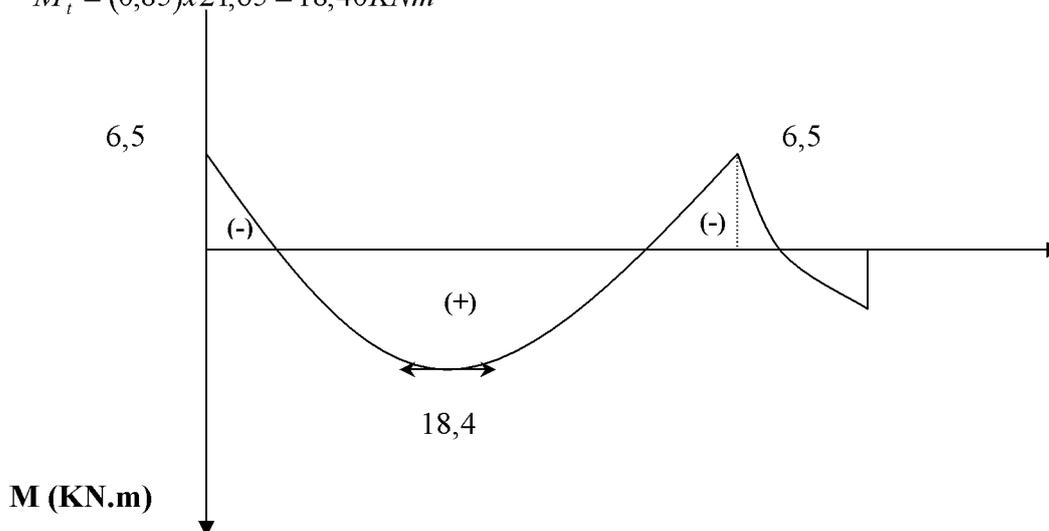


Figure III.4.4 : Diagramme des moments corrigé de la 1^{ère} volée à l'ELS

III-4-6) Vérification à L'ELS :

a) L'état limite à la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

•En travée :

$$M_t = 18,40 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,907 \quad \Rightarrow K_1 = 39,21$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,21} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{18,40 \times 10^6}{565 \times 0,907 \times 160} = 224,41 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 5,61 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

•Appuis :

$$M_a = -6,5 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,196$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,928 \quad \Rightarrow K_1 = 54,44$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{54,44} = 0,018$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{A_a \beta_1 d} = \frac{6,5 \times 10^6}{314 \times 0,928 \times 160} = 139,42 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 2,15 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

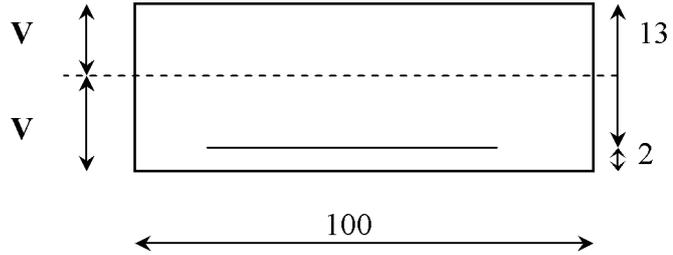
b) Etat limite de déformation : (Art.A.6.5,1 / BAEL91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0,038 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \longrightarrow \text{(Condition non Vérifiée)} \\ \frac{h}{L} = 0,038 \leq \frac{M_t^s}{10M_0} = 0,05 \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)} \\ \frac{A}{b_0 d} = 0,009 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, on passe au calcul de la flèche.

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5q_s l^4}{384.E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$



$$q_{\max} = \max(8,86 ; 12,26) = 12,26 \text{ KN/ml}$$

Avec : E_V : module de déformation longitudinale différée

$$E_V = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

B_0 : section homogène

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{16200 + (15 \times 5,65 \times 16)}{(100 \times 18) + (15 \times 5,65)} = 9,31 \text{ cm}$$

$$V_1 = 9,31 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - v_1 = 18 - 9,31 = 8,69 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \left(9,31^3 + 8,69^3 \right) \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 (8,69 - 2)^2 = 52566,06 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_0 = 52566,06 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5q_s l^4}{384.E_v I_{fv}} = \frac{5 \times 12,26 \times 3,95^4 \times 10^3}{384 \times 10818,86 \times 10^6 \times 52566,06 \times 10^{-8}} = 0,0068 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm}$$

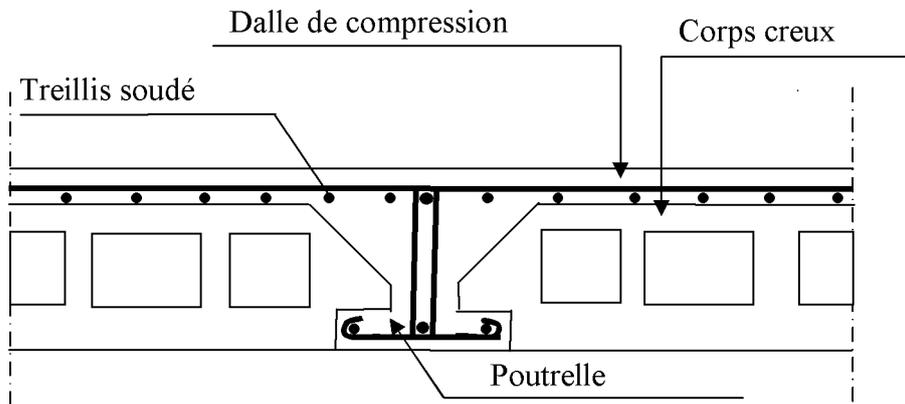
$$f = 0,0068 \text{ cm} < \bar{f} = 0,79 \text{ cm} \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

c) Etat limites d'ouverture des fissures :

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

III-2) calcul des planchers :

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



FigIII-2-1: coupe de plancher

III-2-1) calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TLE 520, avec une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa. Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

- ✓ 20cm (5pm) pour les armatures \perp aux poutrelles.
- ✓ 30cm (3pm) pour les armatures $//$ aux poutrelles.

Calcul des armatures :

a) La section d'armatures \perp aux poutrelles est :

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

L : distance entre axes des poutrelles (L = 65cm).

b) La section d'armatures $//$ aux poutrelles est :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

Application numérique :

- Armatures \perp :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Selon le tableau des armatures, On adoptera $5\varnothing 4$ avec espacement $e = 20$ cm.

- **Armatures // :**

$$A// = \frac{A \perp}{2} = 0,5 / 2 = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera 4Ø4 avec un espacement e = 25cm.

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (5x4x250x200).

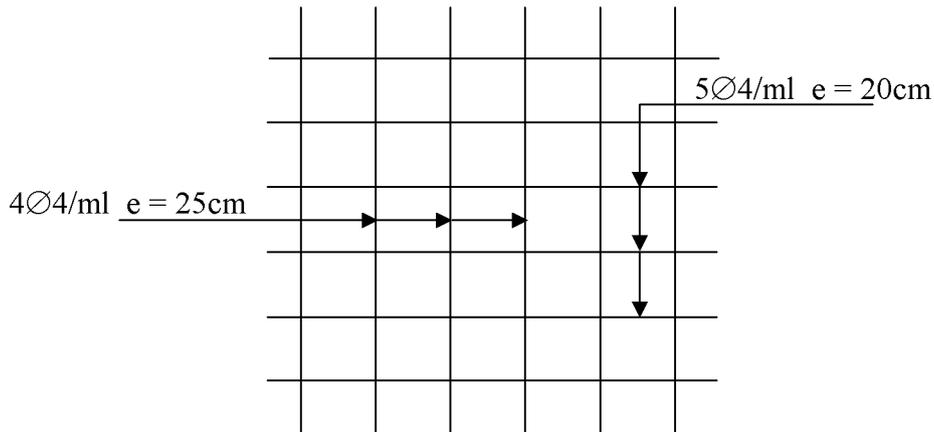


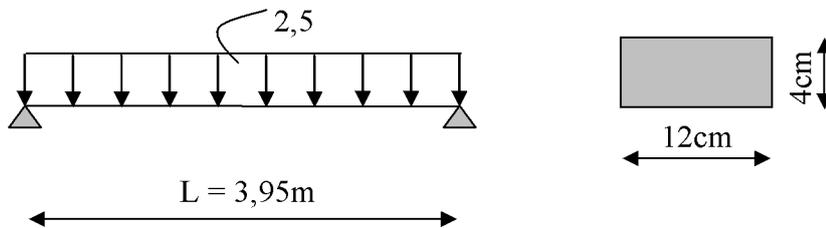
Fig III-2-2 : Schéma du treillis soudé.

III-2-2) Etude de la poutrelle :

Les poutrelles dans notre bâtiment sont préfabriquées, le calcul se fera en deux étapes, pour une bande de 1.00m ; Avant et après le coulage du béton.

1) étude des poutrelles Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses (02) extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.



FigIII-2-3 : schéma statique de la poutrelle.

a) Chargement :

- ✓ Poids propre $G=0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids de cours creux $G=0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids de la main d'œuvre $Q= 1 \text{ KN/ml}$

b) Ferrailage à l'ELU :

➤ **La combinaison de charge :**

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

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,50 \times 3,95^2}{8} = 4,88 \text{ KN.m}$$

➤ **L'effort tranchant:**

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,50 \times 3,95}{2} = 4,94 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,88}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^3} = 7,17$$

$\mu_u > \mu_l = 0,392$ La section est doublement armée (SDA).

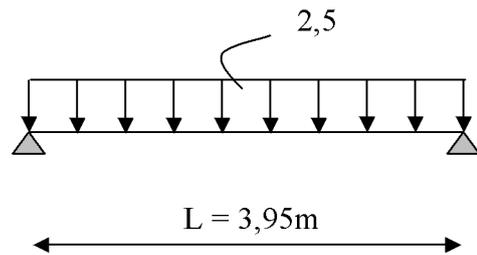
Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires qu'elles lui sont appliquées pour soulager la poutrelle à supporter les charges.

2) étude des poutrelles après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher pour déterminer les moments en travées, aux appuis et les efforts tranchants, le B.A.E.L 91 propose deux méthodes de calcul usuelles qui sont :

-La méthode forfaitaire.



FigIII-2-4 : schéma statique de la poutrelle.

-La méthode des trois moments.

a) Charges et surcharges :

Poids propre du plancher : $G=5,40 \times 0,65 = 3,510 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation $Q=1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

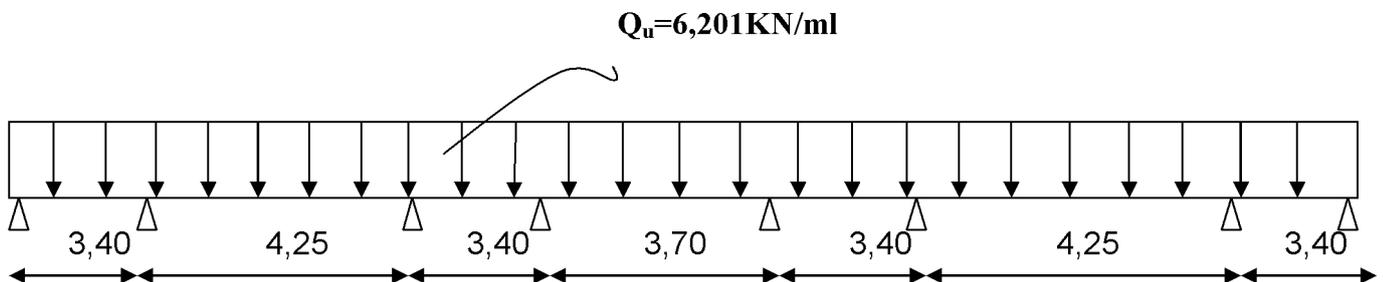
b) Combinaison de charges :

- l'ELU :

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

$$= (1,35 \times 3,51) + (1,5 \times 0,975) = 6,201 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 6,201 \text{ KN/ml}$$

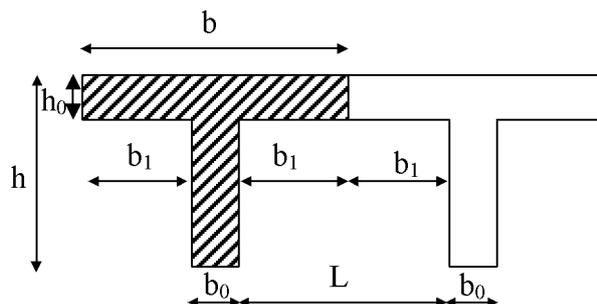


c) Détermination des dimensions de la section en T :

- Hauteur de la section $h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$
- Épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$
- Enrobage $C = 2 \text{ cm}$

b : la largeur de la table de compression.

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus :



FigIII-2-6 : Dimension de la section en T

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2}$$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$b_1 = \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 \quad \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

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

d) Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants:

1) Choix de la méthode de calcul :

• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

la valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

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

$$2G = 2 \times 3,51 = 7,02 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow 0,975 \text{ KN/ml} \leq \max(7,02 \text{ KN/ml}, 3,25 \text{ KN/ml}) \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ La fissuration est non préjudiciable (bâtiment à usage d'habitation)

—————> (Condition vérifiée).

➤ La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées.

—————> (Condition vérifiée).

➤ Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées.

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

$$3,70 / 3,40 = 1,08 \text{ m}$$

$$3,40 / 4,25 = 0,8 \text{ m}$$

$$4,25 / 3,40 = 1,25 \text{ m}$$

$$0,8 \leq (0,8 ; 1,25) \leq 1,25 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

Conclusion :

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

2) Application de la méthode forfaitaire :

➤ Exposition de la méthode :

le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment

fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

- α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérée.

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

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

- M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ($M_0 = \frac{ql^2}{8}$)
- M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur l'appui de gauche et de droite de la travée considérée. M_t : moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

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

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

- 4) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaires doit être au moins égale à :
 - a) $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
 - b) $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
 - c) $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

➤ **Calcul des coefficients :**

Application numérique :

$$\alpha = \frac{0,975}{3,51 + 0,975} = 0,22 < \frac{2}{3}$$

$$1+0,3\alpha = 1,066$$

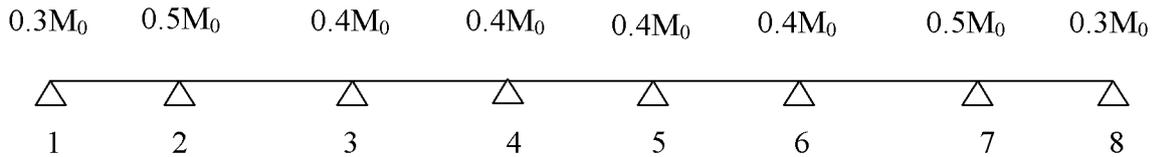
$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,533$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,633$$

Les valeurs de M_w , M_e , M_t doivent vérifiées les conditions suivantes :

- travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$

- travée de rive : $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$



➤ Calcul des moments isostatique :

• Calcul à l'E.L.U :

Travées (1-2) :

$$M_{01} = \frac{q_u l_{1-2}^2}{8} = \frac{6,201 \times 3,40^2}{8} = 8,96 \text{KN.m}$$

Travées (2-3) :

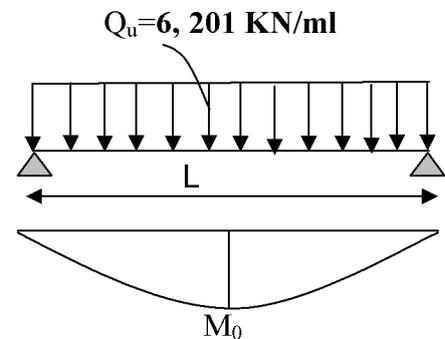
$$M_{02} = \frac{q_u l_{2-3}^2}{8} = \frac{6,201 \times 4,25^2}{8} = 14,00 \text{KN.m}$$

Travées (3-4) :

$$M_{03} = \frac{q_u l_{3-4}^2}{8} = \frac{6,201 \times 3,40^2}{8} = 8,96 \text{KN.m}$$

Travées (4-5) :

$$M_{04} = \frac{q_u l_{4-5}^2}{8} = \frac{6,201 \times 3,70^2}{8} = 10,61 \text{KN.m}$$



FigIII-2-7 : Schéma moments isostatique

Travées (5-6)

$$M_{05} = \frac{q_u l_{5-6}^2}{8} = \frac{6,201 \times 3,40^2}{8} = 8,96 \text{KN.m}$$

Travées (6-7)

$$M_{06} = \frac{q_u l_{6-7}^2}{8} = \frac{6,201 \times 4,25^2}{8} = 14,00 \text{KN.m}$$

Travées (7-8)

$$M_{07} = \frac{q_u l_{7-8}^2}{8} = \frac{6,201 \times 3,40^2}{8} = 8,96 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

• **Calcul à l'E.L.U :**

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 8,96 = 2,67 \text{KN.m}$$

$$M_2 = \max (0,5 M_{01}, 0,5 M_{02}) = 7,00 \text{KN.m}$$

$$M_3 = \max (0,4 M_{02}, 0,4 M_{03}) = 5,60 \text{KN.m}$$

$$M_4 = \max (0,4 M_{03}, 0,4 M_{04}) = 4,244 \text{KN.m}$$

$$M_5 = \max (0,4 M_{04}, 0,4 M_{05}) = 4,244 \text{KN.m}$$

$$M_6 = \max (0,4 M_{05}, 0,4 M_{06}) = 5,60 \text{KN.m}$$

$$M_7 = \max (0,5 M_{06}, 0,5 M_{07}) = 7,00 \text{KN.m}$$

$$M_8 = 0,3 \times M_{07} = 0,3 \times 8,96 = 2,67 \text{KN.m}$$

➤ **Moments fléchissant en travée :**

▪ **Etude des travées (1-2), (travée de rive) :**

$$M_t^{1-2} \geq \max [1,05 M_{01}; (1 + 0,3\alpha) M_{01}] - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,066 > 1,05 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{12} \geq -\frac{2,67 + 7,00}{2} + (1,066)8,96 = 4,71 \text{KNm}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,633 \times 8,96 = 5,67 \text{KNm}$$

On prend: $M_t^{12} = 5,67 \text{KN.m}$

▪ Etude de la travée 2-3 (travée intermédiaire) :

$$M_t^{2-3} \geq \max [1,05 M_{02}; (1 + 0,3\alpha) M_{02}] - \frac{M_2 + M_3}{2}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,066 > 1,05 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{23} \geq -\frac{7,00 + 5,60}{2} + (1,066)14 = 8,624 \text{KNm}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,533 \times 14,00 = 7,462 \text{KNm}$$

On prend:

$$M_t^{23} = 8,624 \text{KN.m}$$

▪ Etude de la travée 3-4 (travée intermédiaire) :

$$M_t^{3-4} \geq \max [1,05 M_{03}; (1 + 0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_2 + M_3}{2}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,066 > 1,05 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{3-4} \geq -\frac{4,244 + 5,60}{2} + (1,066)8,96 = 4,63 \text{KNm}$$

$$M_t^{3-4} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,533 \times 8,96 = 4,78 \text{KNm}$$

On prend:

$$M_t^{3-4} = 4,78 \text{KN.m}$$

- Etude de la travée 4-5 (travée intermédiaire) :

$$M_t^{4-5} \geq \max [1,05 M_{04}; (1+0,3\alpha) M_{04}] - \frac{M_4 + M_5}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,066 > 1,05 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{4-5} \geq -\frac{4,244 + 4,244}{2} + (1,066)10,61 = 7,06 \text{ KNm}$$

$$M_t^{4-5} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,533 \times 10,61 = 5,66 \text{ KN}$$

On prend:

$$M_t^{4-5} = 7,06 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée 5-6 (travée intermédiaire) :

$$M_t^{5-6} \geq \max [1,05 M_{05}; (1+0,3\alpha) M_{05}] - \frac{M_5 + M_6}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,066 > 1,05 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{5-6} \geq -\frac{4,244 + 5,60}{2} + (1,066)8,96 = 4,63 \text{ KNm}$$

$$M_t^{5-6} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,533 \times 8,96 = 4,78 \text{ KN}$$

On prend:

$$M_t^{5-6} = 4,78 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée 6-7 (travée intermédiaire) :

$$M_t^{6-7} \geq \max [1,05 M_{06}; (1+0,3\alpha) M_{06}] - \frac{M_6 + M_7}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,066 > 1,05 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{6-7} \geq -\frac{5,60 + 7}{2} + (1,066)14 = 8,62 \text{ KNm}$$

$$M_t^{5-6} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{06} = 0,533 \times 14 = 7,462 \text{ KN}$$

On prend:

$$M_t^{6-7} = 8,62 \text{ KN.m}$$

▪ Etude des travées (7-8), (travée de rive) :

$$M_t^{7-8} \geq \max \left[1,05 M_{07}; (1+0,3\alpha) M_{07} \right] - \frac{M_7 + M_8}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,066 > 1,05 \longrightarrow \text{OK}$$

$$M_t^{7-8} \geq -\frac{7,00 + 2,67}{2} + (1,066)8,96 = 4,72 \text{ KNm}$$

$$M_t^{7-8} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{07} = 0,633 \times 8,96 = 5,67 \text{ KNm}$$

On prend: $M_t^{7-8} = 5,67 \text{ KN.m}$

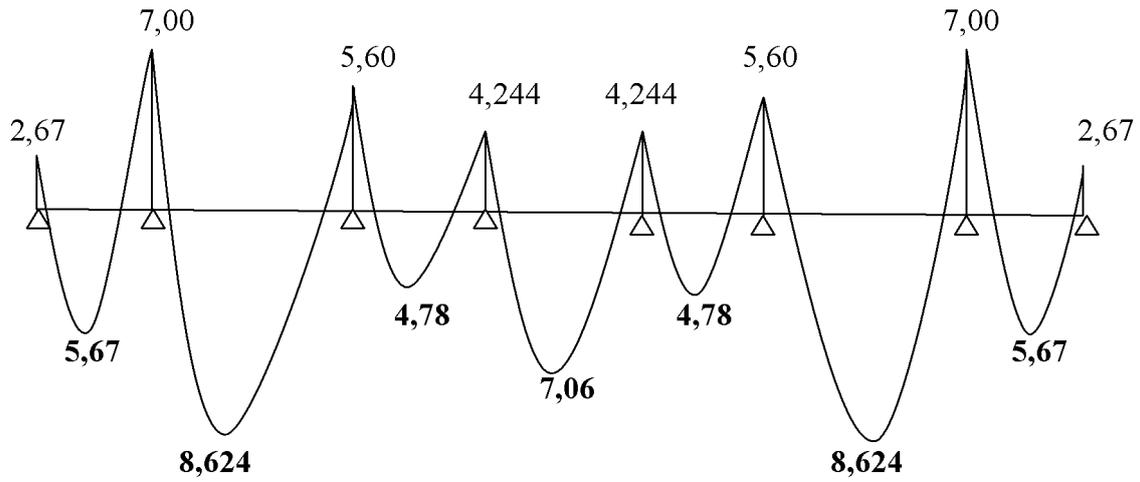
➤ calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

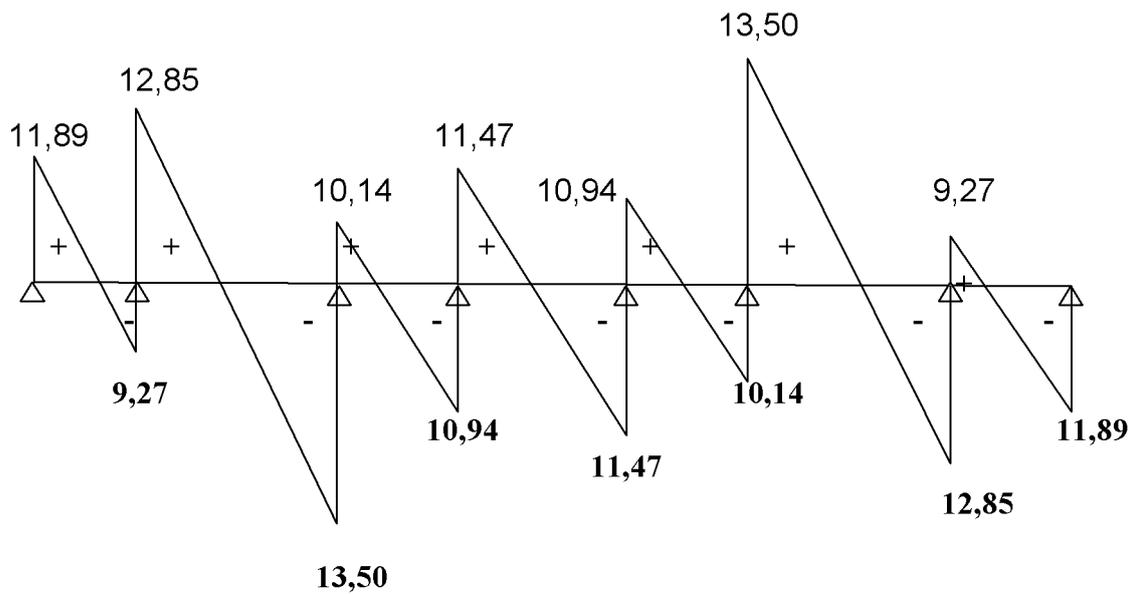
$$T_e = T_w - q_u L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6-7	7-8
M_w (KN.m)	2,67	7,00	5,60	4,244	4,244	5,60	7,00
M_e (KN.m)	7,00	5,60	4,244	4,244	5,60	7,00	2,67
T_w (KN)	11,81	12,85	10,14	11,47	10,94	13,50	9,27
T_e (KN)	-9,27	-13,50	-10,94	-11,47	-10,14	-12,85	-11,81
M_t (KN.m)	5,67	8,624	4,78	7,06	4,78	8,624	5,67



FigIII-2-8 : diagramme moments fléchissant (KN.m)



FigIII-2-9 : diagramme des efforts tranchants (KN).

e) Calcul des armatures :

1) Calcul des armatures à L'ELU :

Les moments maximaux aux appuis et en travée :

$$M_t^{\max} = 8,624 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 7,00 \text{ KN.m}$$

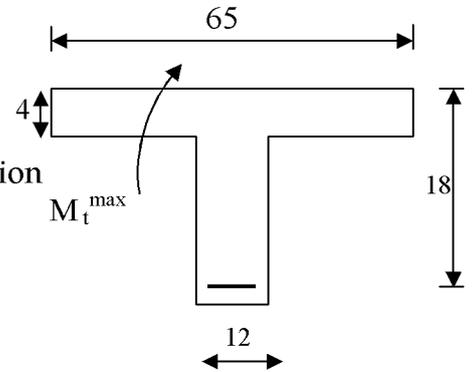
❖ armatures longitudinales :

- **En travée :** le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T.

- **Position de l'axe neutre :**

Si : $M_t^{\max} > M_{t2-3} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{t2-3} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression



Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = f_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_t = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,02) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8,624 \text{ KN.m} < M_{tb} = 59,072 \text{ KN.m}$$

Donc: l'axe neutre tombe dans la table de compression → le calcul se fera comme une Section rectangulaire (b x h)= (65x20).

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,624 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

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

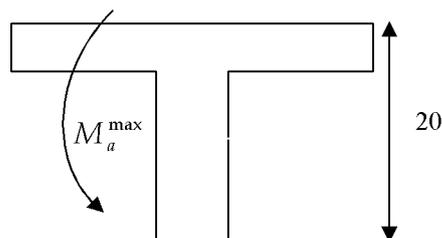
$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,624 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,40 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3 \text{ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$

- **aux appuis:**

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



$$M_a^{\max} = 7,00 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7,00 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,13$$

$$\mu = 0,13 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu = 0,13 \Rightarrow \beta = 0,927$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,00 \times 10^3}{0,927 \times 18 \times 348} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

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

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_1^{\max} \right)$$

Avec h : hauteur totale de la poutre

b_0 : largeur de l'âme

Φ_1^{\max} = Diameter maximal des armatures longitudinales

$$\Phi_t = \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,00 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On choisit un étier $\Phi 6$ avec : $A_t = 2(\pi \Phi^2 / 4) = 0,56 \text{ cm}^2$

Avec : $A_t = 2\text{T6}$

❖ **Espacement des armatures :(Art. A .5 .1, 22 /BAEL 91):**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit avoir :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 MPa \Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b_0}{f_e} S_t = 0,4 \frac{12}{400} 15 = 0,18 cm^2.$$

Conclusion ;

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en $\Phi 6$, avec un espacement $S_t=15cm$ sur la totalité de la poutrelle.

❖ Ancrage des armatures (longueur de scellement):(Art. A .6 .1, 23 /BAEL 91):

Calcul de la longueur de scellement droit des barres

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

avec $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28}$

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

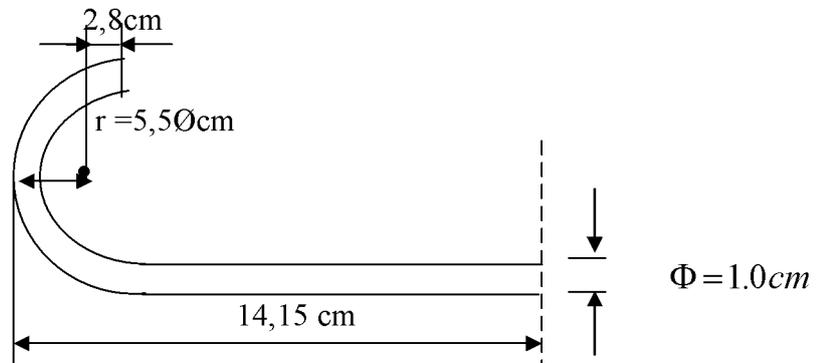
$$l_s = \frac{f_e \Phi}{4 \tau_{su}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 cm.$$

On adoptera des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 0,4.L_s$ pour les aciers H.A

Donc :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 cm.$$

$$L_c = 14,15 cm$$



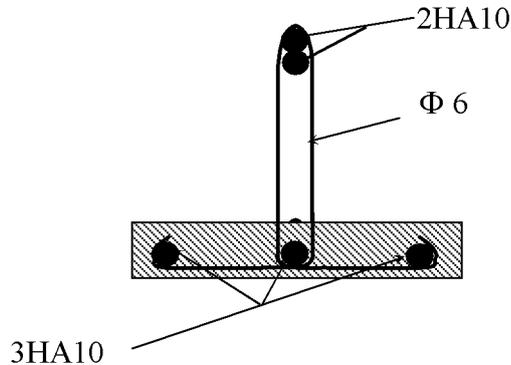
2) Vérifications à l'E L U :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91,A.4.2 ,1):

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 cm^2$$

En travée $A_t = 2,35 cm^2 > A_{min}$ \longrightarrow (condition vérifiée).

Aux appuis : $A_a = 1,57 cm^2 > A_{min}$ \longrightarrow (condition vérifiée).



FigIII-2-10 : schéma de ferrailage de la poutrelle

b) vérification de l'effort tranchant (cisaillement) : (Art .A.5.1,211 /BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u^{\max} : effort tranchant maximal

$$T_u^{\max} = 13,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,50 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,63 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

c) Influence de l'effort tranchant Sur le béton (BAEL 91/Art5.1, 313) :

$$T_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$T_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

❖ **Sur appuis de rives:**

$$T_u^{\max} = 11,89 \text{ KN} < 129,60 \text{ KN} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ **Sur appuis intermédiaire:**

$$T_u^{\max} = 13,50 + 10,14 = 23,64 \text{ KN} < 129,60 \text{ KN} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

d) Influence de l'effort tranchant Sur les armatures :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

❖ **Sur Appuis de rive :**

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} (9,97 - \frac{3,03}{0,9 \times 0,18}) = -0,25 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A = 1,57 \geq -0,25 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ **Sur Appuis intermédiaires :**

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} (26,20 - \frac{7,55}{0,9 \times 0,18}) = -0,58 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \geq -0,58 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1,3/BAEL91) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,72 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,35 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à armature.

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier feE 400)}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

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

$\sum u_i = n\emptyset\pi = 62,80 \text{ mm}^2$: somme des périmètres utiles des armatures.

n: nombre des barre.

\emptyset : diamètre d'une barre.

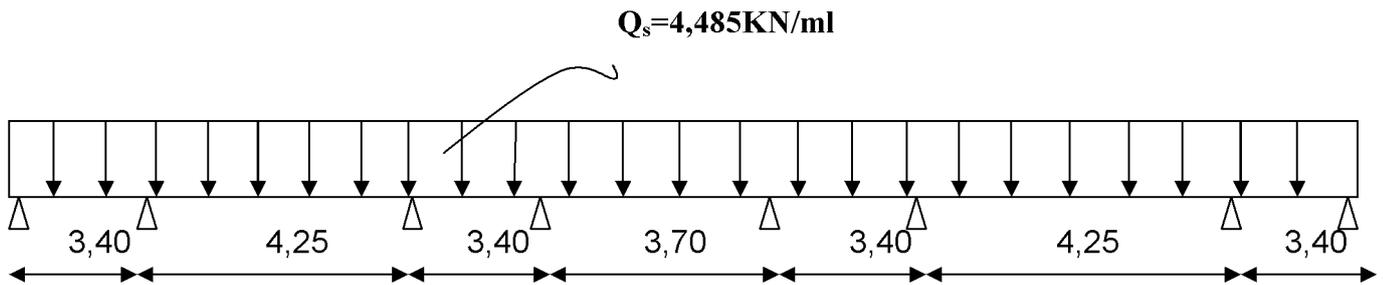
$$\tau_{se} = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

3) Calcul à l'E.L.S :

a) La combinaison de charge :

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 3,51 + 0,975 = 4,485 \text{ KN/ml}$$



FigIII-2-11 : Schéma statique de la poutrelle.

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le (Art A-6-5-1/ BAEL91) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU, les coefficients (\$q_s/q_u\$) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS, les valeurs efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,485}{6,201} = 0,723$$

➤ Moment aux appuis :

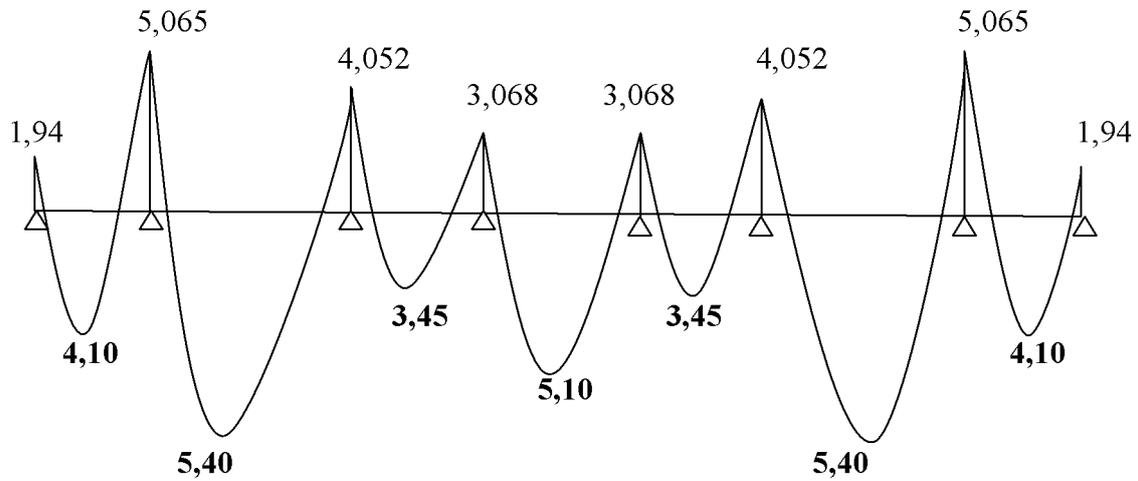
Nœuds	\$M_{app}(\text{KN.M})\$
1	1,94
2	5,065
3	4,052
4	3,068
5	3,068
6	4,052
7	5,065
8	1,94

Travées	L(m)	M _i (KN.m)
1-2	3,40	4,10
2-3	4,25	5,40
3-4	3,40	3,45
4-5	3,70	5,10
5-6	3,40	3,45
6-7	4,25	5,40
7-8	3,40	4,10

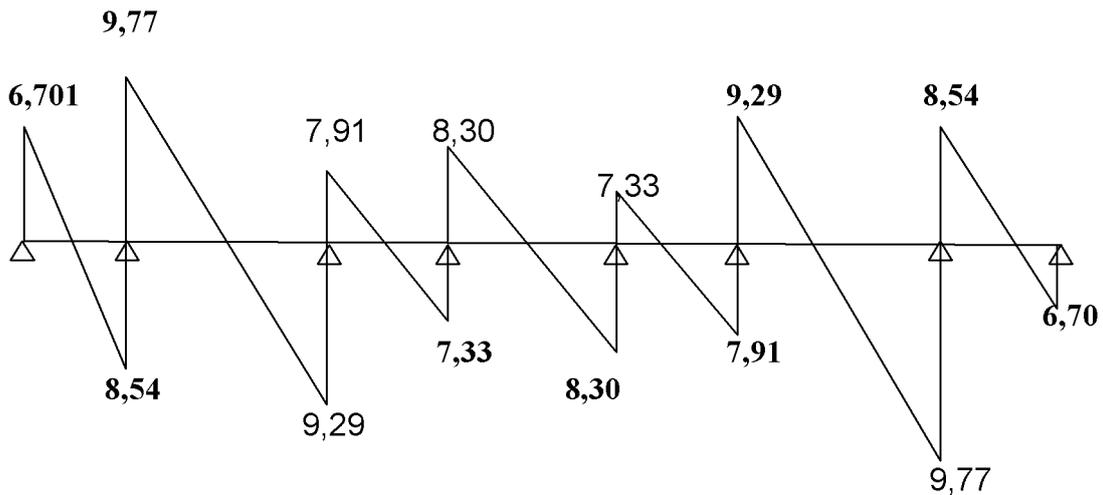
➤ Calcul des efforts tranchant :

Travées	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1-2	6,70	-8,54
2-3	9,77	-9,29
3-4	7,91	-7,33
4-5	8,30	-8,30
5-6	7,33	-7,91
6-7	9,29	-9,77
7-8	8,54	-6,70

b) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :



FigIII-2-12 : diagramme moments fléchissant à l'ELS. (KN.m)



FigIII-2-13 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

4) Vérifications à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont relatives sont :

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

a)Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91) modifié99) :

La contrainte de compression est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$

- En travée :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \quad K_1 = 19,80 \text{ et } \beta_1 = 0,856$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,40 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 149,14MPa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{149,14}{19,80} = 7,53MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \quad \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K_1 = 25,32 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,065 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 204,60MPa$$

$$\text{Avec : } M_a^{\max} = 5,065KN.m$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204,60}{25,804} = 7,93MPa$$

on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = 8,71MPa < 15MPa \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaisantes.

b)Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible ; donc la vérification non exigée.

c)Etat limite de déformation : (vérification de la flèche) :

Les règles (Art.B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b_0 : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{0,20}{4,25} = 0,047 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée ; donc on doit calculer la}$$

flèche.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8,5 \text{ mm}$$

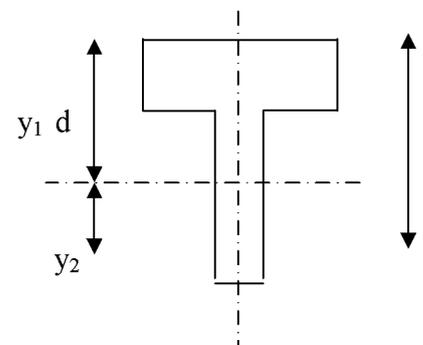
$$f = \frac{M_t^s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa} ;$$



$$E_i = 3.E_v = 3 \times 10818,86 = 32456,59 \text{ MPa}$$

λ_i : pour les déformations instantanées.

λ_v : pour les déformations de longue durée.

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

$$y_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

$$B_0 = b_0(h-h_0) + b h_0 + n A_t = 12(20-4) + 65 \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0 h x \frac{h}{2} + (b - b_0) x h_0 x \frac{h_0}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = 7,09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Dans notre cas $A_s' = 0$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2,35 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 45589,33 \text{ cm}^4$$

Avec :

A_s : section d'armatures tendues ;

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section

B_0 : section du béton

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(Pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{6,185 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 170,81$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0,0109} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,74 = 1,50$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,615$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 45589,33}{1 + 3,74 \times 0,615} = 15195,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 45589,33}{1 + 1,50 \times 0,615} = 26084,92 \text{ cm}^4$$

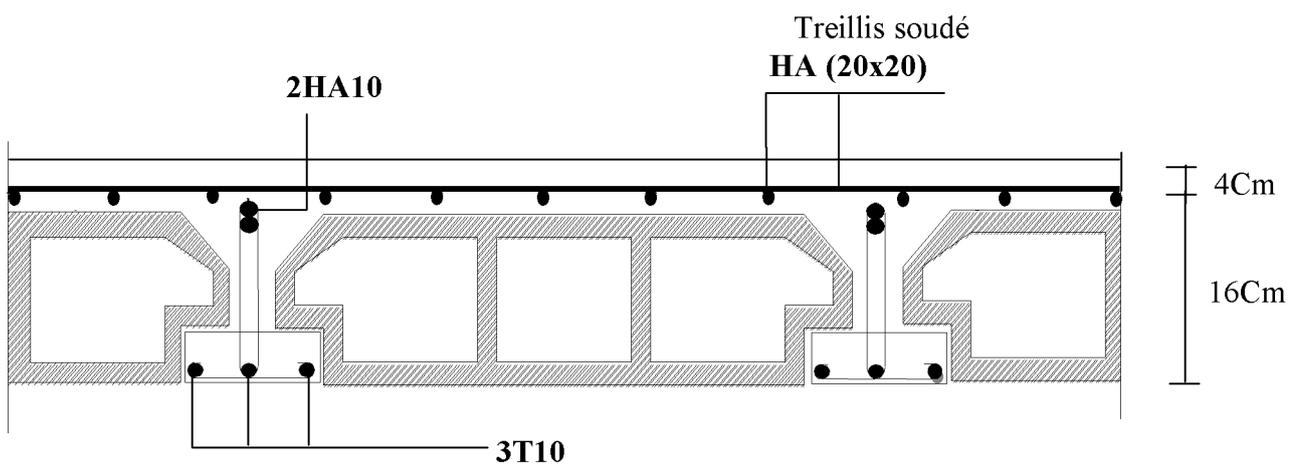
$$f_v = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{5,40 \times 10^6 (4250)^2}{10 \times 1081886 \times 26084,92 \times 10^4} = 3,46 \text{ mm}$$

$$f_v = 3,46 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,80 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{M_t^s L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{5,40 \times 10^6 (4250)^2}{10 \times 32456,59 \times 15195,98 \times 10^4} = 1,97 \text{ mm}$$

$$f_i = 1,97 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,80 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée



FigIII-2-14 : schéma de ferrailage du plancher d'étage

Introduction :

à l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par L'ordinateur.

IV-1-1) Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour Les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-1-2) Description de logiciel ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des

structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restraints : encastré

Loads : charges

Uniformed loads : charges uniformes

Define : définir

Material : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File : fichier

Copy : copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

Add : ajouter

Delete : supprimer

Story : étage

Height : hauteur

IV-1-3) Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version de l'ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) Nonlinear Version 9.7.0.



IV.2) ETABS de modélisations :

❖ Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

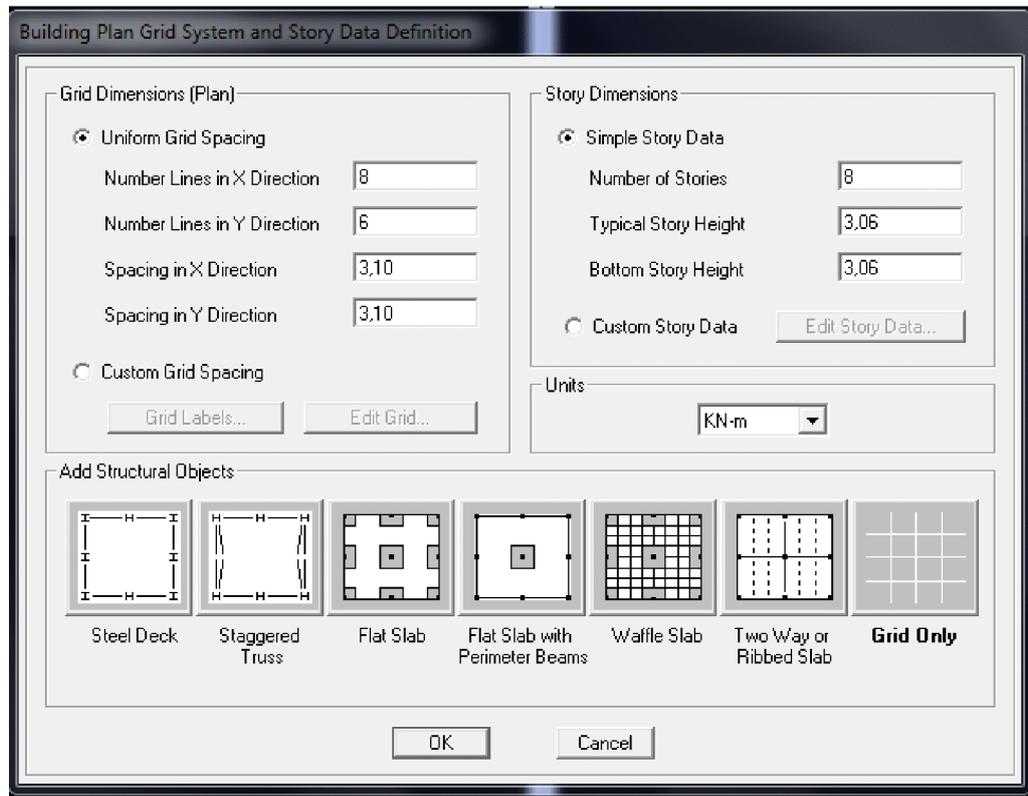
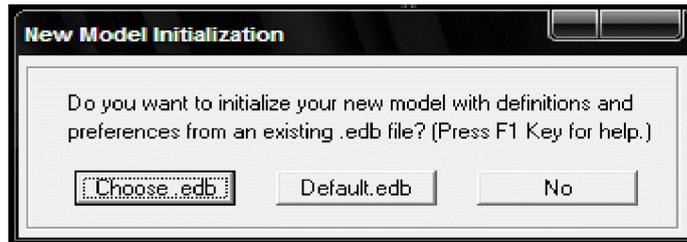
a) Choix des unités :

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



b) la géométrie de base :

dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.

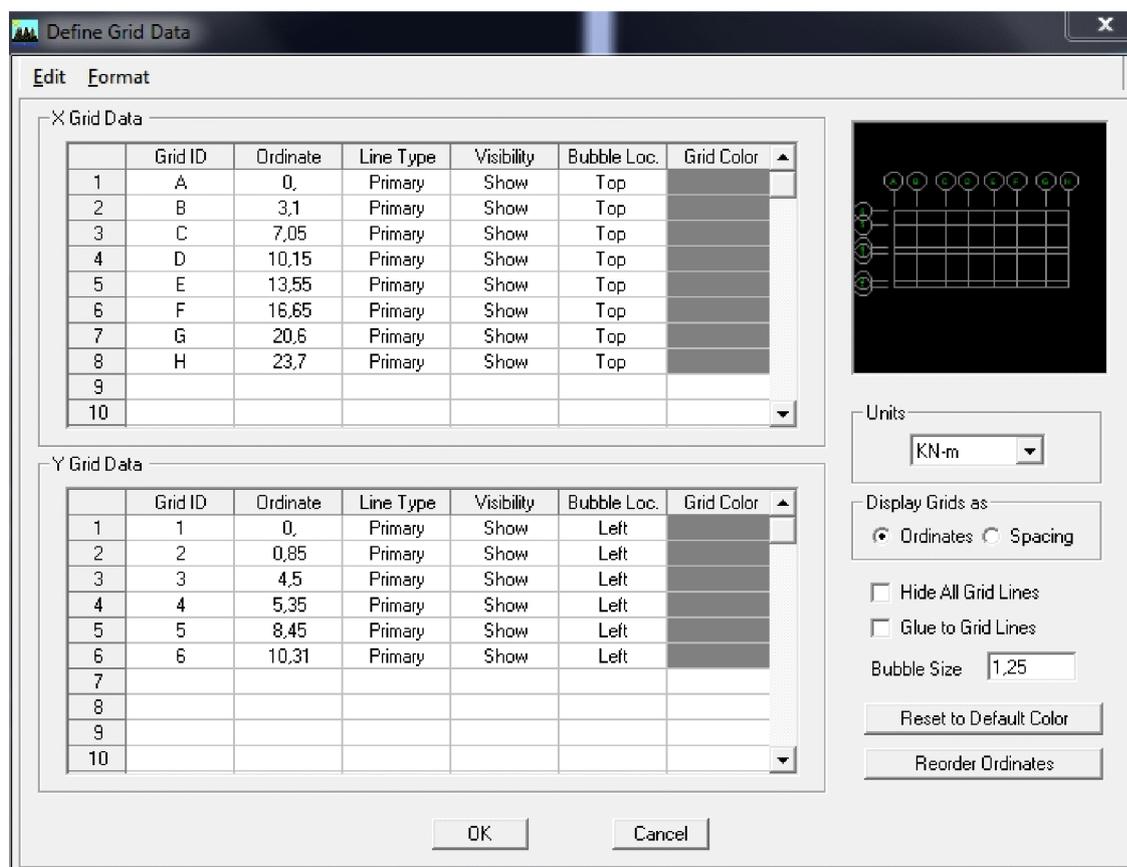


Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Hauteur d'étage (story Hight).
- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur de RDC (bottom story height).

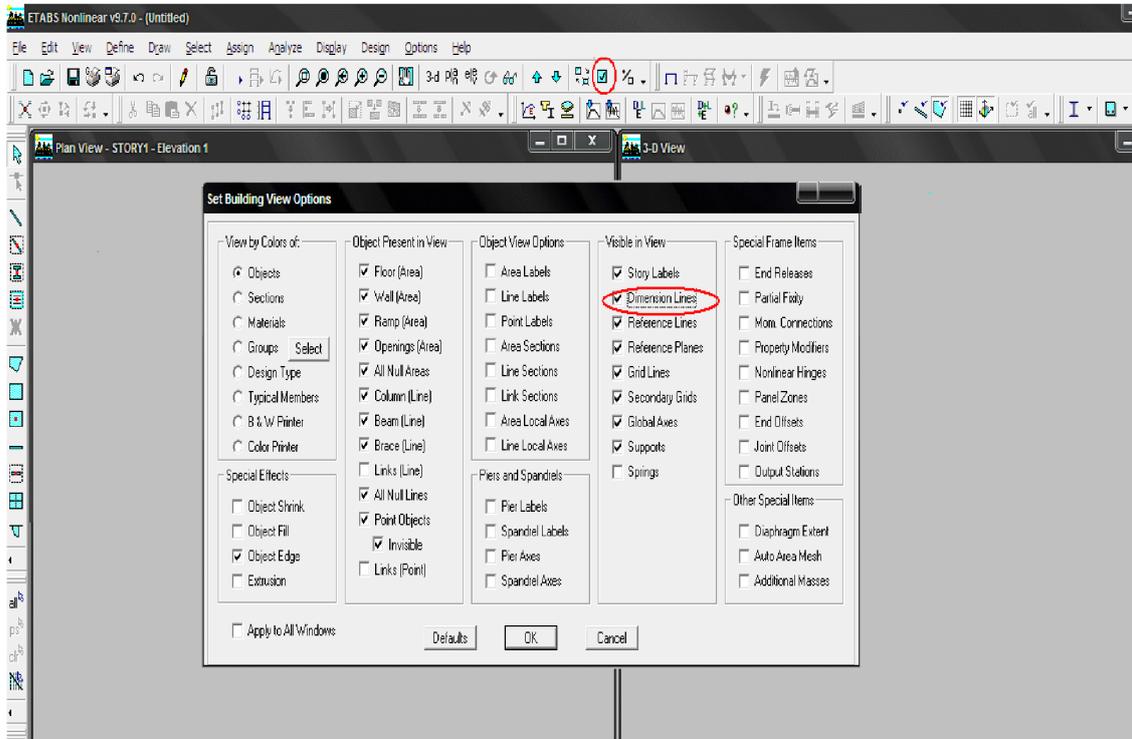
c) modification de géométrie de base :

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data**.



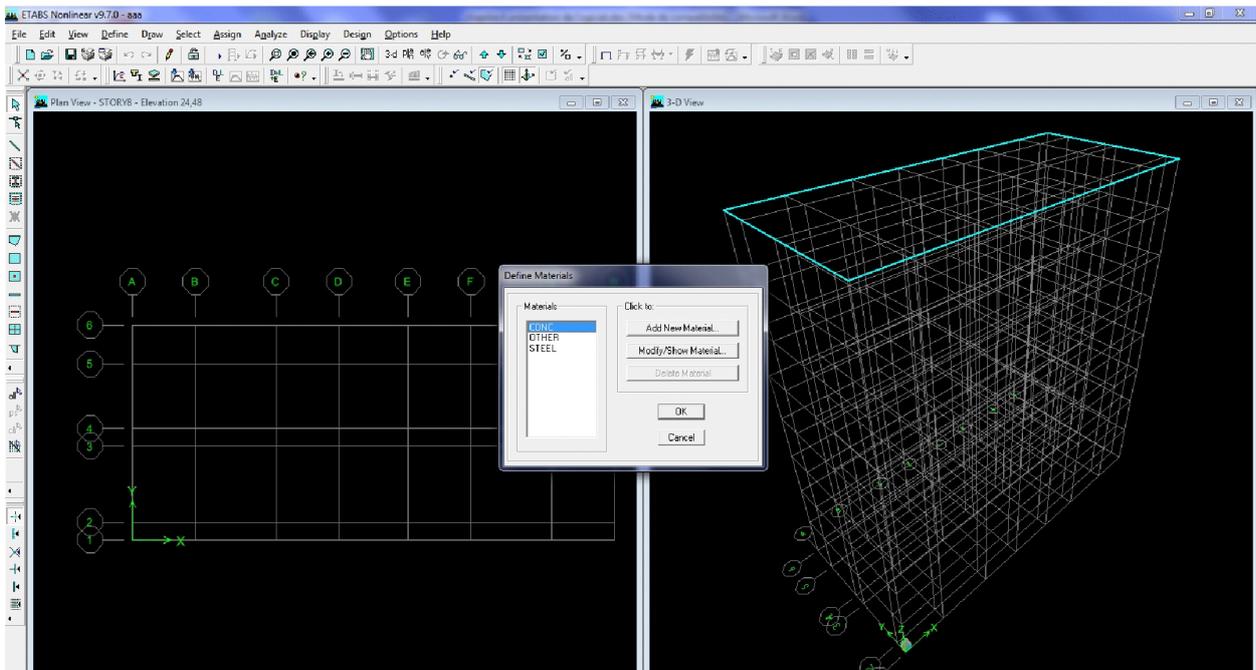
d) vérification des dimensions :

la barre des taches supérieure... set building view option... visible in view ... Dimension lines.



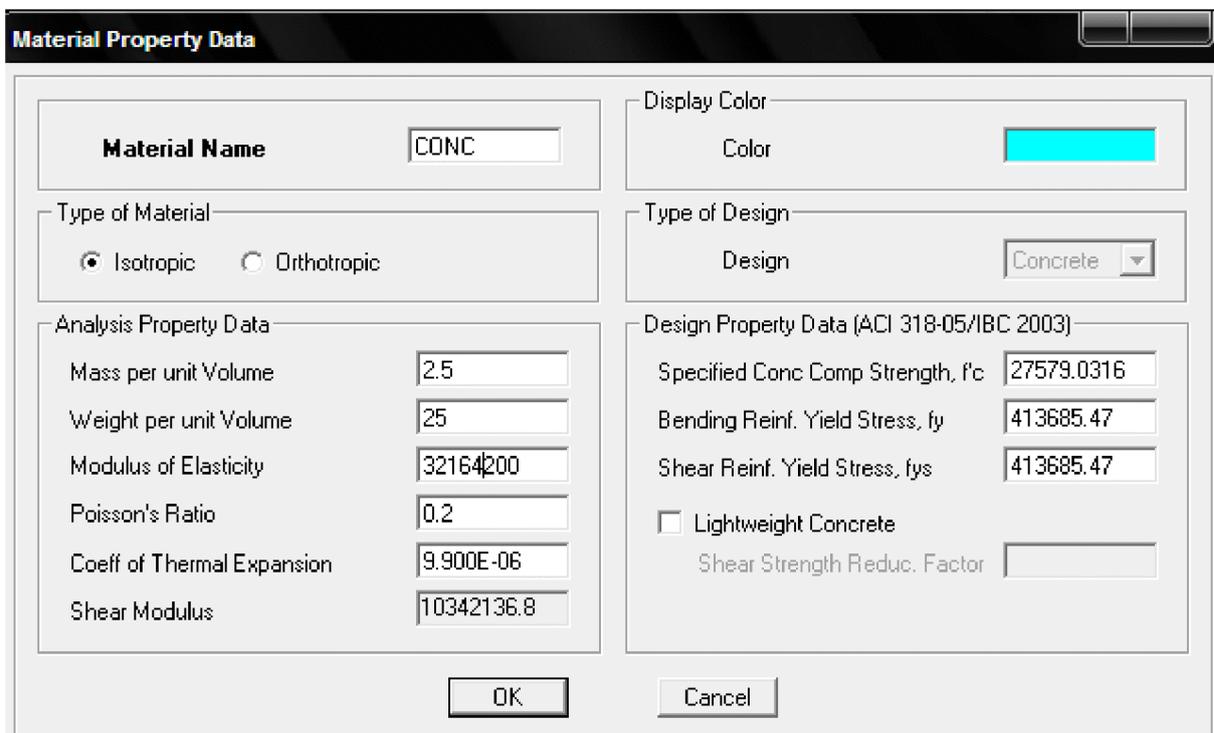
❖ Deuxième étape :

a) Définition des matériaux :



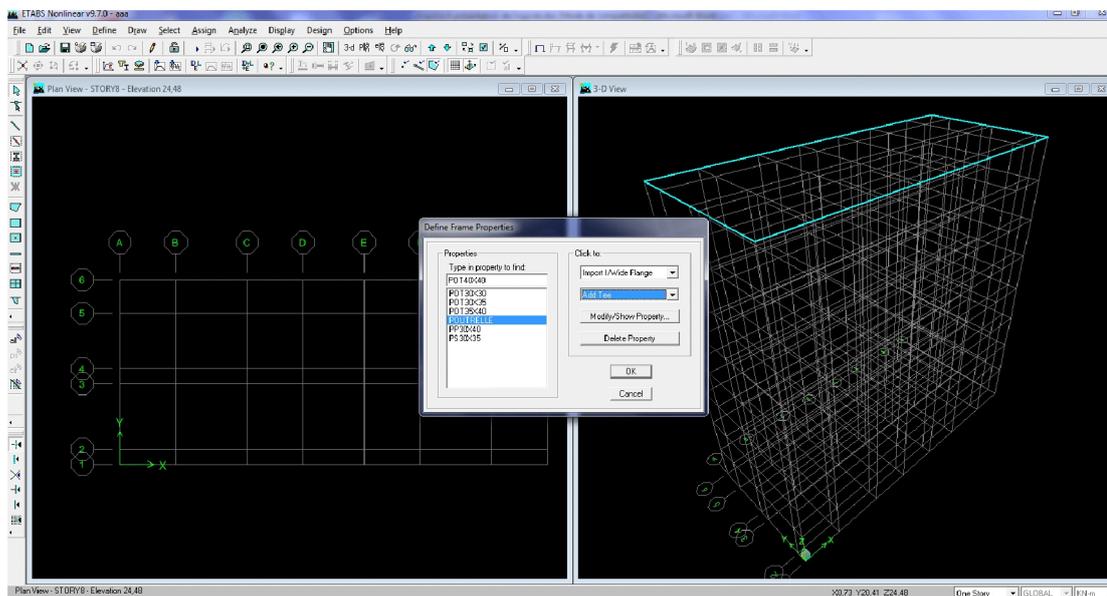
Pour modifier les caractéristiques du béton :

Sélectionner **conc** et cliquer sur **Modify /show Material**.



b) Choix des sections :

Dans le menu déroulant choisir :**Define plus Frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section :**Add rectangular**(dans la deuxième liste à droite de la boîte) .



c) Définition des sections :

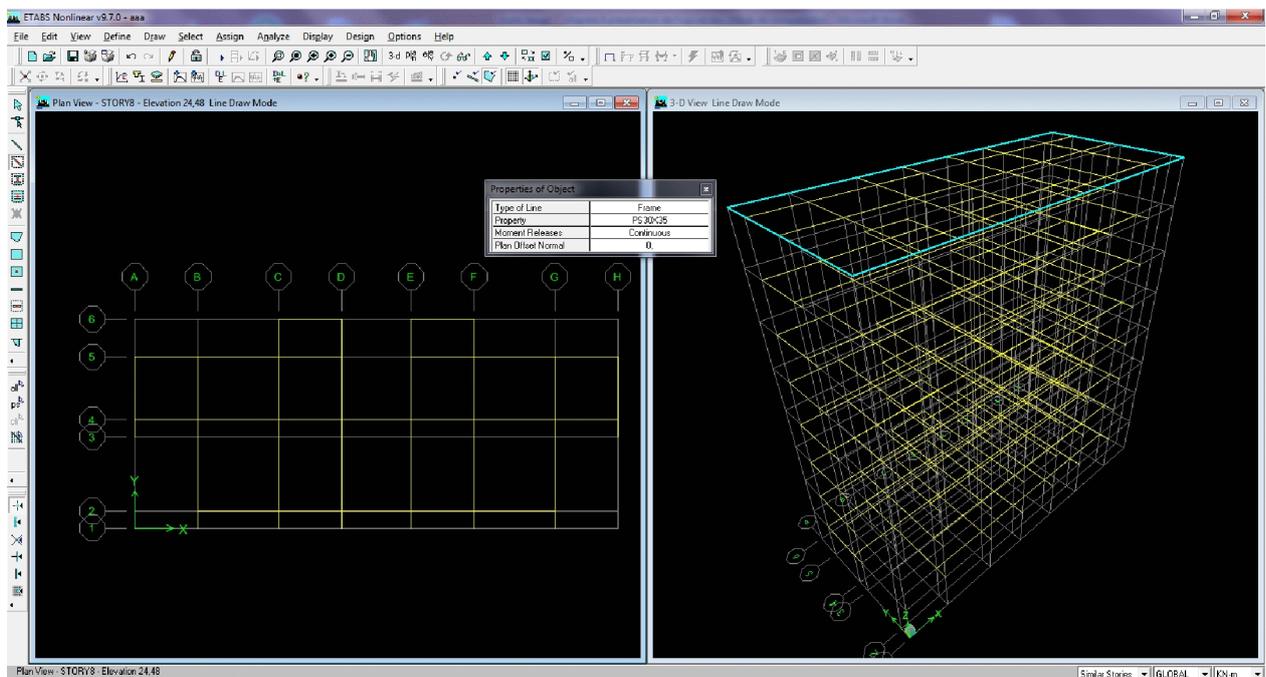
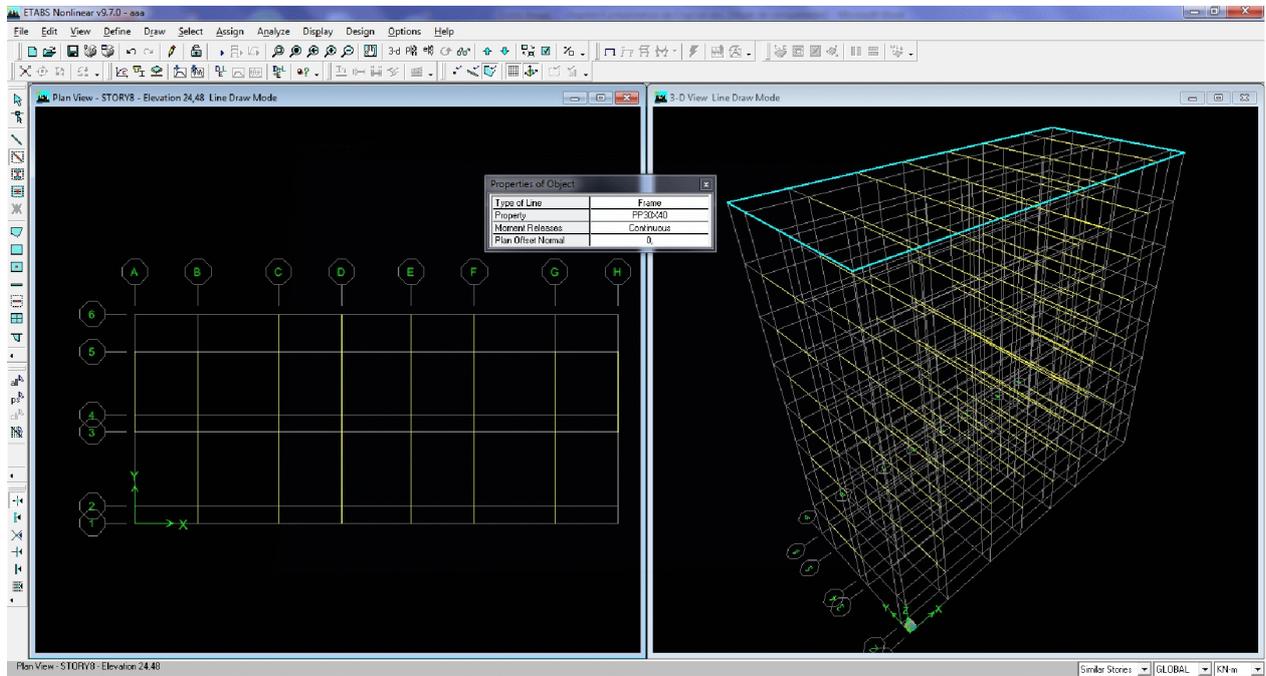
La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- ✓ Nom de la section **Section Name**.
- ✓ Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** (béton) : **Material –CONC**.
- ✓ Hauteur : **Depth**.
- ✓ Largeur : **Width**.

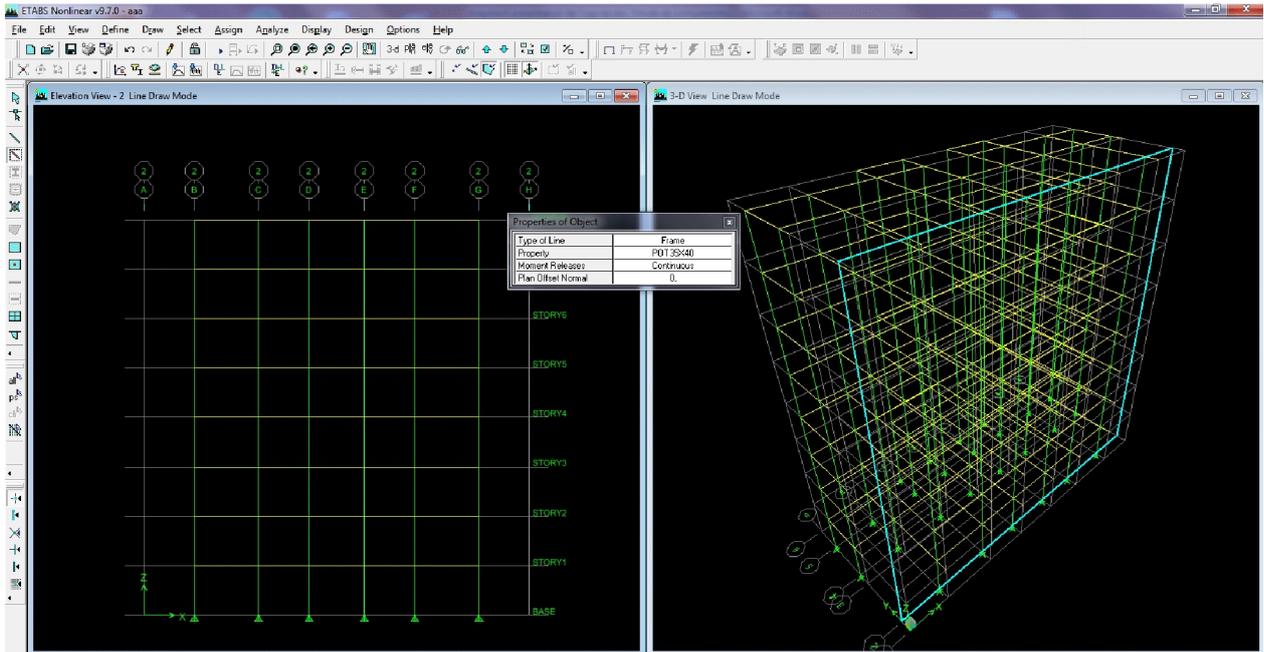
Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.

Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ en suite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements des lignes.

- Traçages des poutres principales et secondaires

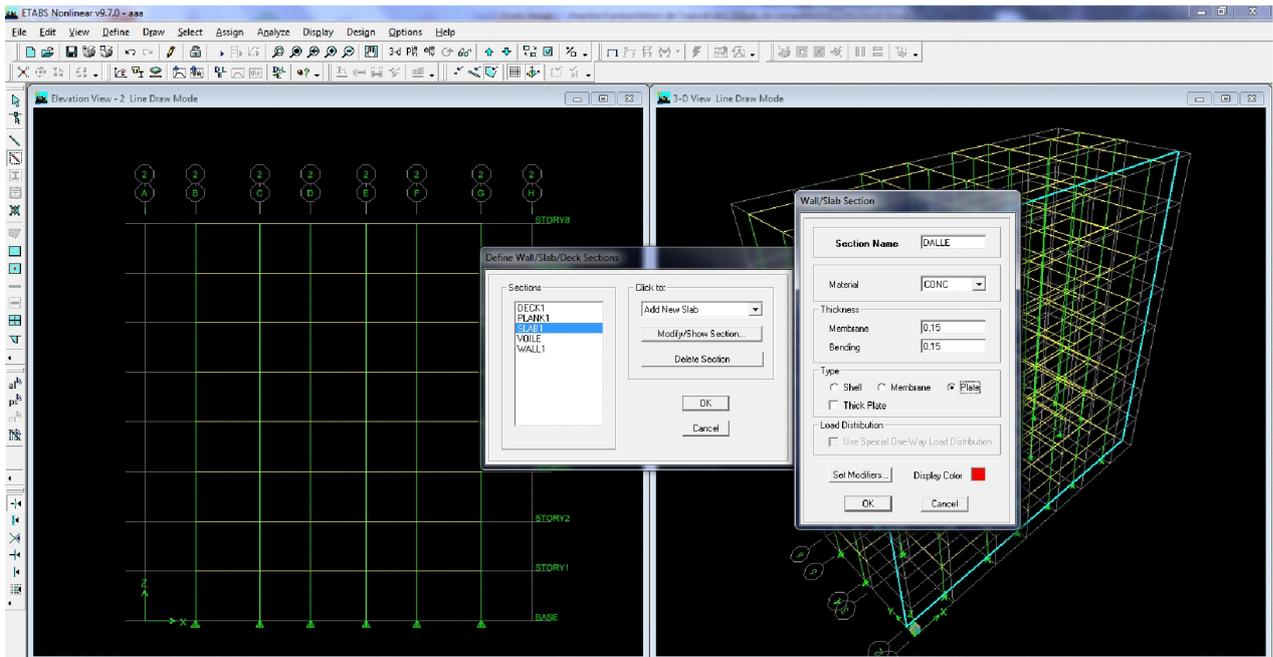


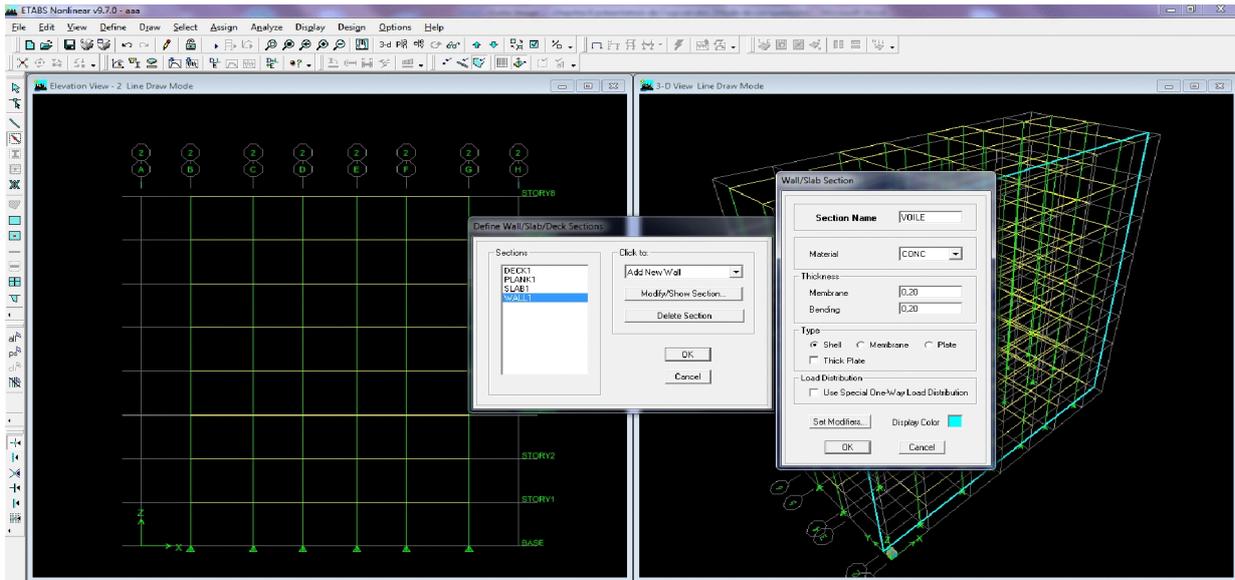
• Traçages des poteaux



d) Définition des voiles et des dalles plein :

Define  (wall/slab/deck section). On clique sur **Add New wall** (pour les voile) et **Add New slab**(pour les dalles plein) , une nouvelle fenêtre va apparaître ,là ou il faut introduire un nom pour les sections et son épaisseur.



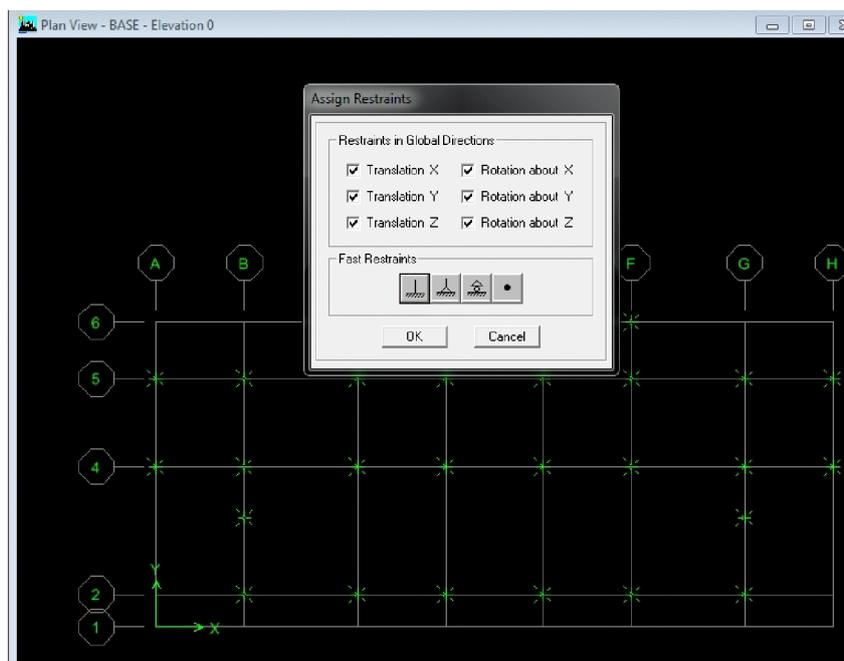


Pour rajouter des  es et les dalles plein :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer le voile librement on choisit .
- Pour tracer les dalles on clique sur .

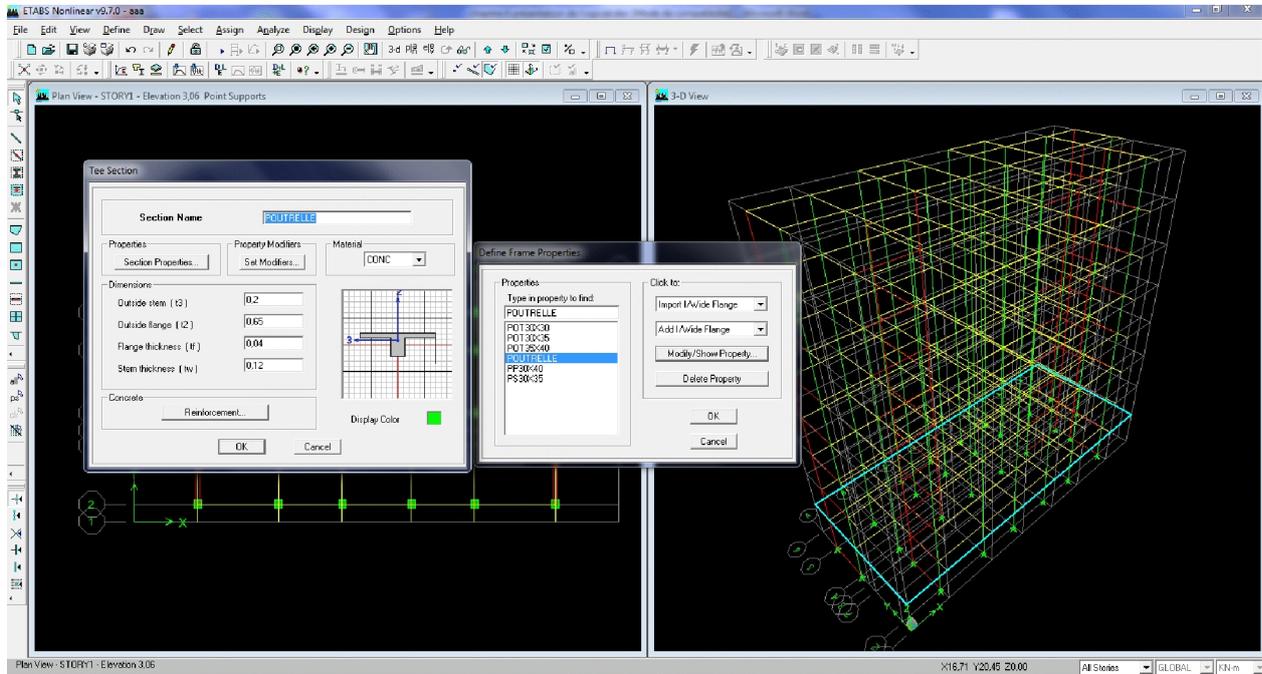
e) L'encastrement à la base :

sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y ; on clique sur **Assign** → **joint/point** → **Restraint (supports)**  puis clique sur le symbole de l'encastrement  → **ok**.

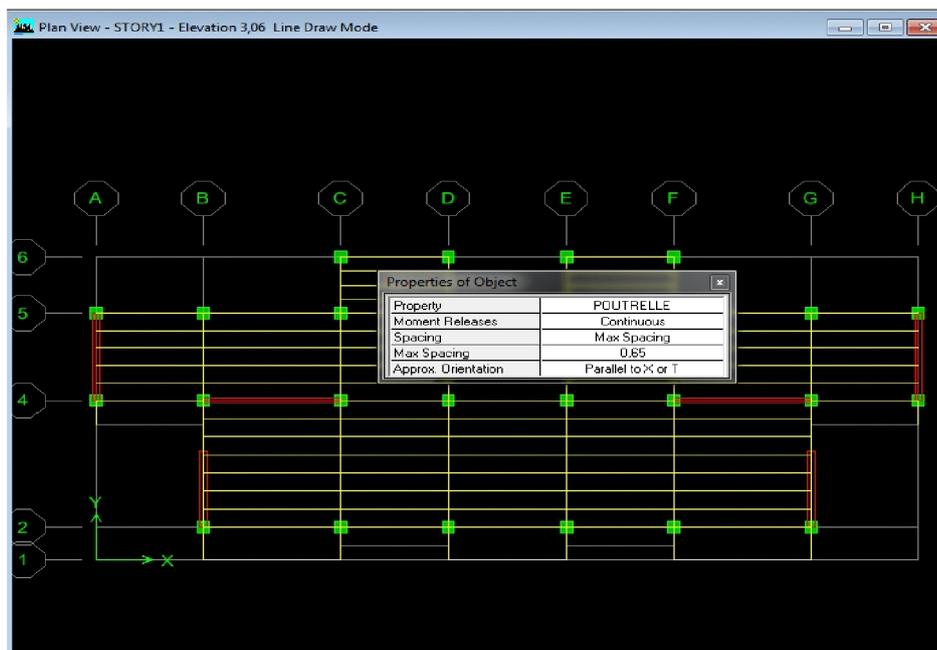


f) Définition des poutrelles :

- Définition des dimensions des poutrelles



Pour tracer les poutrelles on clique sur .

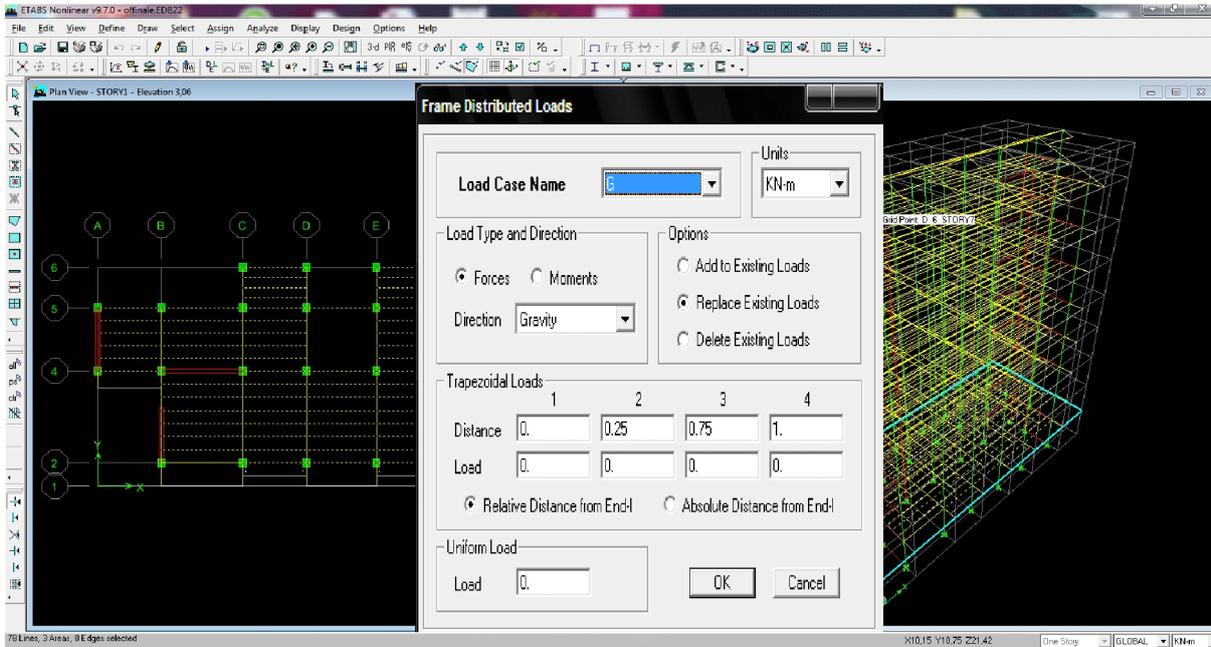


❖ troisième étape :

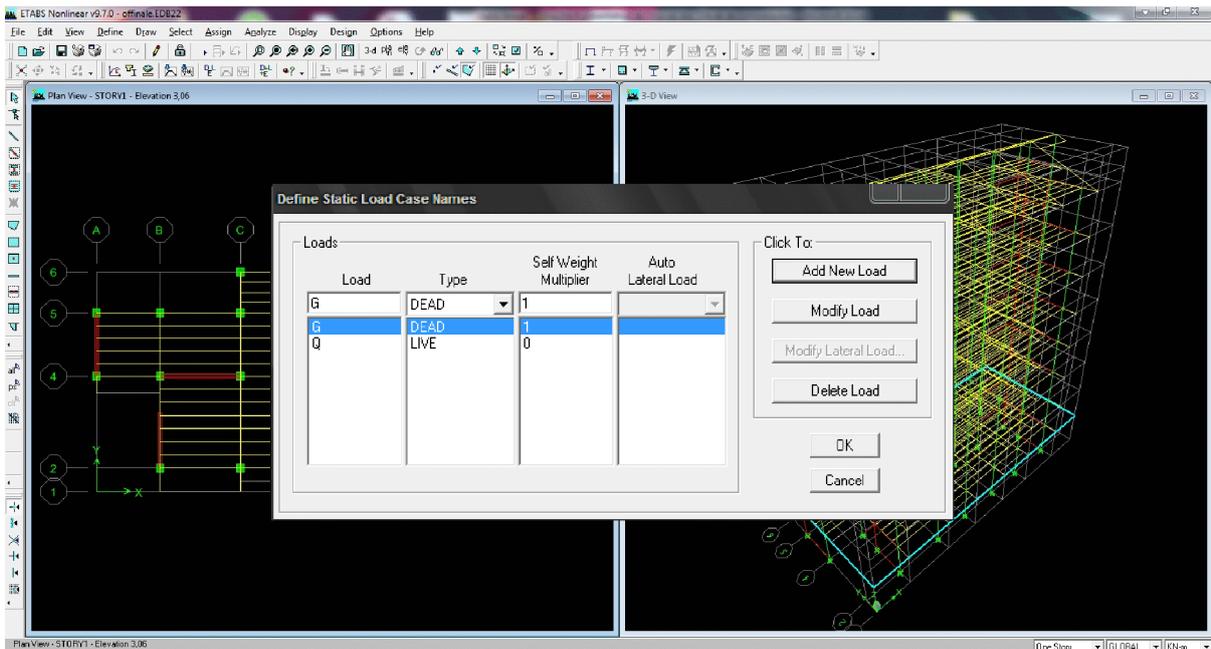
la troisième étape consiste à définir attribution et les charges appliquées sur la structure à modéliser

- Attribution des charges aux poutrelles : on clique sur Assign(frame/Line loads)

puis 



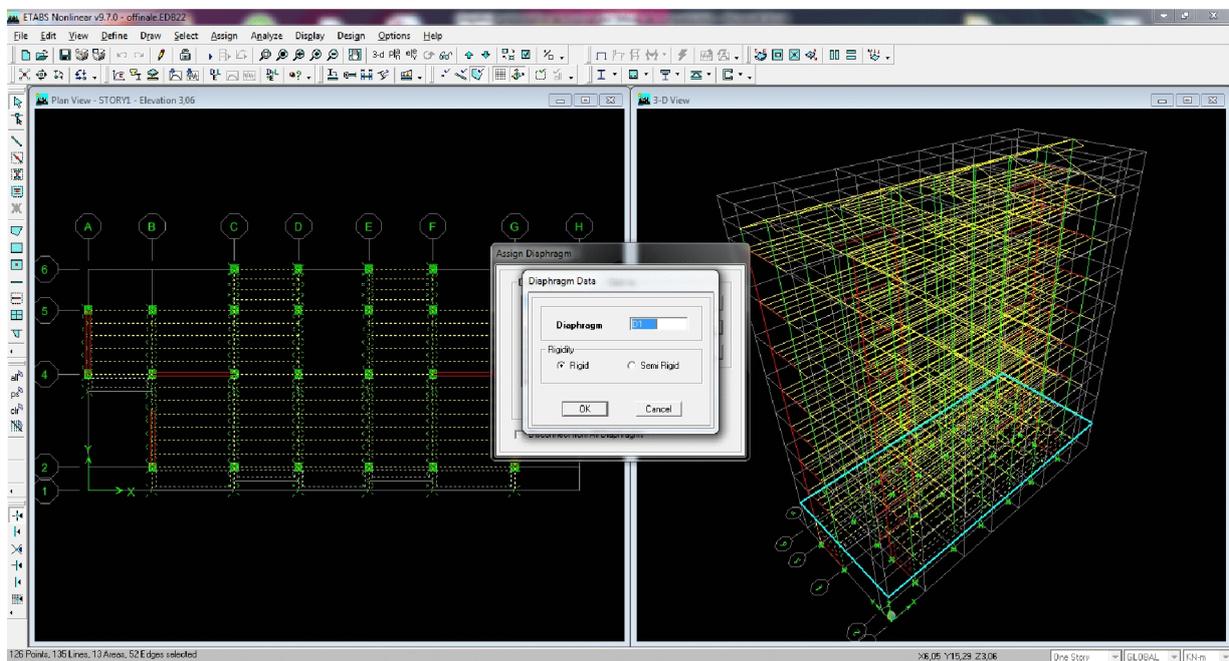
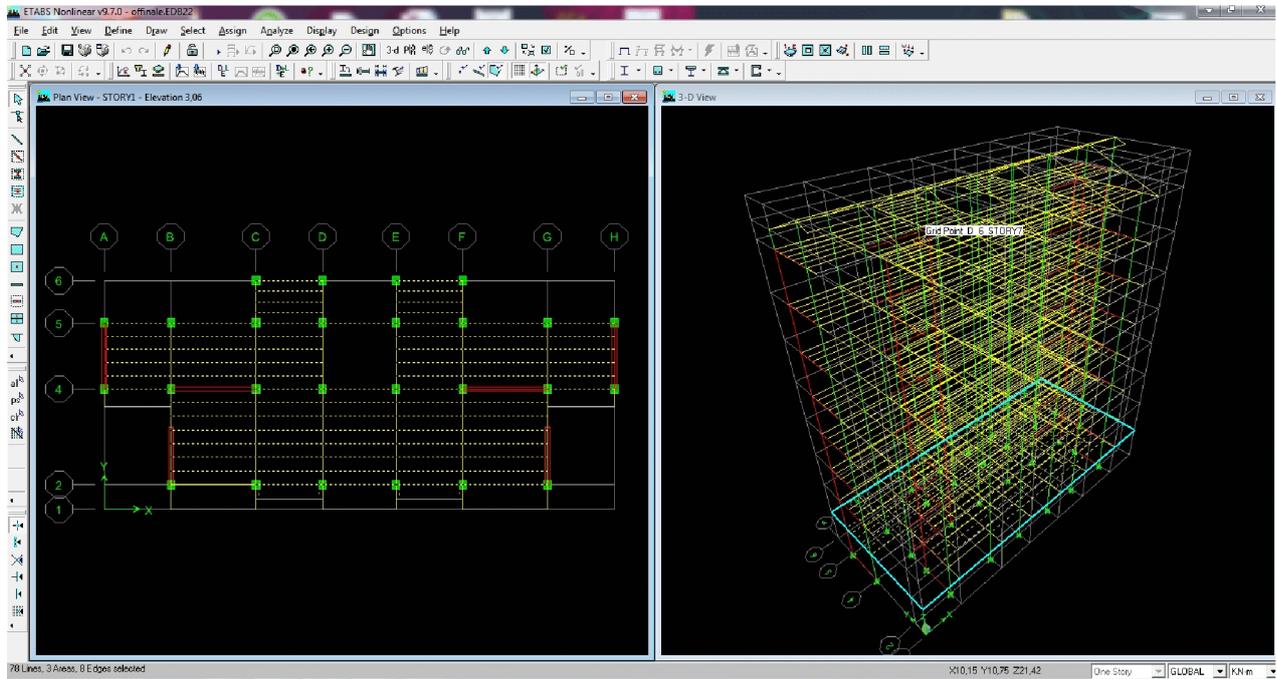
Définitions des charges: on clique sur (Define+StaticLoad Cases )



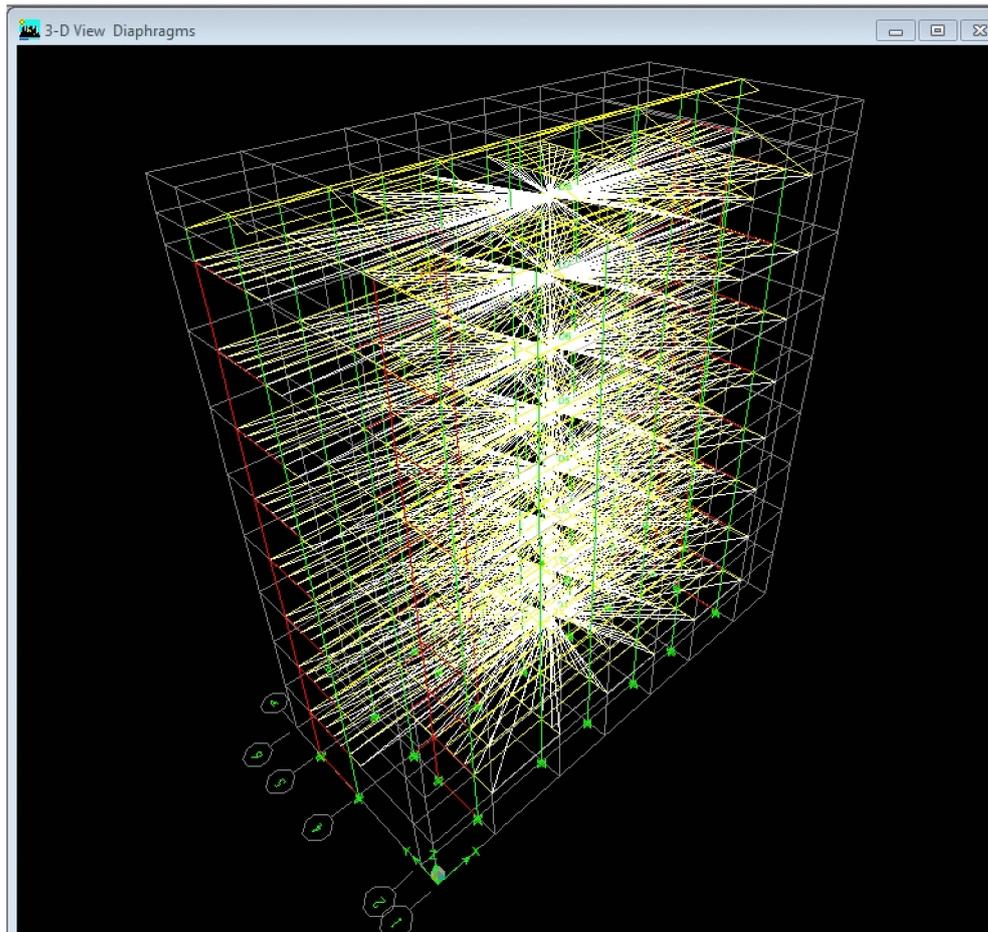
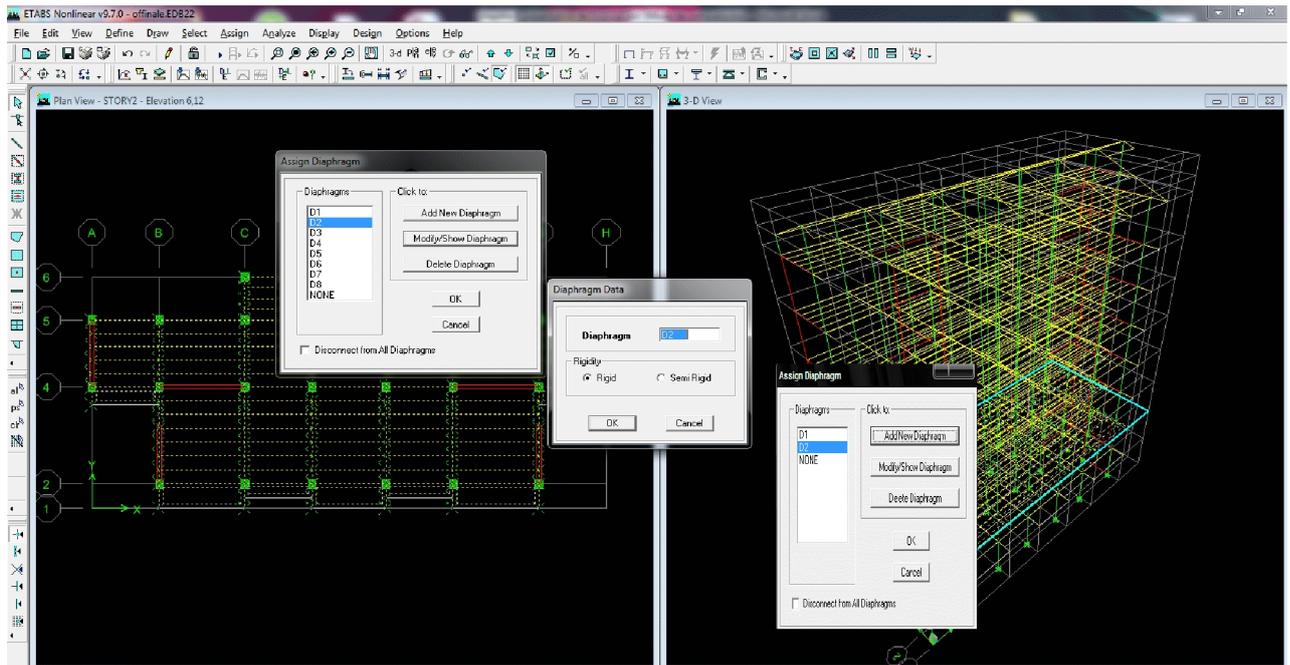
❖ Quatrième étape :

la quatrième étape consiste à définir les diaphragmes de la structure

– La définition des diaphragmes : (Assign → joint/point →

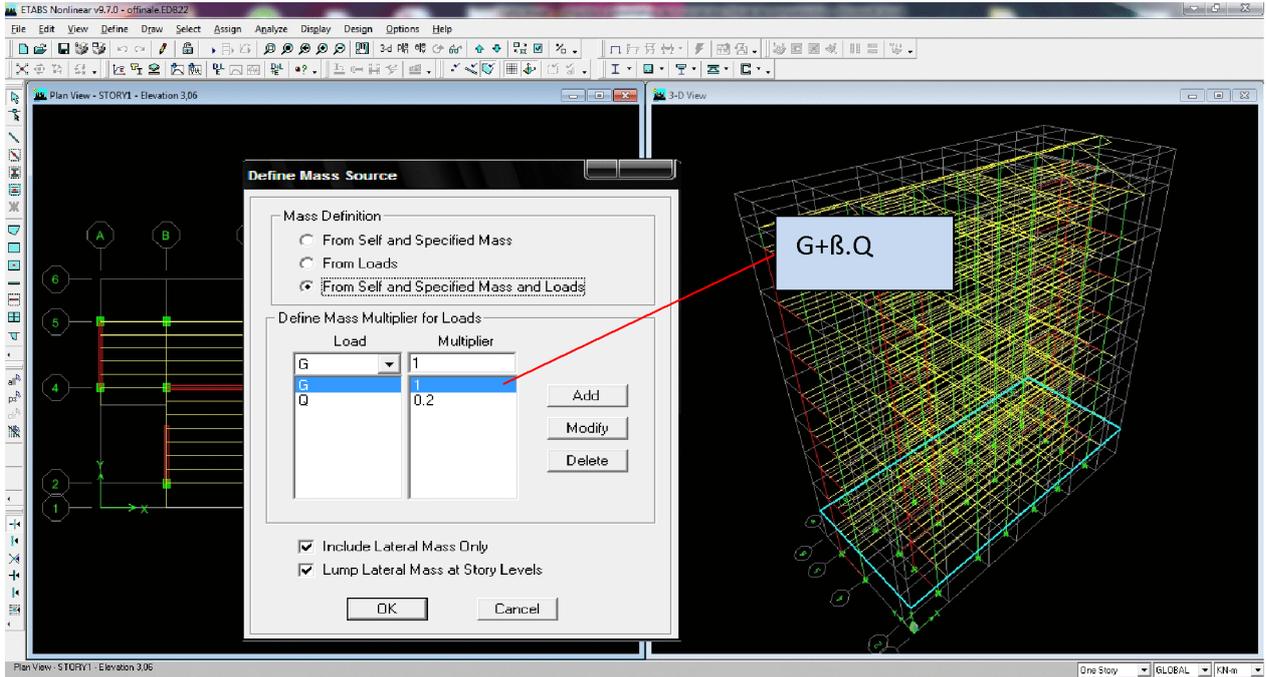


Pour les autres planches

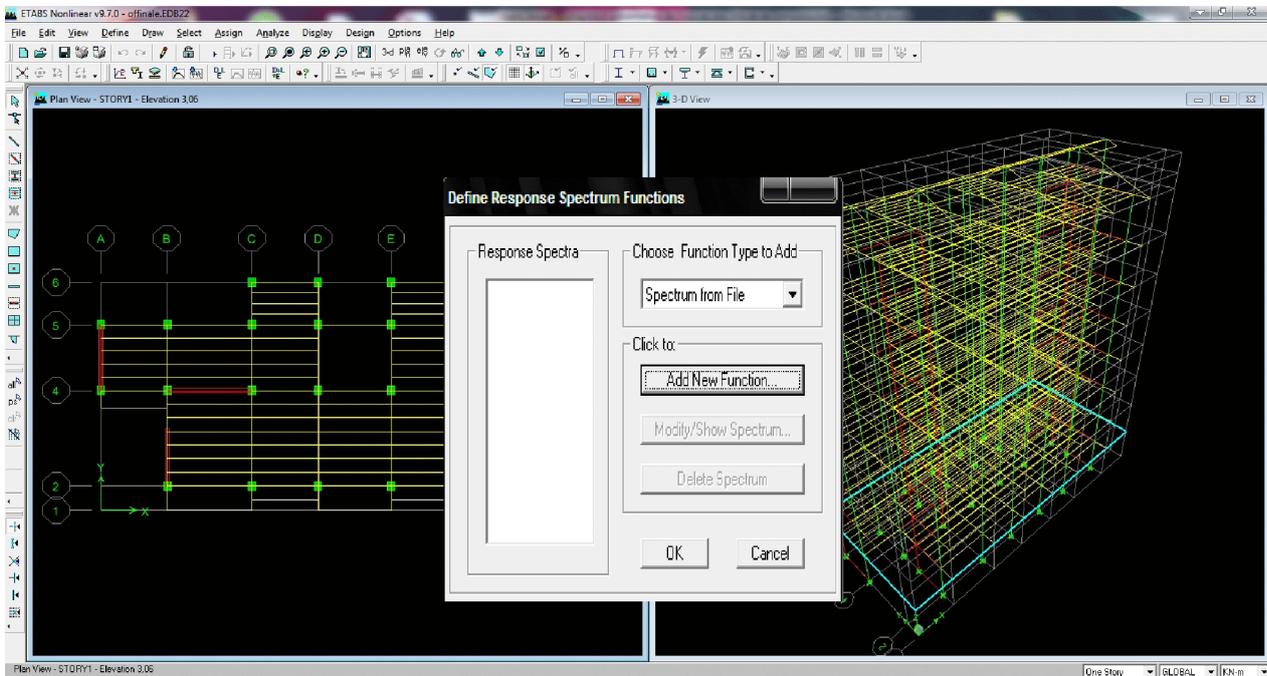


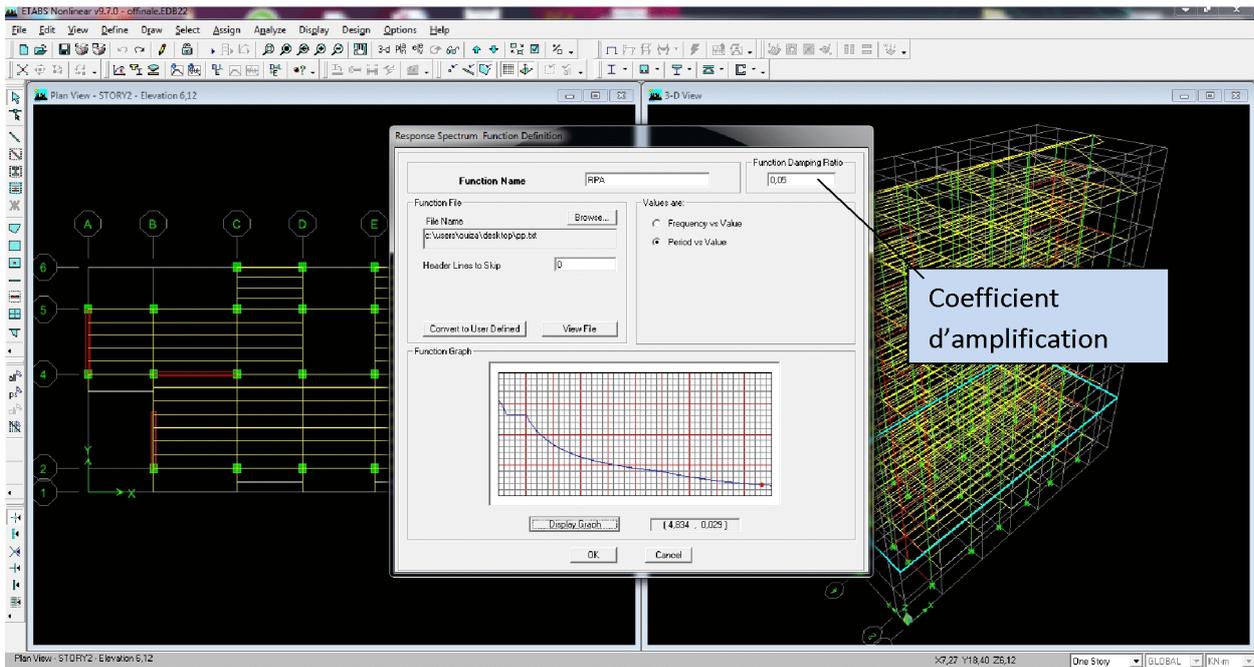
❖ Cinquième étape :

- Définition de centre de masse sismique :(on clique sur Define puis Mass source)

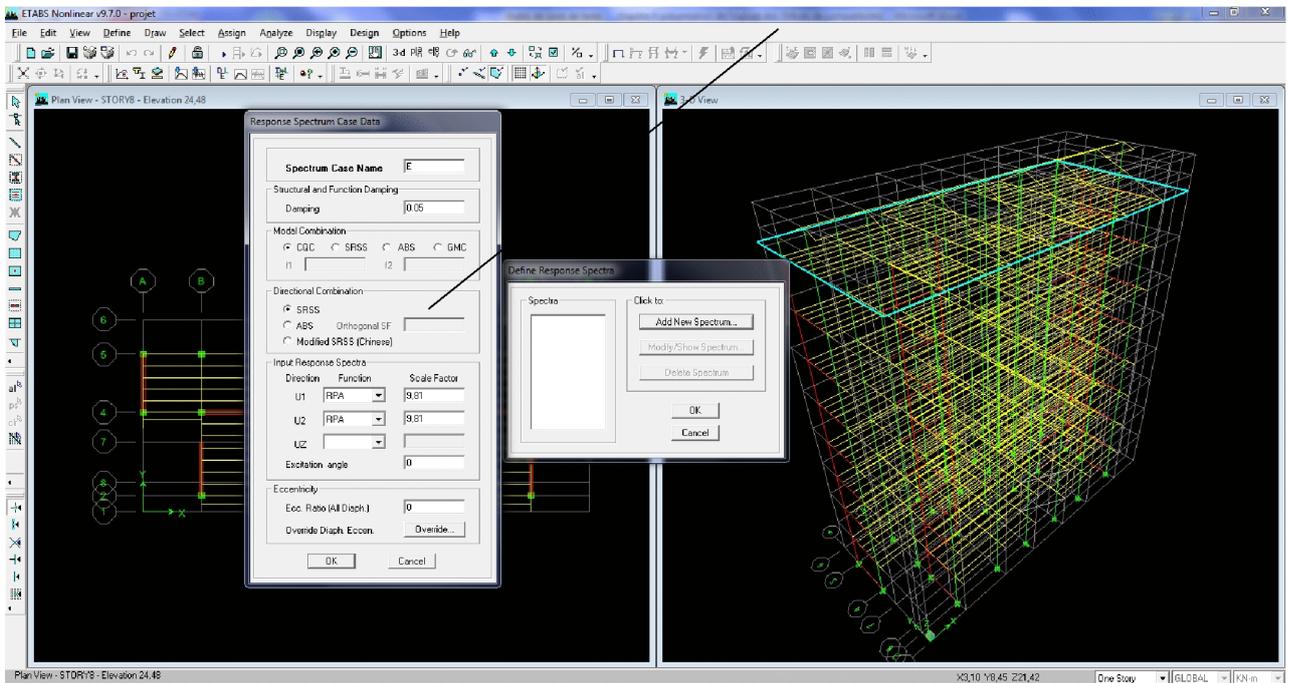


- Définitions des charges sismiques :(on clique sur Define puis )

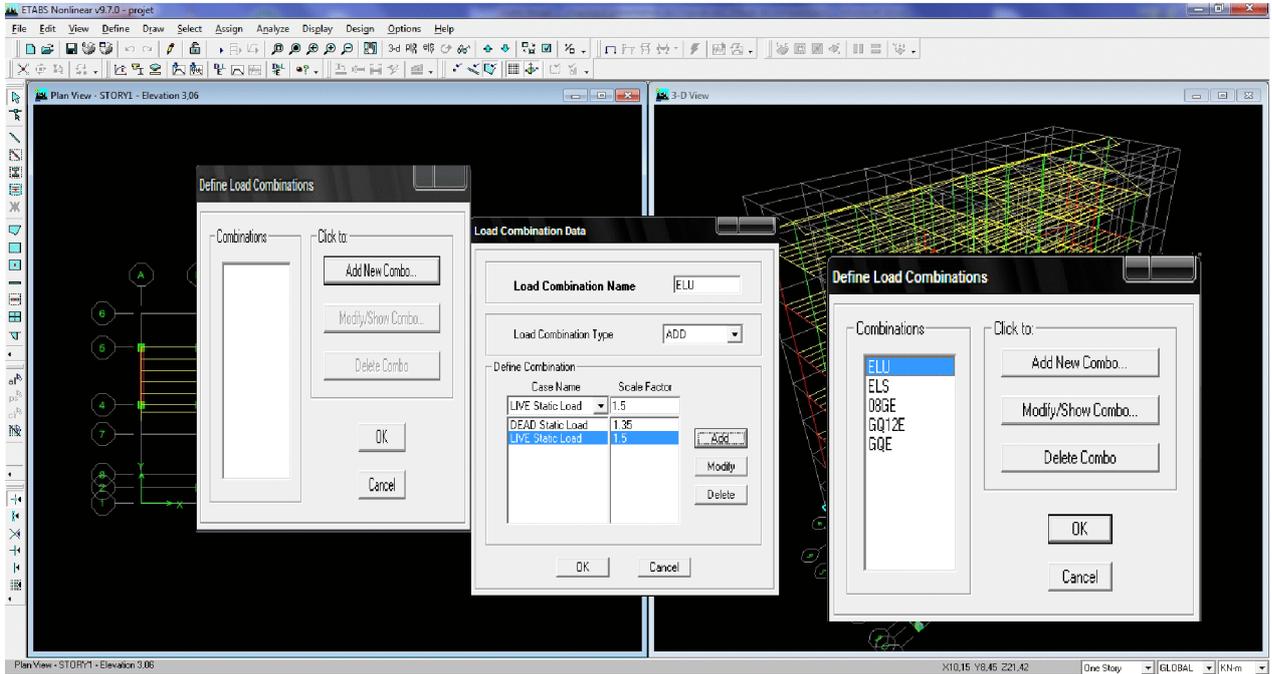




– Définition de l'action sismique : (on clique sur Define puis )

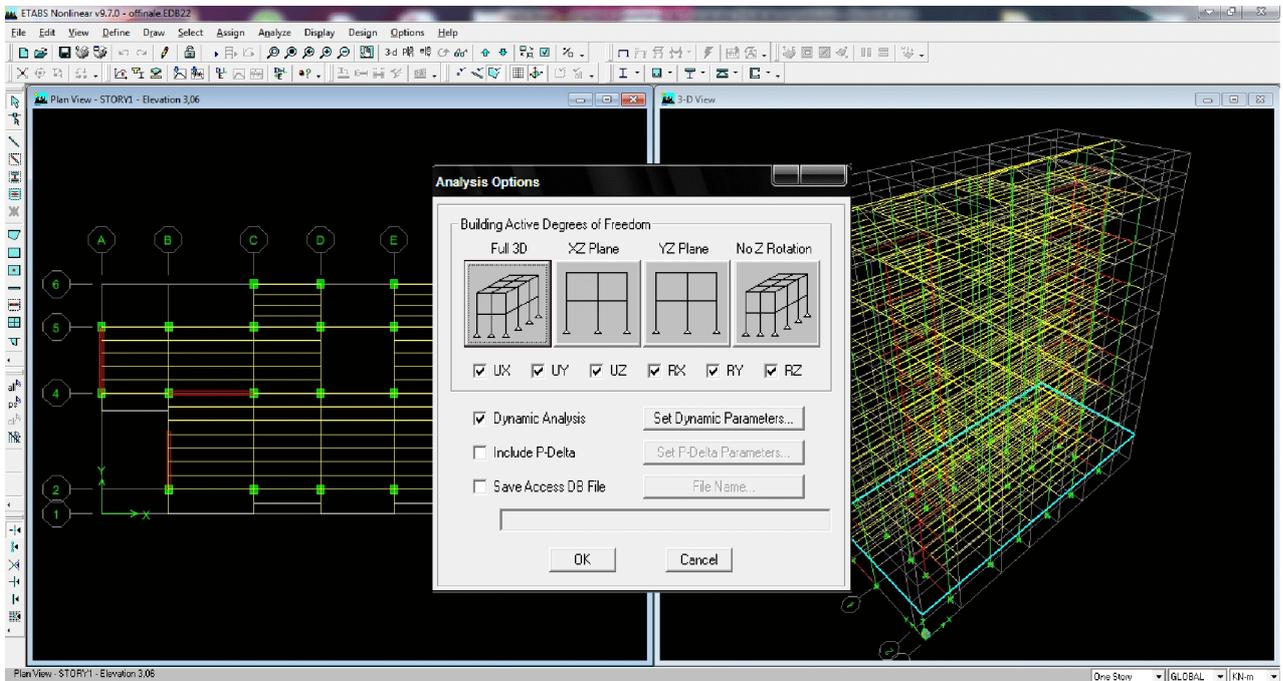


- Définition des combinaisons charges : (on clique sur Define puis )



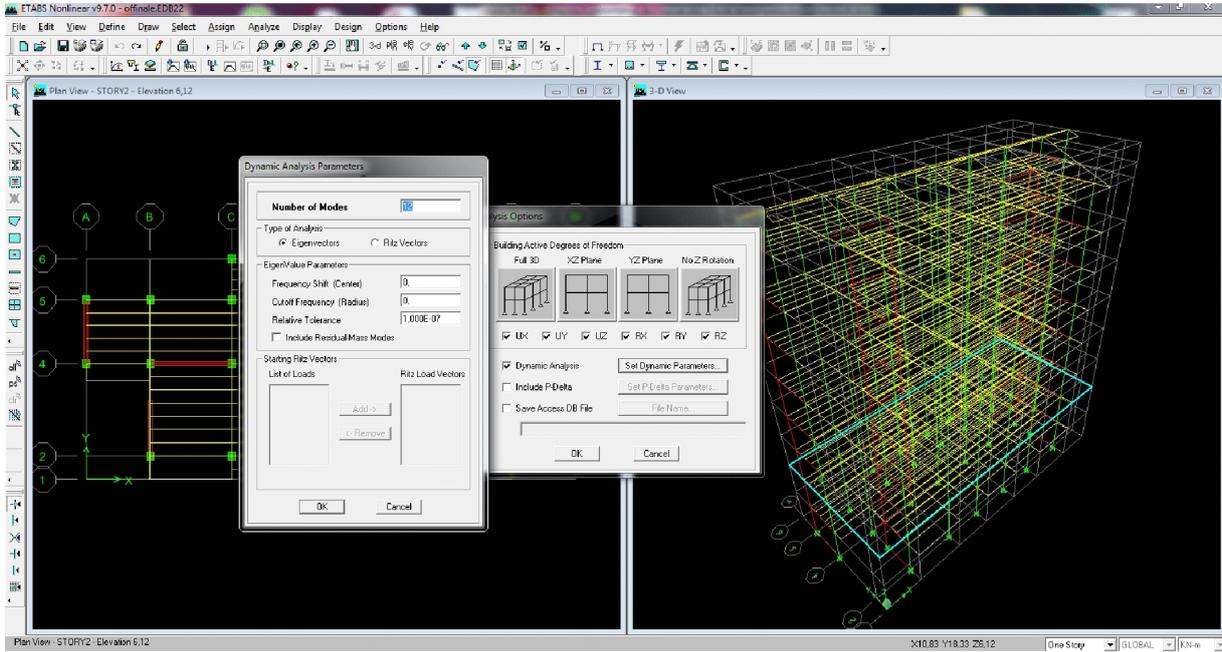
❖ Sixième étape

Mode de vibration : Analyze → set analysis options

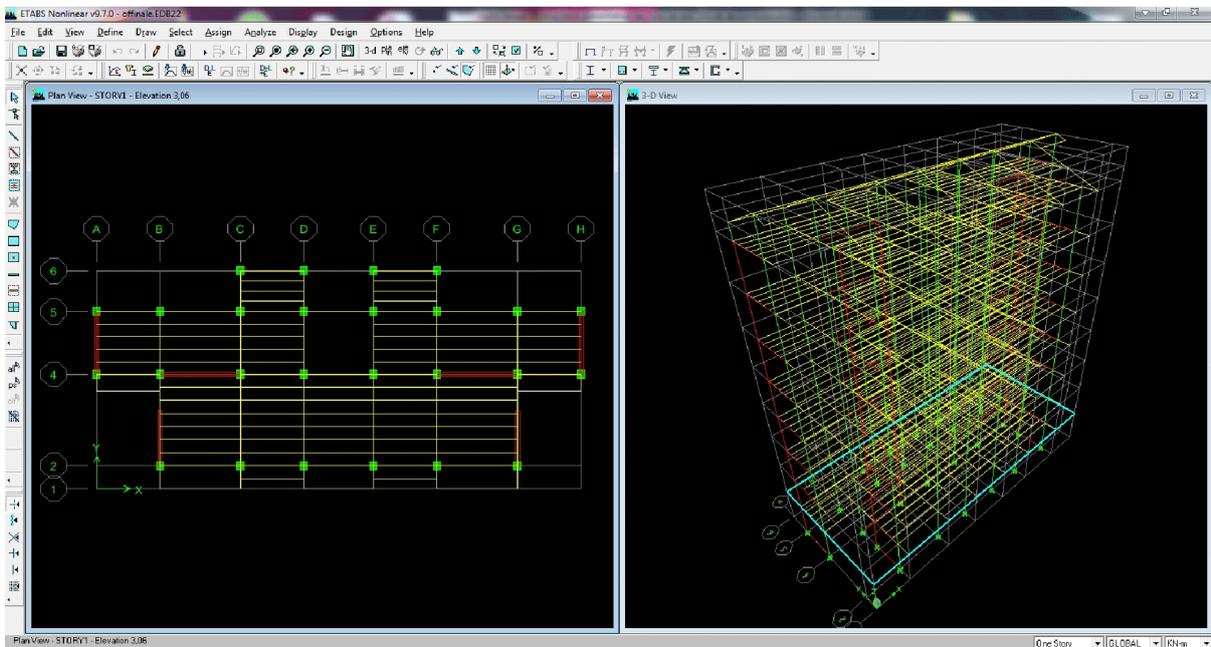


Définition de nombre de modes

Dynamie Analysis → set Dynamie parameters



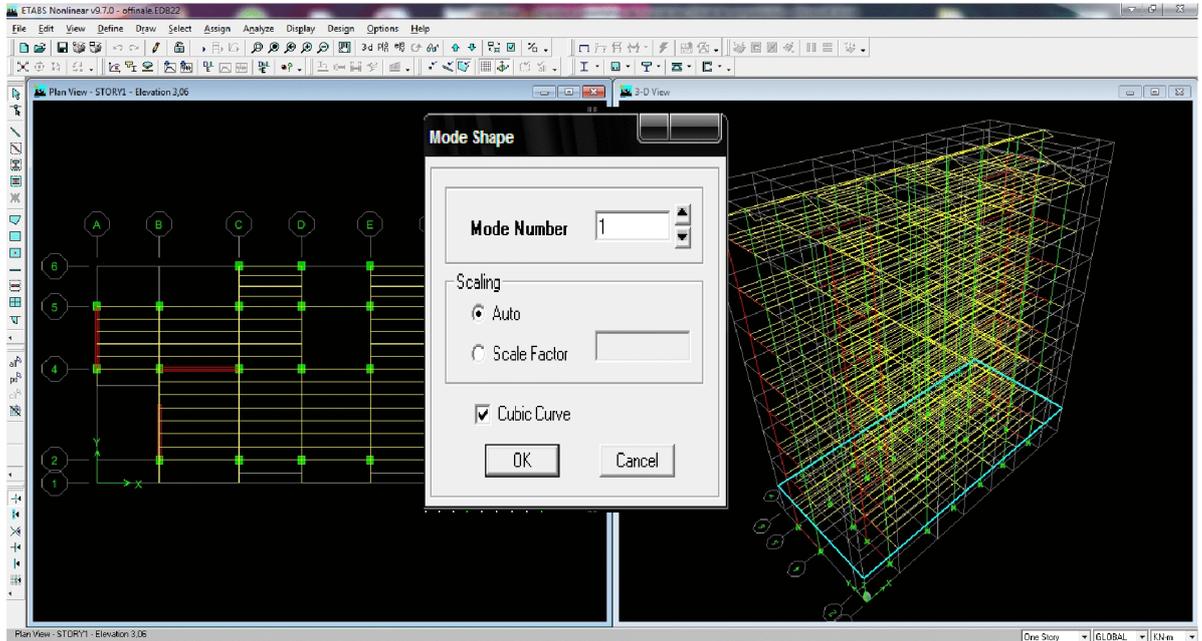
– on clique sur F5 pour lance l'analyse



❖ Septième étape

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

- Visualisation des différents résultats : On clique sur Display puis sur 
- ✓ Le nombre de mode

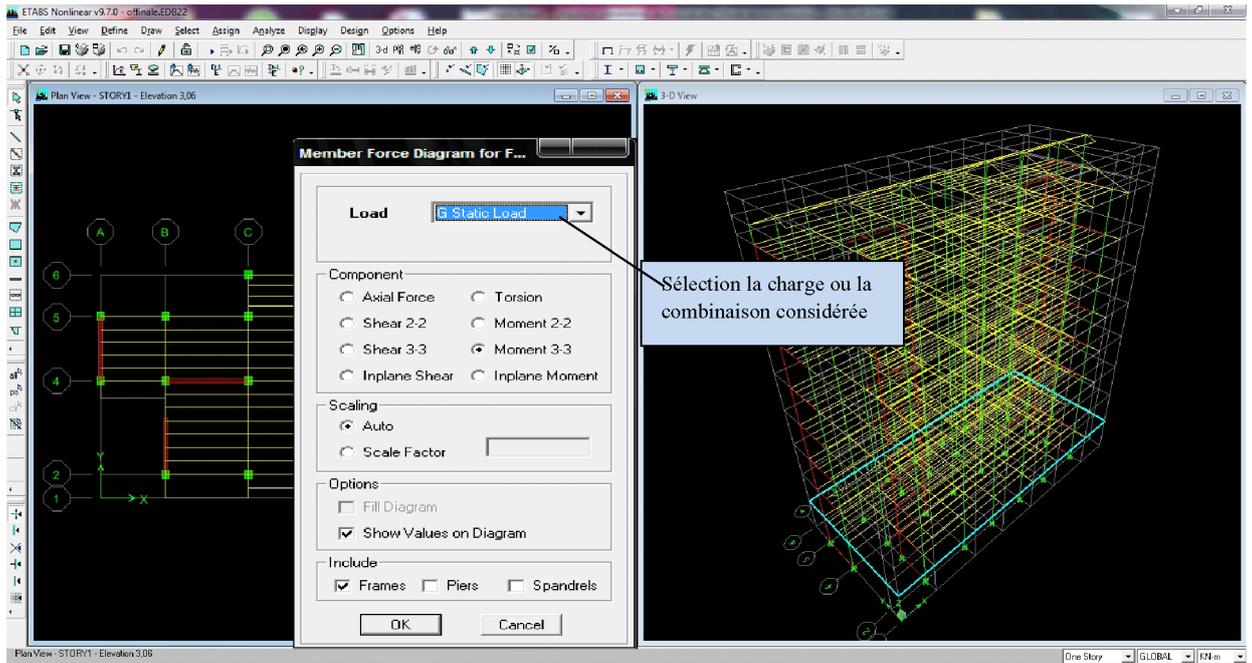


- ✓ Les différents résultats

Les efforts interne :

Le menu display permet d'afficher les efforts internes avec show membre **Forces/stresses diagram/support/ spring reaction** , et on aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement.
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux(DEN).
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET).
- L'option **Shear 3-3** permet d'afficher les efforts tranchants hors plan
- L'option **Moment 3-3** permet d'afficher le diagramme des moments fléchissant (DMF)
- L'option **torsion et moment 2-2** permet d'afficher les moments autour d'axes.
- L'option **Seal factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.
- Pour voir les valeurs dans les diagrammes on découche **Fill diagram** et on coche **Show valeus on Diagram**.

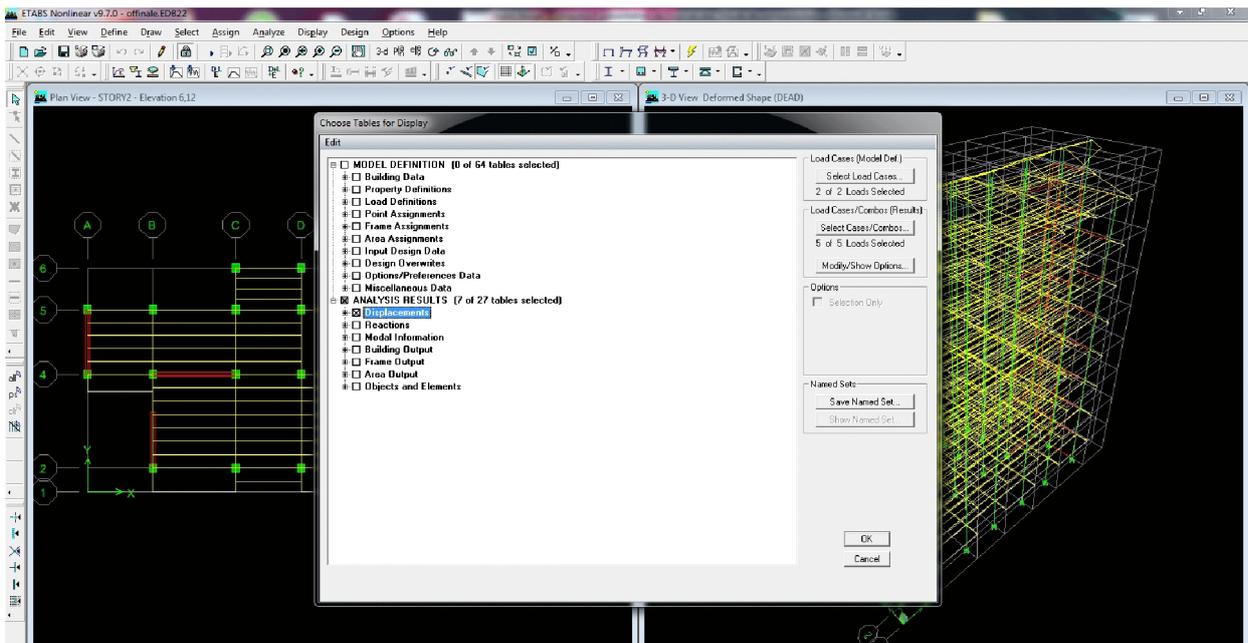


- Visualisation des résultats à l'écran

L'interface graphique de L'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes forme

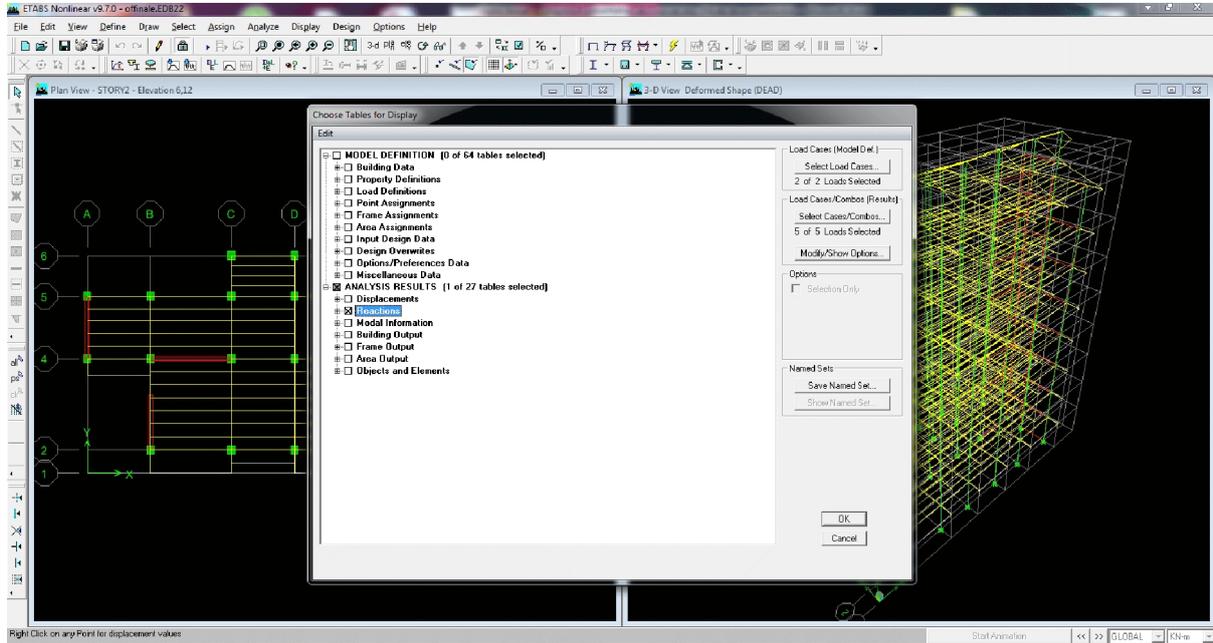
Dépassements :

Le menu display permet d'afficher les réactions avec Show tables ———> Analysis results ———> déplacements.



Réactions :

Le menu display permet d'afficher les réactions avec Show tables —> Analysis results —> Réactions.



Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité qui peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

VI-1) Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le

RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI-2) Méthode statique équivalente :**VI-2-1) Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI-2-2) Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65\text{m}$ en zones I, IIa , IIb.

$H \leq 30\text{m}$ en zone III.

b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en(**a**).

VI-3) Méthode dynamique modale spectrale :

VI-3-1) Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI-3-2) Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;

- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;

-Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de

Participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

VI-4) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié

Auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la Méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

VI-5) Vérification des conditions de la MSE :

a) Condition sur la hauteur :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Tizi- Ouzou, Zone IIa} \\ 26,73\text{m} < 65\text{m} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

b) Régularité en plan :

➤ **Forme du bâtiment :**

La forme du bâtiment est symétrique en géométrie et la distribution des masses et des Rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{24,11}{10,45} = 2,30 < 4$$

➤ **Les excentricités :** il faut que :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x \leq 15\%L_x \\ e_y \leq 15\%L_y \end{array} \right.$$

$$e_x = |XCR - XCM| < 15 \% L_x = 3,61 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

$$e_y = |YCR - YCM| < 15 \% L_y = 1,57 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

Avec :

CM : centre de masse et **CR** centre de torsion.

Tableau VI -1 : Résultats des vérifications.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	15%Lx	15%Ly	Vérification
STORY1	12,579	7,635	12,599	6,541	0,020	1,094	3,78	2,74	C. vérifiée
STORY2	12,579	7,635	12,597	5,669	0,018	1,966	3,78	2,74	C. vérifiée

STORY3	12,579	7,635	12,595	5,401	0,016	2,23	3,78	2,74	C. vérifiée
STORY4	12,579	7,634	12,593	5,335	0,014	2,30	3,78	2,74	C. vérifiée
STORY5	12,579	7,634	12,590	5,329	0,011	2,305	3,78	2,74	C. vérifiée
STORY6	12,578	7,634	12,583	5,342	0,005	2,292	3,78	2,74	C. vérifiée
STORY7	12,578	7,633	12,564	5,399	0,014	2,234	3,78	2,74	C. vérifiée
STORY8	12,583	7,626	12,486	5,396	0,097	2,23	3,78	2,74	C. vérifiée
STORY9	12,564	7,542	12,111	6,562	0,453	0,98	3,78	2,74	C. vérifiée
STORY10	12,394	7,330	11,478	7,343	0,916	0,013	3,78	2,74	C. vérifiée

➤ **Décrochements du bâtiment :**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

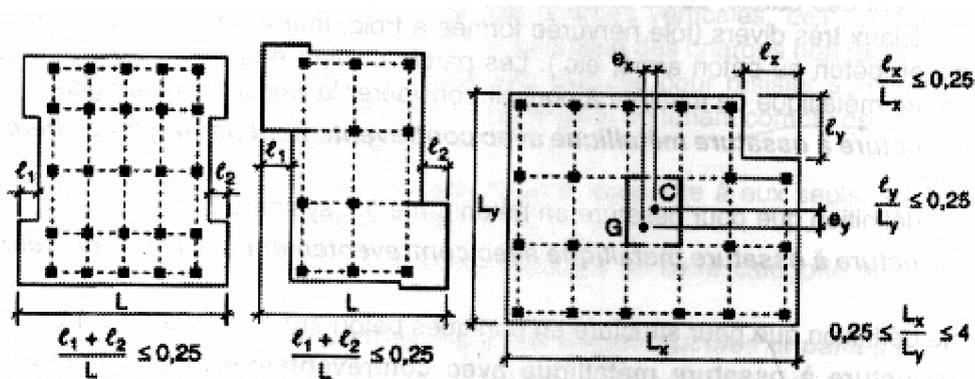


Figure VI-1: Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5

du RPA 99/ version 2003

Dans notre cas :

- **Suivant le sens (x-x) :**

$$l_1 + l_2 = 3,00 + 3,00 = 6,00 \text{ m.}$$

$$0,25 L_x = 0,25 \times 25,20 = 6,30$$

$$l_1 + l_2 < 0,25 L_x \longrightarrow \text{(Condition vérifiée.)}$$

- **Suivant le sens (y-y) :**

$$l_1 + l_2 = 1,53 + 1,52 = 3,05 \text{ m.}$$

$$0,25 L_y = 0,25 \times 14,65 = 3,66 \text{ m}$$

$$l_1 + l_2 < 0,25 L_y \longrightarrow \text{(Condition vérifiée.)}$$

➤ **Ouvertures dans les planchers :**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$$S_0 < 15\% ST$$

Avec :

S₀ : Surface totale des ouvertures.

ST : Surface totale du plancher.

$$S_0 = 16,56 \text{ m}^2.$$

$$ST = 327,512 \text{ m}^2.$$

$$15\% ST = 49,127 \text{ m}^2.$$

$$S_0 < 15\% ST \longrightarrow \text{(Condition vérifiée.)}$$

Conclusion 1:

Toutes conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en plan.

c) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu,

Dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

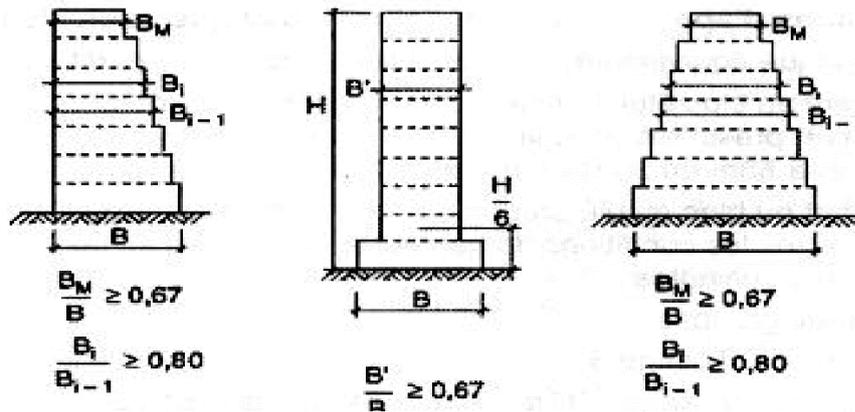


Figure VI- 2 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5
du RPA 99/ version 2003

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements → la Condition de décrochement en élévation est respectée.

Conclusion 2 :

Les trois conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion 3 :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont toutes réunies, donc la MSE est applicable. Cependant dans notre cas on a appliqué la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel ETABS 9.7.

VI-6) Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3) :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux

sens avec la formule suivante :
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

W Gi : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes

Éventuels, solidaires de la structure.

W Qi : charges d'exploitation

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Valeurs du coefficient de pondération **B**

Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés **B=0,20**

1) Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0,15$$

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003) en fonction du Système de contreventement.

Portiques contreventés par voiles $\Rightarrow (R = 3,5)$

3) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

❖ Sens longitudinal :

Critères	Observé (Oui ou Non)	P_q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2-Redondance en plan	Oui	0,00
3-Régularité en plan	Oui	0,00
4-Régularité en élévation	Oui	0,00
5-Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de qualité des l'exécution	Non	0,01

Tableau VI-1 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal

❖ Sens transversal :

Critères	Observé (Oui ou Non)	P_q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2-Redondance en plan	Oui	0,00
3-Régularité en plan	Oui	0,00
4-Régularité en élévation	Oui	0,00
5-Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de qualité des l'exécution	Non	0,01

Tableau VI-2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,01) = 1,15 \Rightarrow Q = 1,15$$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.

- Du facteur de correction d'amortissement (η).

- De la période fondamentale de la structure T .

5) Estimation de la période fondamentale :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Tableau VI- 3 : la période fondamentale et le taux de participation massique

Mode	période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.591659	77.918	0.0001	0	77.918	0.0001	0
2	0.285772	0.1035	0.0897	0	78.0216	0.0899	0
3	0.276448	0.0019	82.0032	0	78.0234	82.093	0
4	0.232645	7.9762	0.0193	0	85.9996	82.1123	0
5	0.123361	3.8733	0	0	89.8729	82.1123	0
6	0.111051	0.0676	0.0371	0	89.9405	82.1494	0
7	0.106413	2.0902	0.0031	0	92.0308	82.1525	0
8	0.077701	1.7985	0.0006	0	93.8293	82.153	0
9	0.072119	1.4071	0.0622	0	95.2364	82.2152	0
10	0.067307	0.1839	10.8558	0	95.4202	93.071	0
11	0.065434	0.5536	2.0911	0	95.9739	95.1621	0
12	0.048685	1.6888	0.0014	0	97.6627	95.1635	0

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 30,820m.$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6.Art 4.24 RPA 99/ version 2003) .

$$C_T = 0,05$$

$$D'où : T = 0,05 \times (30,8)^{3/4} = 0,654S$$

La valeur de **T** doit être majorée de 30%

$$\mathbf{T} = 1,3 \times 0,65 = 0,85\text{s} \Rightarrow \mathbf{T} = \mathbf{0,85s}$$

$$\Rightarrow \mathbf{0,59} < \mathbf{0,85s} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée.)}$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0\text{s} \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau

(4.7.Art3.3 RPA99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (site S2) $\Rightarrow \mathbf{T_2 = 0,40s}$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq \mathbf{0,70}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau

(4.2. RPA99/version 2003)

$$\xi=10\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76$$

$$\Rightarrow \mathbf{\eta = 0,76}$$

$$T_2 = 0,40 \text{ s} \leq \mathbf{T = 0,85s} \leq 3,00\text{s}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{0,40}{0,85} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,15 \Rightarrow \mathbf{D = 1,15}$$

Application numérique:

$$V_x = V_y = \frac{1,15 \times 0,15 \times 1,15}{3,5} \times 15322,161 = 868,44 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V = 868,44 \text{ KN}$$

VI-7) vérification de la résultante des forces sismiques à la base: (Art 4.3.6. RPA 99/ Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s pour une valeur de la période donnée par la formule Empirique appropriée $V_D \geq 0,80 V_s$.

sens	V statique (KN)	0,8Vstatique (KN)	V Dynamique (KN)	conclusion
(xx)	868,44	694,752	3058,18	Vérifiée
(yy)	868,44	694,752	4222,82	Vérifiée

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifiée.

VI-8)Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R = 3,5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\overline{\Delta k} \leq \Delta k = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Tableau IV-4 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\overline{\Delta_k}$ (cm)	Conditions
10	3,5	0,85	2,975	0,385	3,26	Vérifiée
9	3,5	0,96	3,36	0,035	3,06	Vérifiée
8	3,5	0,97	3,395	0,105	3,06	Vérifiée
7	3,5	0,94	3,29	0,28	3,06	Vérifiée
6	3,5	0,86	3,01	0,42	3,06	Vérifiée
5	3,5	0,74	2,59	0,56	3,06	Vérifiée
4	3,5	0,58	2,03	0,63	3,06	Vérifiée
3	3,5	0,40	1,40	0,63	3,06	Vérifiée
2	3,5	0,22	0,77	0,525	3,06	Vérifiée
1	3,5	0,070	0,245	0,245	3,06	Vérifiée

➤ Sens transversal :

Tableau IV-5: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Conditions
10	3,5	0,02	0,07	0,245	3,26	Vérifiée
9	3,5	0,09	0,315	0,315	3,06	Vérifiée
8	3,5	0,18	0,63	0,245	3,06	Vérifiée
7	3,5	0,25	0,875	0,14	3,06	Vérifiée
6	3,5	0,29	1,015	0,00	3,06	Vérifiée
5	3,5	0,29	1,015	0,14	3,06	Vérifiée
4	3,5	0,25	0,875	0,21	3,06	Vérifiée
3	3,5	0,19	0,665	0,28	3,06	Vérifiée
2	3,5	0,11	0,385	0,245	3,06	Vérifiée
1	3,5	0,04	0,14	0,14	3,06	Vérifiée

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

VI-9) justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si

la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K

V_K : effort tranchant d'étage au niveau **K**.

Δ_K : déplacement relatif du niveau **K** par rapport au niveau (**K-1**).

h_K : hauteur de l'étage **K**.

θ : facteur d'instabilité

Tableau VI-8 : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_K(m)$	$V_K \times H_K$	θ_x	$\Delta_K(m)$	$V_K \times H_K$	θ_y
10	11050.015	0,00385	1499.655	0,028	0,00245	1000.058	0,0027
9	11075.654	0,00035	2262.992	0.001712	0,00315	4890.889	0.007133
8	11489.125	0,00105	1123.02	0.010742	0,00245	3656.027	0.007699
7	11962.695	0,0028	1396.828	0.02397	0,0014	1797.138	0.009313
6	12435.705	0,0042	2518.105	0.020741	0,0000	559.031	0.000000
5	12911.388	0,0056	3656.731	0.019772	0,0014	2873.371	0.006290
4	13390.548	0,0063	4602.056	0.018331	0,0021	4714.848	0.005964
3	13869.708	0,0063	5315.771	0.016437	0,0028	6040.899	0.006428
2	14351.541	0,00525	5778.289	0.013039	0,00245	6936.316	0.005069
1	14836.851	0,00245	5995.52	0.006063	0,0014	7334.024	0.00283

VI-10) Justification de l'interaction portiques –voiles :

- ❖ Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »
- **Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :**
 - **Sens longitudinal :**

Sens x-x					
Niveau	Les sismique repris Par (poteaux+voiles)	Les sismique repris Par voiles		Les sismique repris Par les poteaux	
1	1972,1944	1445,0337	73,27%	527,1804	26,73%
2	1007,5679	768,4888	76,27%	239,3767	23,73%
3	136,3673	104,0363	76,29%	51,8709	38,037%
4	816,0265	563,9096	69,10%	252,1753	30,90%
5	1389,0312	980,864	70,71%	408,3891	29,40%
6	1658,4833	1173,124	70,73%	485,6797	29,28%
7	1588,2758	1138,0856	71,65%	450,6672	28,37%
8	1206,4786	832,6221	69,01%	374,386	31,03%
9	580,6766	320,9136	55,26%	260,5999	44,87%

➤ Sens transversal :

Sens y-y					
Niveau	Les sismique repris Par (poteaux+voiles)	Les sismique repris Par voiles		Les sismique repris Par les poteaux	
1	1494,2012	1070,3197	71,63%	424,1472	38,38%
2	881,0274	611,4998	69,40%	270,2173	30,67%
3	411,1781	279,5672	67,99%	139,9373	34,04%
4	354,1519	290,7014	82,08%	63,4505	17,92%
5	581,413	493,0292	82,79%	91,6456	17,67%
6	728,7859	602,1884	82,12%	129,5885	17,78%
7	739,2738	621,3928	84,05%	122,1705	16,52%
8	589,3867	490,0624	83,14%	104,4278	17,71%
9	248,9753	198,53	79,74%	50,4419	20,26%

❖ Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont :

➤ **Charges verticales reprise par les portiques :(55,77%)**

➤ **Charges verticales reprise par les voiles :(44,23%)**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Conclusion :

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le

Système de contreventement est mixte .

VII-1) ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ELU.....1,35G+1,5Q
- ELS.....G + Q
- RPA 2003.....G+Q±E
0,8G± E

VII-1-1) Recommandation de RPA pour le ferrailage des poutres :**1) Armatures longitudinales (Art-7.5.2.1):**

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

$$A_{\min}=0,5\% \text{ b.h}$$

- Poutres principales de (30x40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{cm}^2$.
- Poutres secondaires de (30x35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{cm}^2$.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

✓ **en zone courante :**

-Poutres principales de (30x40) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{cm}^2$.

-Poutres secondaires de (30x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{cm}^2$.

✓ **en zone de recouvrement :**

-Poutres principales de (30x40) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{cm}^2$.

-Poutres secondaires de (30x35) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{cm}^2$.

- La longueur de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2) Armatures transversales (Art-7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- $S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.
- Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E_3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivant qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale
- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ 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 nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII-1-2) Calcul de ferrailage :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$ (situation durable).

Si: $\mu < \mu_l = 0,392$ \Rightarrow La Section est simplement armée(SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule : $M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$\Delta M = M - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M : moment maximum dans les poutres.

$$A_s = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec :

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

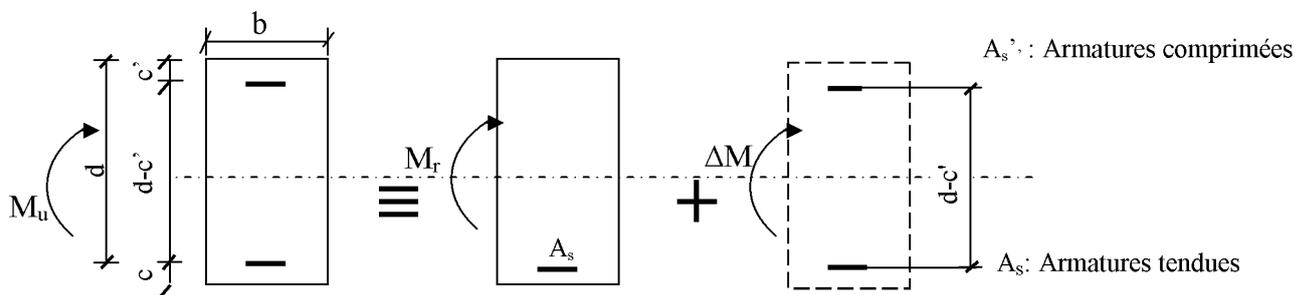


Fig VII-1 : section rectangulaire doublement armée.

1) Ferraillage des poutres principales (poutres longitudinales) :

a) Armatures en travées :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

niveau	M_{tu} (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm^2)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm^2)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm^2)	Ferrailage
8	48,974	0,079	SSA	0,9585	6,00	3,86	6,97	3HA10+3HA14
7	49,067	0,079	SSA	0,9585	6,00	3,87	6,97	3HA10+3HA14
6	47,898	0,077	SSA	0,9595	6,00	3,77	6,97	3HA10+3HA14
5	46,881	0,076	SSA	0,960	6,00	3,69	6,97	3HA10+3HA14
4	46,729	0,075	SSA	0,961	6,00	3,68	6,97	3HA10+3HA14
3	45,908	0,074	SSA	0,962	6,00	3,61	6,97	3HA10+3HA14
2	45,283	0,073	SSA	0,9625	6,00	3,56	6,97	3HA10+3HA14
1	45,451	0,073	SSA	0,9625	6,00	3,57	6,97	3HA10+3HA14

b) Armatures aux appuis :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

niveau	$M_{q_{max}}$ (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm^2)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm^2)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm^2)	Ferrailage
8	119,57	0,194	SSA	0,891	6,00	10,15	10,66	4HA12+4HA14
7	105,657	0,171	SSA	0,9055	6,00	8,82	9,30	4HA10+4HA14
6	107,769	0,175	SSA	0,903	6,00	9,02	9,30	4HA10+4HA14
5	133,283	0,216	SSA	0,877	6,00	11,49	12,55	4HA12+4HA16
4	151,300	0,246	SSA	0,856	6,00	13,36	14,20	4HA14+4HA16
3	157,809	0,256	SSA	0,849	6,00	14,05	14,20	4HA14+4HA16
2	154,768	0,251	SSA	0,853	6,00	13,72	14,20	4HA14+4HA16
1	110,487	0,179	SSA	0,9005	6,00	9,27	9,30	4HA10+4HA14

2) Ferrailage des poutres secondaires (poutres transversales) :

a) Armatures en travées :

niveau	M_{tu} (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm^2)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm^2)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm^2)	Ferraillage
8	14,559	0,037	SSA	0,9815	4,375	1,29	4,52	3HA14
7	12,971	0,033	SSA	0,9835	4,375	1,15	4,52	3HA14
6	12,005	0,031	SSA	0,9845	4,375	1,06	4,52	3HA14
5	10,913	0,028	SSA	0,986	4,375	0,96	4,52	3HA14
4	10,092	0,026	SSA	0,987	4,375	0,89	4,52	3HA14
3	9,655	0,024	SSA	0,988	4,375	0,85	4,52	3HA14
2	9,184	0,023	SSA	0,9885	4,375	0,80	4,52	3HA14
1	8,316	0,021	SSA	0,9895	4,375	0,73	4,52	3HA14

b) Armatures aux appuis :

niveau	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm^2)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm^2)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm^2)	Ferraillage
8	31,081	0,083	SSA	0,9565	4,375	2,83	6,97	3HA12+3HA14
7	29,096	0,075	SSA	0,961	4,375	2,64	6,97	3HA12+3HA14
6	27,204	0,070	SSA	0,964	4,375	2,46	6,97	3HA10+3HA14
5	25,105	0,065	SSA	0,9665	4,375	2,26	6,97	3HA10+3HA14
4	24,466	0,063	SSA	0,9675	4,375	2,20	6,97	3HA10+3HA14
3	24,125	0,062	SSA	0,968	4,375	2,17	6,97	3HA10+3HA14
2	23,797	0,061	SSA	0,9685	4,375	2,14	6,97	3HA10+3HA14
1	23,602	0,061	SSA	0,9685	4,375	2,12	6,97	3HA10+3HA14

VII-1-3) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

✓ Pour les poutres longitudinales (30x40) : $A_{min}=1,38 \text{ cm}^2$.

✓ Pour les poutres transversales (30x35) : $A_{min}=1,207 \text{ cm}^2$.

$$A_{min} < A_s \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.1,21/BAEL91) :

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

$$\tau_{uj} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

" Pour les poutres longitudinales $\tau_{uj} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{138,79 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,22 \text{ MPa}$

" Pour les poutres transversales $\tau_{uj} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{161,51 \times 10^3}{250 \times 330} = 1,96 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow$ (Condition vérifiée).

C) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis:

$$T_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Pour les poutres longitudinales :

$T_u = 138,79 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 684 \text{ KN} \longrightarrow$ (Condition vérifiée).

➤ Pour les poutres transversales :

$T_u = 161,51 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 495 \text{ KN} \longrightarrow$ (Condition vérifiée).

d) Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales (Art A.5.1,32/BAEL91) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui

une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$D'ou A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

➤ Pour les poutres longitudinales :

$$138,79 - \frac{119,559}{0,9 \times 0,38} = -210,79 < 0$$

➤ Pour les poutres transversales :

$$161,51 - \frac{74,234}{0,9 \times 0,33} = -88,44 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art6.1 ,3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9 \cdot d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

➤ Pour les poutres longitudinales :

$$\tau_{se} = \frac{138,79 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 376,99} = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ Pour les poutres transversales :

$$\tau_{se} = \frac{161,51 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 226,08} = 2,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

f) Calcul des ancrages des barres :

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

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi$$

$$\text{Pour } \phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,0 = 35,27 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1 ,21.

$$\text{Pour } \phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 56,44 = 22,576 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm.}$$

g) Calcul les armatures transversales : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 16 \right\} = 11,42 \text{ mm}$$

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

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

h) détermination de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = \max(47,66 ; 30 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$.

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

i) calcul des espacements selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2.2) :

• **En zone nodale (appuis) :**

$$st \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \right)$$

– Pour les poutres longitudinales : $S_t = 8 \text{ cm}$.

– Pour les poutres transversales : $S_t = 8 \text{ cm}$.

• **En zone courante (travée) :**

$$st \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

– Pour les poutres longitudinales : $S_t = 18 \text{ cm}$.

– Pour les poutres transversales : $S_t = 15 \text{ cm}$.

J) Armatures transversales minimales:

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$$

✓ Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,72 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

✓ Zone courante:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 18 \times 30 = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,62 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

VII-1-4) Vérification à l'ELS :**❖ Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ Etat limite de compression du béton :

la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\overline{\sigma}_{bc}$.

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

$$\text{avec : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

On déduit les valeurs de β_1 et K à partir des tableaux.

$$\text{La contrainte dans l'acier est } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

A_s : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

1) Vérification du ferrailage des poutres principales :

a) Aux appuis :

niveau	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{sadoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
8	86,684	10,66	0,935	0,8648	21,791	247,45	11,35	15	vérifiée
7	76,63	9,30	0,816	0,8701	23,495	249,21	10,60	15	vérifiée
6	68,862	9,30	0,816	0,8701	23,495	223,95	9,53	15	vérifiée
5	63,323	12,55	1,10	0,8542	19,537	155,44	7,96	15	vérifiée
4	54,052	14,20	1,245	0,8497	18,275	117,88	6,45	15	vérifiée
3	43,541	14,20	1,245	0,8497	18,275	94,96	5,19	15	vérifiée
2	43,895	14,20	1,245	0,8497	18,275	95,74	5,23	15	vérifiée
1	44,423	9,30	0,816	0,8701	23,495	144,47	6,15	15	vérifiée

b) En travée :

niveau	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{sadoptée}$	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
8	35,486	6,16	0,540	0,8908	30,80	170,18	5,52	15	vérifiée
7	35,55	6,16	0,540	0,8908	30,80	170,18	5,53	15	vérifiée
6	34,706	6,16	0,540	0,8908	30,80	166,44	5,40	15	vérifiée
5	33,97	6,16	0,540	0,8908	30,80	162,91	5,29	15	vérifiée
4	33,86	6,16	0,540	0,8908	30,80	162,38	5,27	15	vérifiée
3	33,266	6,16	0,540	0,8908	30,80	159,53	5,18	15	vérifiée
2	32,813	6,16	0,540	0,8908	30,80	157,36	5,11	15	vérifiée
1	32,935	6,16	0,540	0,8908	30,80	157,95	5,13	15	vérifiée

2) Vérification du ferraillage des poutres transversales :a)Aux appuis :

niveau	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{sadoptée}$	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
8	22,558	6,97	0,844	0,8697	23,39	112,77	4,82	15	vérifiée
7	21,115	6,97	0,844	0,8697	23,39	105,55	4,51	15	vérifiée
6	19,741	6,97	0,844	0,8697	23,39	98,68	4,22	15	vérifiée
5	18,217	6,97	0,844	0,8697	23,39	91,06	3,89	15	vérifiée
4	17,672	6,97	0,844	0,8697	23,39	88,34	3,77	15	vérifiée
3	17,425	6,97	0,844	0,8697	23,39	87,11	3,72	15	vérifiée
2	17,187	6,97	0,844	0,8697	23,39	85,92	3,67	15	vérifiée
1	17,044	6,97	0,844	0,8697	23,39	85,20	3,65	15	vérifiée

b) En travée :

niveau	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{s_{adoptée}}$	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
8	10,561	5,52	0,669	0,8805	26,87	65,84	2,45	15	vérifiée
7	9,407	5,52	0,669	0,8805	26,87	58,65	2,18	15	vérifiée
6	8,707	5,52	0,669	0,8805	26,87	54,28	2,02	15	vérifiée
5	7,915	5,52	0,669	0,8805	26,87	49,35	1,83	15	vérifiée
4	7,23	5,52	0,669	0,8805	26,87	45,07	1,67	15	vérifiée
3	6,912	5,52	0,669	0,8805	26,87	43,09	1,60	15	vérifiée
2	6,57	5,52	0,669	0,8805	26,87	40,96	1,52	15	vérifiée
1	5,937	5,52	0,669	0,8805	26,87	37,01	1,37	15	vérifiée

❖ Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

• Calcul de la flèche :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

Selon le Sens (xx) : $f_{max} = 0,51\text{cm}$

Selon le Sens (yy) : $f_{max} = 0,0228\text{cm}$

Valeurs limites de la flèche :

Pour $L \leq 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$f = 0,51 \leq \bar{f} = \frac{L_x}{500} = \frac{395}{500} = 0,79$$

$$f = 0,022 \leq \bar{f} = \frac{L_y}{500} = \frac{450}{500} = 0,9$$

Conclusion :

La condition de flèche est vérifiée

VII-2) ferrailage des poteaux:**VII -2-1) Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \Rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \Rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q+E \Rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G+E \Rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VII -2-2) Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :**1) Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur du poteau est de **0,8%** en toute section.

$$A_{\min}=0,8\% \text{ b.h}$$

- Poteau (35×40) : $A_{\min}=0,008 \times 35 \times 40 = 11,2\text{cm}^2$.
- Poteau (30×35) : $A_{\min}=0,008 \times 30 \times 35 = 8,40\text{cm}^2$.
- Poteau (30×30) : $A_{\min}=0,008 \times 30 \times 30 = 7,20\text{cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

✓ **en zone courante :**

- Poteau (35×40) : $A_{\max}=0,06 \times 35 \times 40 = 84\text{cm}^2$.
- Poteau (30×35) : $A_{\max}=0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$.
- Poteau (30×30) : $A_{\max}=0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$.

✓ **en zone de recouvrement :**

- Poteau (35×40) : $A_{\max}=0,04 \times 35 \times 40 = 56\text{cm}^2$.
- Poteau (30×35) : $A_{\max}=0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$.

- Poteau (30×30) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$.
- Le diamètre minimal est de **12[mm]**.
- La longueur minimale des recouvrements $L_r = 40 \Phi_L^{\min}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

2) Armatures transversales : (Art7.4.2.2/ RPA99 révisée 2003) :

- Le rôle des armatures transversales consiste à :
 - Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
 - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
 - Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : λ_g élancement géométrique.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur **maximum** d'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10 \phi, 15\text{cm})$$

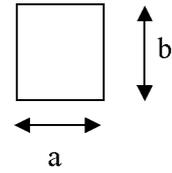
- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_l^{\min}$$

Avec ϕ est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

▪ Calcul d'élanement : (élanement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

▪ Quantité d'armatures transversales minimale : (Art 7.4.2 ,2/ RPA99 révisée 2003).

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum

VII -2-3) Calcul de ferrailage:

1) Calcul à l'ELU :

Etapas de calcul en flexion composée :

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$ Alors la section est partiellement comprimée.

✓ Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$.Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d- c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (*)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$ M_f : Moment fictif.

➤ Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Si } \mu < \mu_1 \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA)
donc il faut calculer A_s et A'_s ,

$$\text{si : } \mu \leq \mu_1 = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$.

$$\text{si : } \mu \geq \mu_1 = 0,392 \text{ (SDA)}$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$Nu(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \rightarrow (**)$$

- Si l'inégalité (**) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{Nu - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c') - Mf}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

❖ Calcul des armatures dans le sens longitudinal :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b × h) (cm) ²	obs.	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{dopté} (cm ²)	Ferraillage
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	N _{max} = -1765,72	M _{cor} = -3,652	30 × 40	SET	0,59	1,178	9,60	14,2	4HA16 + 4HA14
	N _{min} = -347,59	M _{cor} = -3,96		SPC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -499,92	M _{max} = 37,957		SPC	0,00	0,00			
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	N _{max} = -1146,18	M _{cor} = -14,344	30 × 35	SEP	0,00	0,00	8,40	12,32	8HA14
	N _{min} = -181,112	M _{cor} = -9,597		SPC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -269,84	M _{max} = 44,886		SPC	0,66	0,00			
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	N _{max} = -600,39	M _{cor} = -15,444	30 × 30	SPC	0,00	0,00	7,20	10,68	4HA14+4HA12
	N _{min} = 156,93	M _{cor} = 0,115		SET	2,62	1,89			
	N _{cor} = -60,58	M _{max} = 36,057		SPC	0,00	0,00			

❖ Calcul des armatures dans le sens transversal :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b×h) (cm) ²	obs.	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Ferrailage
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	N _{max} = -1765,72	M _{cor} = -3,652	30×40	SET	0,59	1,178	9,60	14,2	4HA16 + 4HA14
	N _{min} = -347,59	M _{cor} = -3,96		SPC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -506,79	M _{max} = 39,14		SPC	0,00	0,00			
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	N _{max} = -1146,18	M _{cor} = -14,344	30×35	SPC	0,00	0,00	8,40	12,32	8HA14
	N _{min} = -199,85	M _{cor} = 0,222		SPC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -269,84	M _{max} = 44,886		SPC	0,66	0,00			
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	N _{max} = -600,39	M _{cor} = -15,444	30×30	SPC	0,00	0,00	7,20	10,68	4HA14+4HA12
	N _{min} = 156,93	M _{cor} = -0,115		SET	2,62	1,89			
	N _{cor} = -60,58	M _{max} = 36,057		SPC	0,00	0,00			

2) Vérification à L'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant (Art7.4.3,2/RPA99) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25\text{MPa.}$$

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

On a $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\bar{\tau}_b = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$$

• Poteaux 30x40 :

T=53,39(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x40 sous charges sismique GQE)

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{53,39 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,468 < 1,875$$

• **Poteaux 30x35 :**

T=40,70(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x35 sous charges sismique GQE)

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{40,70 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,411 < 1,875$$

• **Poteaux 30x30 :**

T=21,46(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x35 sous charges sismique GQE)

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{21,46 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,255 < 1,875$$

b) longueur d'ancrage : (Art A.6.1,23/BAEL91) :

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

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi$$

Pour $\phi = 1,6$ cm $\Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44$ cm.

Pour $\phi = 1,4$ cm $\Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38$ cm

Pour $\phi = 1,2$ cm $\Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33$ cm.

c) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ cm} \text{ Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Φ_t : le plus grande diamètre des armatures longitudinales.

On adopte deux cadre : $4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t \text{ min}=8\text{cm}$.

❖ **Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = (10 \times 1,2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$S_t = 10\text{cm}.$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \min 15 \Phi_t^{\min} = 18\text{cm}$$

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

Avec $\phi_{1\text{min}}$: diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ **Les recommandations du (Art .7.4.2, 2/ RPA 99) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e}$$

Avec : T_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal :

$$\rho_a = 2,5 \text{ Si l'élançement géométrique dans la direction considérée } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ dans le cas contraire.}$$

• **Poteaux 30x40 :**

T=53,39(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x40 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{2,5 \times 53,39 \times 10 \times 0,15}{0,40 \times 400} = 1,25\text{cm}^2$$

• **Poteaux 30x35 :**

T=40,70(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x35 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{2,5 \times 40,70 \times 10 \times 0,15}{0,35 \times 400} = 1,09\text{cm}^2$$

• **Poteaux 30x30 :**

$T=21,46$ (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x30 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{2,5 \times 21,46 \times 10 \times 0,15}{0,30 \times 400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

On adopte deux cadres : $4\Phi 8=2,01 \text{ cm}^2$.

❖ **Vérification de la quantité d'armature (Art 7.4.2, 2 / RPA99).**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5$: $A^{\min}=0,3\% \times S_t \times b$.
- Si $\lambda_g \leq 3$: $A^{\min}=0,8\% \times S_t \times b$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} \text{ avec } L_f = 0,7L = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

- Poteaux 30x40 : $\lambda_g = \frac{2,142}{0,40} = 5,355$
- Poteaux 30x40 : $\lambda_g = \frac{2,142}{0,35} = 6,12$
- Poteaux 30x40 : $\lambda_g = \frac{2,142}{0,30} = 7,14$

$$\lambda_g \geq 5 \text{ donc } A^{\min}=0,3\% \times S_t \times b.$$

✓ **En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :**

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

✓ **En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$) :**

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2.$$

2) Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des contraintes :

Pour le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- état limite d'ouverture des fissures :

aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad (\text{Art.4.5,2/BAEL 91}).$$

Deux cas peuvent se présenter :

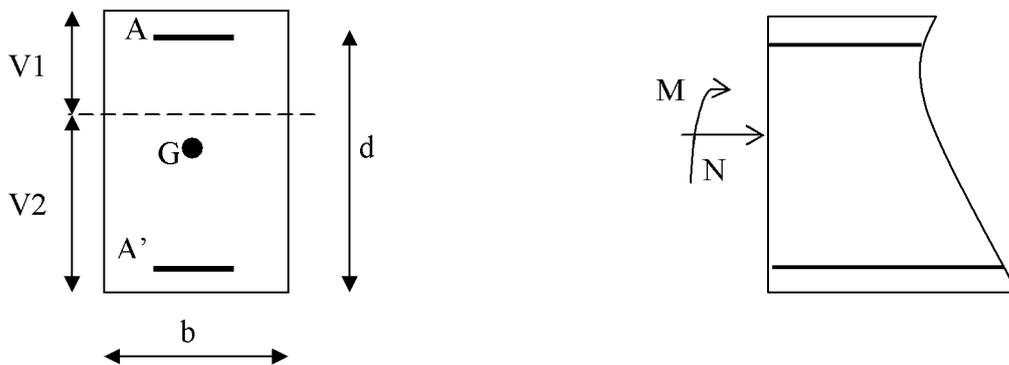
Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ 1^{er} cas :

$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

- La section homogène est :



$$B_0 = b \times h + n (A_s + A'_s).$$

$$V_1 = I = \frac{1}{B_0} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(As.c + As.d) \right) \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C)^2 - A'_s(V_1 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_{s1} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M \times (V_1 - c')}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M \times (V_2 - c)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

Ns : Effort de compression à l'ELS.

Ms : moment fléchissant à l'ELS.

B₀ : section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15 A'_s$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives, on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ 2^{ème} cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section est partiellement comprimée.}$$

Avec :

y_{ser} : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée .

y_c : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp .

C_1 : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

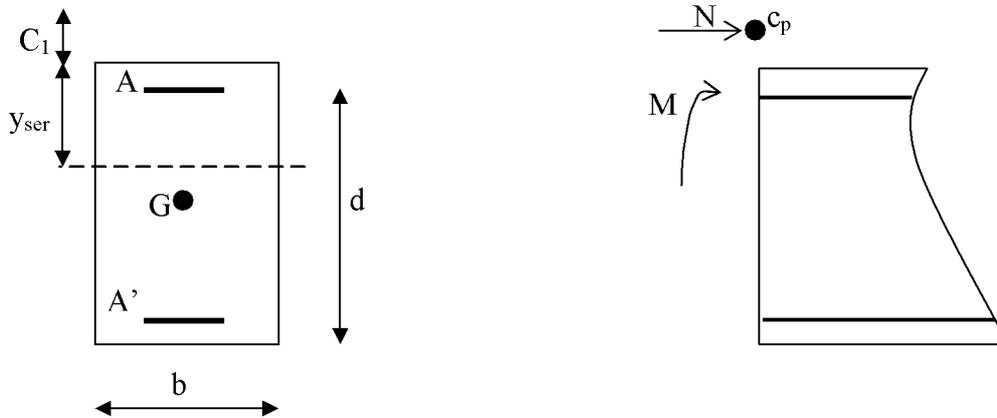
Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = k \times y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \text{ ou } k = \frac{N_{ser} \times y_c}{I_{xx'}}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$I_{xx'} = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1 \text{ et } c_1 = d - e_a \text{ avec : } e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$



$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots (*)$$

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'(c_1 - c')}{b} + 90\frac{A}{b}(d - c')$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90A'(c_1 - c')^2}{b} - 90\frac{A}{b}(d - c')^2$$

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

si : $\Delta \geq 0$ $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$; $\mu = \sqrt[3]{t}$; $y_c = \mu - \frac{p}{3\mu}$

si : $\Delta \leq 0$ $\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

$$y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On tiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$$

Niveaux	N(KN)	M (KN.m)	e(m)	obs.	σ_{b1}	σ_{b2}	σ_{bc}	obs	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_s	obs
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	$N_{max} = -1281,86$	$M_{cor} = -264,70$	0,2064	SPC	2,67	0,00	15	vérifiée	23,30	36,10	348	vérifiée
	$N_{min} = -253,30$	$M_{cor} = -2,867$	0,0113	SET	1,75	1,70	15	vérifiée	23,63	23,60	348	vérifiée
	$N_{cor} = -363,32$	$M_{max} = 27,475$	0,0756	SPC	4,14	0,00	15	vérifiée	19,79	55,80	348	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	$N_{max} = -832,21$	$M_{cor} = -10,374$	0,0120	SET	7,77	7,70	15	vérifiée	7,55	7,56	348	vérifiée
	$N_{min} = -145,46$	$M_{cor} = 0,162$	0,0011	SPC	1,05	1,00	15	vérifiée	15,76	15,70	348	vérifiée
	$N_{cor} = -195,81$	$M_{max} = 32,474$	0,1660	SPC	4,69	0,00	15	vérifiée	38,25	63,76	348	vérifiée
6, 7 ^{ème}	$N_{max} = -436,24$	$M_{cor} = -11,148$	0,0255	SET	5,47	5,40	15	vérifiée	78,30	78,00	348	vérifiée
	$N_{min} = 112,75$	$M_{cor} = 0,076$	0,0006	SPC	0,94	0,90	15	vérifiée	14,02	14,00	348	vérifiée
	$N_{cor} = -94,52$	$M_{max} = 26,06$	0,2750	SPC	1,91	0,00	15	vérifiée	64,76	86,10	348	vérifiée

b) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveaux	N(KN)	M (KN.m)	e(m)	d(cm)	b(cm)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	obs
RDC, 1 ^{ème} , 2 ^{ème}	$N_{max} = -1281,86$	$M_{cor} = -264,70$	0,2064	38	30	0,335	14,20	vérifiée
	$N_{min} = -253,30$	$M_{cor} = -2,867$	0,0113	38	30	3,76	14,20	vérifiée
	$N_{cor} = -363,32$	$M_{max} = 27,475$	0,0756	38	30	0,00	14,20	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	$N_{max} = -832,21$	$M_{cor} = -10,374$	0,0120	33	30	3,36	12,32	vérifiée
	$N_{min} = -145,46$	$M_{cor} = 0,162$	0,0011	33	30	2,97	12,32	vérifiée
	$N_{cor} = -195,81$	$M_{max} = 32,474$	0,1660	33	30	0,180	12,32	vérifiée
6 ^{et} 7 ^{ème}	$N_{max} = -436,24$	$M_{cor} = -11,148$	0,0255	28	30	3,93	10,68	vérifiée
	$N_{min} = 112,75$	$M_{cor} = 0,076$	0,0006	28	30	2,51	10,68	vérifiée
	$N_{cor} = -94,52$	$M_{max} = 26,06$	0,2750	28	30	0,67	10,68	vérifiée

IX-3) Ferrailage des voiles :**IX -3-1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce la nous ferrailons nos voiles par zones :

- **Zone I** → Niveaux RDC, 1 et 2.
- **Zone II** → Niveaux 3, 4 et 5.
- **Zone III** → Niveaux 6 et 7.

◆ Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA 99révisé 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

IX -3-2) Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

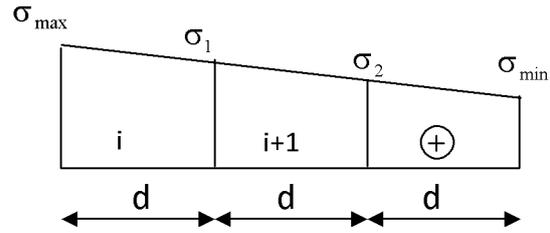
❖ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

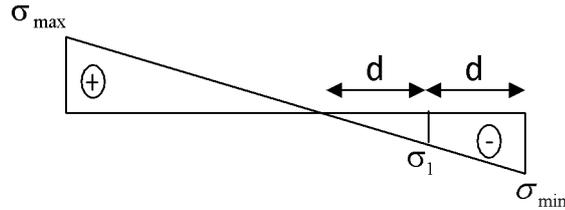
e : épaisseur du voile.



❖ Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

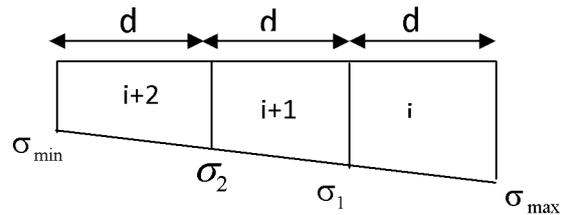
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



2) Armatures verticales :

• Section entièrement comprimée :

$$A_V = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier à 0.2 ‰ = 348 MPa

• Section partiellement comprimée :

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

• Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier à 2 % = 348 MPa

3) Armatures minimales :

➤ Compression du béton :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / ml$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21 /BAEL 91}).$$

Avec : B : section du béton comprimée.

➤ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec B = d. e

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$
- D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0,2\% B$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}, 0,2\% B\right).$$

4) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **D'après le R PA 99 révisé 2003 (Art 7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné

Comme suit :

$$A_H \geq 0,15 \% \times B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0,10 \% \times B \quad \text{En zone courante.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

5) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

6) 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Espacement :**

D'après l'Art 7.7.4,3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } St \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{37,5\text{cm}, 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

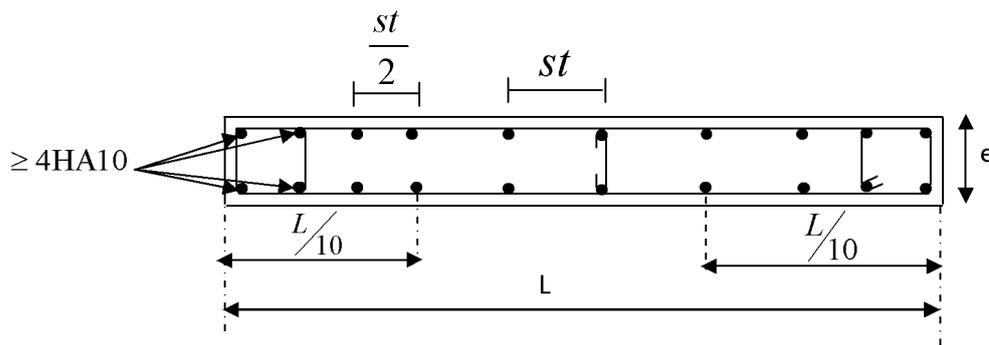
• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal:**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un

potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

IX -3-3) Vérification :

1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton .

A: Section d'armatures adoptée .

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

IX -3-4) Exemple de calcul : (zone I)

Soit à calculer le ferrailage du voile transversale

$$L = 2,75 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$I = 0,346 \text{ m}^4, \quad V = V' = L/2 = 1,375 \text{ m}$$

$$B = 0,55 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 2258,77 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -14001,88 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ La section est entièrement tendue (SPC)}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0,25 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = 0,25 \text{ m}$

➤ **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times \frac{d}{L} = 12518,63 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \times e = 369,46 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 10,61 \text{ cm}^2$$

➤ **2^{eme} tronçon :**

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \times e = 312,96 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 8,99 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left(0,2 \% B, \frac{B \times f_{128}}{f_e} \right)$$

telque $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (2,00 \text{ cm}^2 ; 5,25 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \text{ avec : } T = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1256,05}{400 \times 10^{-1}} = 44,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 44,94 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{v1/2} + A_{vj}/4 = 16,54 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v1/2} + A_{vj}/4 = 15,73 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

Soit : 10HA16=20,11 cm²/nappe avec: S_t= 25 cm.

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4} = 11,23 \text{ cm}^2$

Soit : 8HA12 = 13,57 cm²/nappe

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

– **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1256,05 \times 10}{20 \times 0,9 \times 286} = 2,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition verifiée)}$$

➤ **RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1256,05 \times 10}{20 \times 0,9 \times 286} = 3,17 \text{ MPa}$$

avec : $T_u = 1,4 \times V_u$

$$\tau_b = 3,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition verifiée)}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{4675,39 \times 10}{20 \times 275 + 15 \times 2 \times 42,22} = 7,62 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 13,73 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition verifiée)}$$

IX -3-4) les tableaux de ferrailage des voiles :

Voiles transversales: (VT1 - VT2)

Section (zone)		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,75	2,75	2,75	
	B (m ²)	0,55	0,55	0,55	
	I (m ⁴)	0,346	0,346	0,346	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	V=V'=L/2	1,375	1,375	1,375	
Sollicitations	M(KN.m)	-2046,012	-1782,034	-244,439	
	N(KN)	-3229,08	-2859,62	-767,58	
	σ _{max} (MPa)	2258,77	1882,47	-2366,99	
	σ _{min} (MPa)	-14001,88	-12281,47	-424,20	
	observations	SPC	SPC	SET	
	lc(m)	0,38	0,36	0	
	li(m)	2,36	2,38	2,75	
	d(m)	0,25	0,24	0,68	
	σ ₁ (MPa)	12518,63	11042,64	1886,59	
	Vu(KN)	1167,46	-517,28	-321,11	
Ferrailage	N(KN)	N ₁ (KN)	369,46	310,20	289,24
		N ₂ (KN)	312,96	261,02	157,13
		Ns(KN)	-4675,39	-2887,75	-923,65
	A _v (cm ²)	A _{v1} (cm ²)	10,61	8,91	8,31
		A _{v2} (cm ²)	8,99	7,61	4,51
		A _{vj} (cm ²)	44,94	19,91	12,36
		A ₁ =A _{v1} /2+ A _{vj} /4	16,54	9,43	7,245
		A ₂ = A _{v2} /2+ A _{vj} /4	15,73	8,78	5,34
	A _{min} (cm ²)	2,62	2,52	7,14	
	A ₁ adoptée (cm ²)	22,12	16,93	11,12	
	Choix des barre/nappe	10HA16	11HA14	11HA12	
	St(cm)	25	25	25	
	A ₂ adoptée (cm ²)	8HA16	8HA14	8HA14	
	A _H (cm ²)	5,53	4,23	2,78	
	A adoptée (cm ²)	5,65	5,65	3,93	
	Choix des barre/nappe	5HA12	5HA12	5HA10	
	At(cm ²)	4épingles φ8/ ml	4épingles φ8/ ml	4épingles φ8/ ml	
Vérification des contraintes	Cisaillement	τ _b (MPa)	3,17	1,00	0,87
		τ _u (MPa)	2,17	1,41	0,62
	ELS	σ _{bc} (MPa)	7,58	4,80	1,58

Voiles transversales: (VT3- VT4)

Section (zone)		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,75	2,75	2,75	
	B (m ²)	0,55	0,55	0,55	
	I (m ⁴)	0,346	0,346	0,346	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	V=V'=L/2	1,375	1,375	1,375	
Sollicitations	M(KN.m)	-2046,012	-1782,034	-244,439	
	N(KN)	-3229,08	-2859,62	-767,58	
	σ_{max} (MPa)	2258,77	1882,47	-2366,99	
	σ_{min} (MPa)	-14001,88	-12281,47	-424,20	
	observations	SPC	SPC	SET	
	lc(m)	0,38	0,36	0	
	l _t (m)	2,36	2,38	2,75	
	d(m)	0,25	0,24	0,68	
	σ_1 (MPa)	12518,63	11042,64	1886,59	
	V _u (KN)	1167,46	-517,28	-321,11	
Ferrailage	N(KN)	N ₁ (KN)	369,46	310,20	289,24
		N ₂ (KN)	312,96	261,02	157,13
		N _s (KN)	-4675,39	-2887,75	-923,65
	A _v (cm ²)	A _{v1} (cm ²)	10,61	8,91	8,31
		A _{v2} (cm ²)	8,99	7,61	4,51
		A _{vj} (cm ²)	44,94	19,91	12,36
		A ₁ =A _{v1} /2+ A _{vj} /4	16,54	9,43	7,245
		A ₂ = A _{v2} /2+ A _{vj} /4	15,73	8,78	5,34
	A _{min} (cm ²)	2,62	2,52	7,14	
	A ₁ adoptée (cm ²)	22,12	16,93	11,12	
	Choix des barre/nappe	11HA16	11HA14	11HA12	
	St(cm)	25	25	25	
	A ₂ adoptée (cm ²)	8HA16	8HA14	8HA14	
	A _H (cm ²)	5,53	4,23	2,78	
	A adoptée (cm ²)	5,65	5,65	3,93	
	Choix des barre/nappe	5HA12	5HA12	5HA10	
A _t (cm ²)	4épingles $\phi 8 / ml$	4épingles $\phi 8 / ml$	4épingles $\phi 8 / ml$		
Vérification des contraintes	Cisaillement	τ_b (MPa)	3,17	1,00	0,87
		τ_u (MPa)	2,17	1,41	0,62
	ELS	σ_{bc} (MPa)	7,58	4,80	1,58

Voiles longitudinales : (VL5 – VL6) :

Section (zone)		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,6	3,6	3,6	
	B (m ²)	0,72	0,72	0,72	
	I (m ⁴)	0,777	0,777	0,777	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	V=V'=L/2	1,85	1,85	1,85	
Sollicitations	M(KN.m)	-2769,427	-1625,648	-1316,468	
	N(KN)	-7811,81	-4823,43	-2877,94	
	σ_{max} (MPa)	-17265,43	-13477,97	-7046,87	
	σ_{min} (MPa)	-4434,11	-2933,22	-947,40	
	observations	SET	SET	SET	
	lc(m)	0,00	0,00	0,00	
	li(m)	3,60	3,60	3,60	
	d(m)	0,50	0,50	0,50	
	σ_1 (MPa)	-15483,30	-12013,42	-6199,70	
	Vu(KN)	1256,05	575,45	334,44	
Ferrailage	N(KN)	N ₁ (KN)	1637,43	1274,56	662,32
		N ₂ (KN)	995,87	747,332	357,35
		Ns(KN)	11627,29	-2084,28	4575,39
	A _v (cm ²)	A _{v1} (cm ²)	47,05	36,62	19,03
		A _{v2} (cm ²)	28,62	21,47	10,26
		A _{vj} (cm ²)	48,35	22,15	12,87
		A ₁ =A _{v1} /2+ A _{vj} /4	35,61	23,84	12,73
		A ₂ = A _{v2} /2+ A _{vj} /4	26,39	16,27	8,34
	A _{min} (cm ²)	5,25	5,25	5,25	
	A ₁ adoptée (cm ²)	42,22	24,63	13,57	
	Choix des barre/nappe	21HA16	16HA14	12HA12	
	St (cm)	18	25	25	
	A ₂ adoptée(cm ²)	14HA16	14HA14	10HA12	
	A _H (cm ²)	10,55	6,15	3,39	
	A adoptée (cm ²)	13,57	9,42	6,03	
	Choix des barre/nappe	12HA12	12HA10	12HA8	
	A _t (cm ²)	4épingles $\phi 8 / ml$	4épingles $\phi 8 / ml$	4épingles $\phi 8 / ml$	
Vérification des contraintes	cisaillement	τ_b (MPa)	3,41	1,56	0,90
		τ_u (MPa)	2,43	1,17	0,65
	ELS	σ_{bc} (MPa)	13,30	2,62	6,01

X) Etude des fondations :**X-1) Introduction :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les Efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface ; Les types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits (semelle sur 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. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X-3) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

X-4) Dimensionnement :

X-4-1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

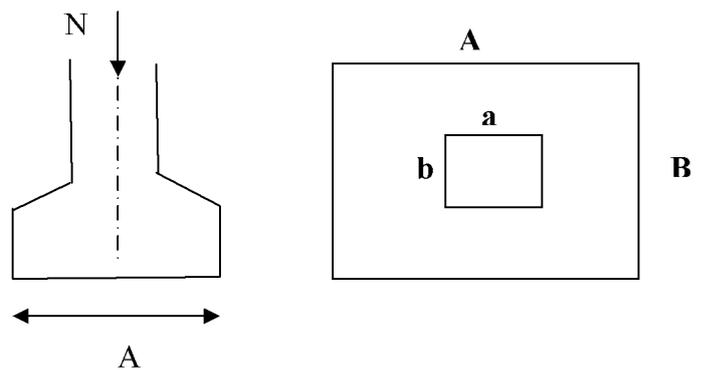


Fig X-1 : Dimension d une fondation

Exemple :

$$N_{ser} = 1281,86KN \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 KN / m^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,53 m$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

X-4-2) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau X-2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	436,01	2,75	0,79	2,17
VT2	435,83	2,75	0,79	2,17
VT3	324,16	2,75	0,59	1,62
VT4	322,66	2,75	0,58	1,60
				7,56

Tableau X-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL5	687,59	3,91	0,879	3,43
VL6	688,83	3,91	0,880	3,44
				6,87

$$S_v = \sum S_i = 14,43 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

X-4-3) Semelles filantes sous poteaux :

❖ Etape de calcul :

a) Déterminer de la coordonnée de la résultante des forces :
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

b) Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Application :

Résultantes des charges :

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

POT	Ni (KN)	Ni Total (KN)	Mi (KN.m)	M Total (KN.m)	ei (m)	Ni × ei (KN.m)	Ni × ei Total (KN.m)
G6	1281,86	7057,33	-0,451	0,025	8,75	11216,27	3215,51
F12	1210,25		-0,005		4,80	5809,2	
E23	1260,04		0,235		1,70	2142,06	
D31	1260,03		-0,226		-1,70	-2142,05	
C39	1034,2		0,013		-4,80	-4964,16	
B47	1010,95		0,459		-8,75	-8845,81	

La charge totale transmise par les poteaux : **Nt=7057,33 KN.**

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0,45m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0,45m < \frac{L}{6} = \frac{23,7}{6} = 3,95m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7057,33}{23,7} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,45}{23,7}\right) = 263,85KN / m$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7057,33}{23,7} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,45}{23,7}\right) = 331,70 \text{ KN / m}$$

$$q_{(3/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7057,33}{23,7} \times \left(1 - \frac{3 \times 0,45}{23,7}\right) = 280,82 \text{ KN / m}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{280,82}{200} = 1,41 \text{ m}$$

On prend $B = 1,50 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1,50 \times 23,7 = 35,55 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 35,55 \times 4 + 14,43 = 156,63 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$\frac{St(sem)}{S(bat)} = \frac{156,63}{188,67} \times 100 = 83,01\% > 50\%$$

Remarque :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

On opte pour un radier général.

X-5) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

- Rigide dans son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Facilité de coffrage et le ferrailage .
- Rapidité d'exécution.

X-5-1) Pré dimensionnement du radier :

a) la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) les conditions forfaitaires :

- **Dalle :** la dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{450}{20} = 22,5\text{cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 40\text{cm}$$

- **Poutre ou nervure :**

La nervure de radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45\text{cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 70\text{cm}$$

c) Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,50}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,90\text{m}$$

Conclusion :

D'après Les calculs précédentes on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 70\text{cm}$ (la hauteur de la nervure).

$h_d = 40\text{ cm}$ (la hauteur de la dalle).

$b = 40\text{ cm}$ (la largeur de la nervure).

2) Calcul des charges nécessaires au radier :

Avec : $G_t = 17527,68 \text{ KN}$

$$Q_t = 5693,36 \text{ KN}$$

3) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 32202,40 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 23221,04 \text{ kN}$$

4) Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{32202,40}{2 \times 200} = 80,51 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{23221,04}{200} = 116,105 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{bat}} = 188,67 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 116,105 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc Les règles du BAEL 91, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 35 \text{ cm}$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 188,67 + 0,5 (9,6 + 23,7) \times 2 = 221,97 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = 221,97 \text{ m}^2$

5) Détermination des efforts à la base du radier :**❖ charge permanente :**

Poids de bâtiment : $17527,68 \text{ KN}$

Poids du radier : $25 \times 0,40 \times 221,97 + (0,70 - 0,40) \times 0,40 \times 25 \times 202 = 2825,7 \text{ KN}$.

Poids du remblai en TVO : $0,70 \times (188,67 - 25,25 \times 4 \times 0,40) \times 17 = 3111,51 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante : $(188,67 - 80,80) \times 0,10 \times 25 = 269,67 \text{ KN}$.

$$G_{\text{total}} = 23734,56 \text{ KN}$$

❖ Charges d'exploitation :

Surcharge du bâtiment $Q_{\text{bat}}=5693,36 \text{ KN}$

Surcharge du radier $Q_{\text{rad}}=5 \times 221,97=1109,85 \text{ KN}$

$$Q_{\text{tot}} = 6803,21 \text{ KN.}$$

6) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G_T + 1,5 \cdot Q_T = 42246,47 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G_T + Q_T = 30537,77 \text{ KN}$

X-5-2) Vérification :

1) Vérification à la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{42246,47 \times 1}{221,97} \times \frac{4,50}{2} = 428,23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{428,23}{1 \times 0,36} = 1189,53 \text{ KN/m}^2 = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,85 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5,46 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 1747,35 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 10649,64 m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_J + T_j \cdot h$$

Avec :

M_j : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_j : Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré .

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

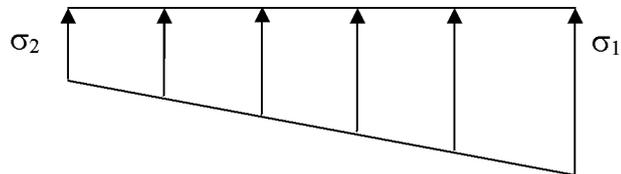


Fig- X-1 : Diagramme des contraintes

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$

(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

❖ **Sens longitudinal :**

A l'ELU:

$$M_x = 70326,165 KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42246,47}{221,97} + \frac{70326,165}{10649,64} \times 11,85 = 268,58 \text{ KN/m}^2 = 0,26858 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42246,47}{221,97} - \frac{70326,165}{10649,64} \times 11,85 = 112,07,89 \text{ KN/m}^2 = 0,11207 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,26858 + 0,11207}{4} = 0,2294 \text{ MPa} ; 2\sigma_{SOL} = 2 \times 0,2 = 0,4 \text{ MPa}$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$M_X = 70326,165 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{30537,77}{221,97} + \frac{70326,165}{10649,64} \times 11,85 = 215,82 \text{ KN/m}^2 = 0,21582 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{30537,77}{221,97} - \frac{70326,165}{10649,64} \times 11,85 = 59,32 \text{ KN/m}^2 = 0,05932 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,21582 + 0,05932}{4} = 0,17 \text{ MPa} ; \sigma_{SOL} = 0,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ Sens transversal :

A l'ELU:

$$M_y = 31366,384 \text{ K.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42246,47}{221,97} + \frac{31366,384}{1747,35} \times 5,46 = 288,33 \text{ KN/m}^2 = 0,2883 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42246,47}{221,97} - \frac{31366,384}{1747,35} \times 5,46 = 92,31 \text{ KN/m}^2 = 0,0923 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,2883 + 0,0923}{4} = 0,24 \text{ MPa} ; 2\sigma_{SOL} = 0,4 \text{ MPa}$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$M_y = 31366,384 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{30537,77}{221,97} + \frac{31366,384}{1747,35} \times 5,46 = 235,58 \text{KN} / \text{m}^2 = 0,2355 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{30537,77}{221,97} - \frac{31366,384}{1747,35} \times 5,46 = 39,56 \text{KN} / \text{m}^2 = 0,0395 \text{MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,2355 + 0,0395}{4} = 0,1865 \text{MPa} ; \sigma_{SOL} = 0,2 \text{MPa}$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

3) Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42/BAEL91) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

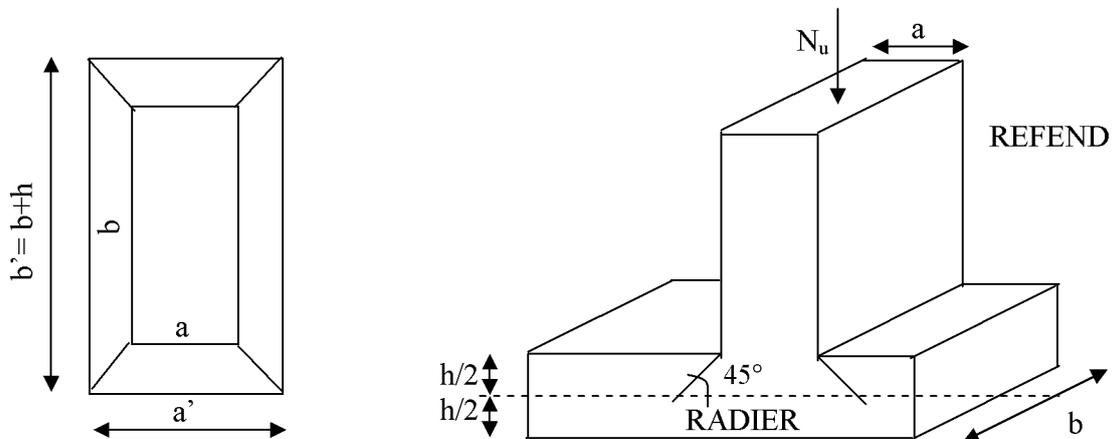


Fig.-X-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,30 + 2 \times 0,70) = 4,20 \text{ m}$$

$$N_u = 1765,72 \text{KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,70 \times 25000}{1,5} = 2205KN \longrightarrow \text{(Condition Vérifier.)}$$

Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,7) = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 164,76KN$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 0,70 \times 5,20 \times 25000}{1,5} = 2730KN \longrightarrow \text{(Condition Vérifier.)}$$

X-6) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le *BEAL91* pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante

X-6-1) Panneaux encastres sur 4 appuis

On distingue deux cas

✦ 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

✦ 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

X-6-2) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,95}{4,50} = 0,877 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (229,4 - \frac{23734,56}{221,97}) \times 1 = 122,47 \text{ KN/m}$$

A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (186,5 - \frac{23734,56}{221,97}) \times 1 = 79,57 \text{ KN/m}$$

X-6-3) Calcul à l'ELU :

1. Evaluation des moments M_x, M_y :

On obtient $M_x = 0,0478 \times 122,47 \times 3,95^2 = 91,33 \text{ KN.m}$
 $M_y = 0,740 \times 91,33 = 67,59 \text{ KN.m}$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en les multipliant par des coefficients minorateurs (-0,3) aux appuis et (0,85) en travée.

2) Ferrailage dans le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,3) \times 91,33$$

$$M_{ua} = -27,399 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 91,33$$

$$M_{ut} = 77,631 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,399 \times 10^3}{100 \times 39,5^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,399 \times 10^3}{0,994 \times 39,5 \times 348} = 2,003 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 2,003 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $5HA14 / \text{ml} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{77,63 \times 10^3}{100 \times 39,5^2 \times 14,2} = 0,035 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,035 \rightarrow \beta = 0,9825$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{77,63 \times 10^3}{0,9825 \times 39,5 \times 348} = 5,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 5,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $5HA16 / \text{ml} = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

3) Ferrailage dans le sens y-y :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,3) \times 67,59$$

$$M_{ua} = -20,277 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 67,59$$

$$M_{ut} = 57,451 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,277 \times 10^3}{100 \times 39,5^2 \times 14,2} = 0,009 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,011 \rightarrow \beta = 0,9955$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20,277 \times 10^3}{0,9955 \times 39,5 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 1,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $5HA14 / \text{ml} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{57,451 \times 10^3}{100 \times 39,5^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{57,451 \times 10^3}{0,987 \times 39,5 \times 348} = 4,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 4,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $5HA16 / \text{ml} = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

X-6-4) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0,976}{2} = 3,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

X-6-5) Calcul à l'ELS :

1) Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient

$$M_x = 0,0478 \times 79,57 \times 3,95^2 = 59,34 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,740 \times 59,34 = 43,91 \text{ KN.m}$$

• Sens xx :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 59,34$$

$$M_{sa} = -17,80 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 59,34$$

$$M_{st} = 50,43 \text{ KN.m}$$

• Sens yy :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 43,91$$

$$M_{sa} = -13,173 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 43,91$$

$$M_{st} = 37,32 \text{ KN.m}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

✦ Sens x-x :

➤ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{27,39}{17,80} = 1,53 \quad \text{et } \mu = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{1,53 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,51$$

➤ En travée :

$$\gamma = \frac{77,63}{50,43} = 1,53 \quad \text{et } \mu = 0,035 \rightarrow \alpha = 0,04455$$

$$\alpha = 0,04455 < \frac{1,53 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,51$$

✦ Sens y-y :

➤ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{18,447}{12,84} = 1,44 \quad \text{et } \mu = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47$$

➤ En travée :

$$\gamma = \frac{52,266}{36,38} = 1,44 \quad \text{Et } \mu = 0,030 \rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du Béton à l'ELS

X-7) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie figure X-3. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

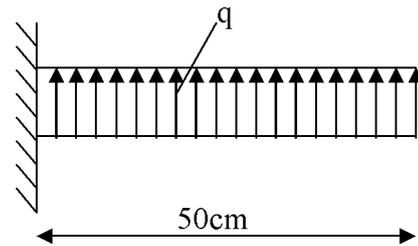


Fig X-3 : Schéma statique du débord

1) Sollicitation de calcul :**A l'ELU :**

$$q_u = 99,54 \text{ kn/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{99,54 \times 0,5^2}{2} = 12,44 \text{ K.m}$$

A l'ELS :

$$q_s = 69,29 \text{ ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{69,29 \times 0,5^2}{2} = 8,66 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 36 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,44 \times 10^3}{100 \times 39,6^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,004 \rightarrow \beta_u = 0,998$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,44 \times 10^3}{0,998 \times 39,5 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 0,91 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{soit } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

3) Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 39,5 \times 2,1}{400} = 4,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4,76 \text{ cm}^2 > A_u = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \quad \text{avec: } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow \text{le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.}$$

4) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 25 \text{ cm.}$$

5) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12,44}{8,66} = 1,43$$

$$\alpha = 0,00875 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,585$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

X-8) Ferrailage des nervures :

➤ **Calcul des moments dans le sens longitudinal :**

Les nervures sont sollicitées par les charges uniformément réparties par mètre linéaire comme suit :

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 68 \text{ cm}$$

$$q_u = 99,54 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 69,29 \text{ KN/m}$$

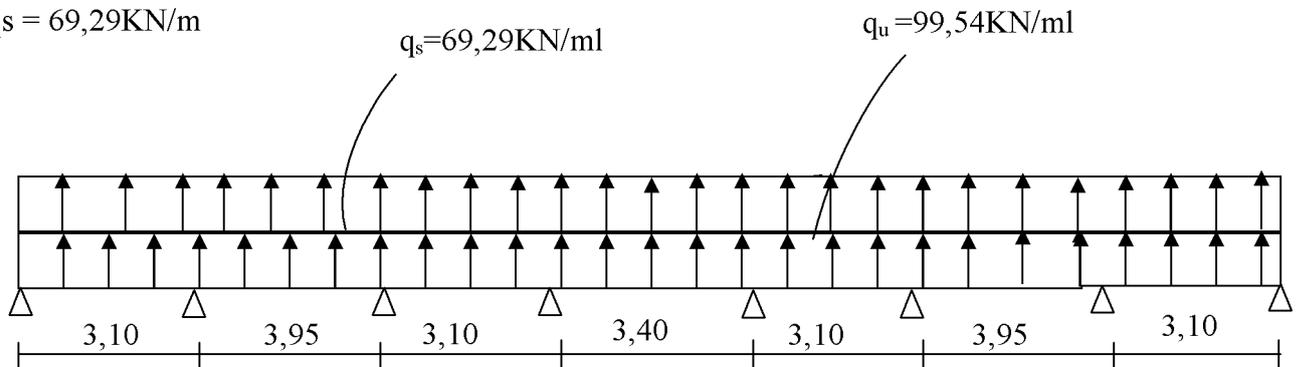


Fig-X-4 : Schéma statique de la nervure

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS », les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

• Les résultats obtenus :

Moments aux appuis :

combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈
ELU	187,17	226,48	332,75	440,06	440,06	332,75	226,48	187,17
ELS	132,91	160,92	236,28	312,48	312,48	236,28	160,92	132,91

Moments en travée :

combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇
ELU	-93,59	-106,31	-166,38	-220,03	-166,38	-106,31	-93,59
ELS	-66,45	-75,48	-118,14	-156,24	-118,14	-75,48	-66,45

➤ Calcul des moments dans le sens transversal :

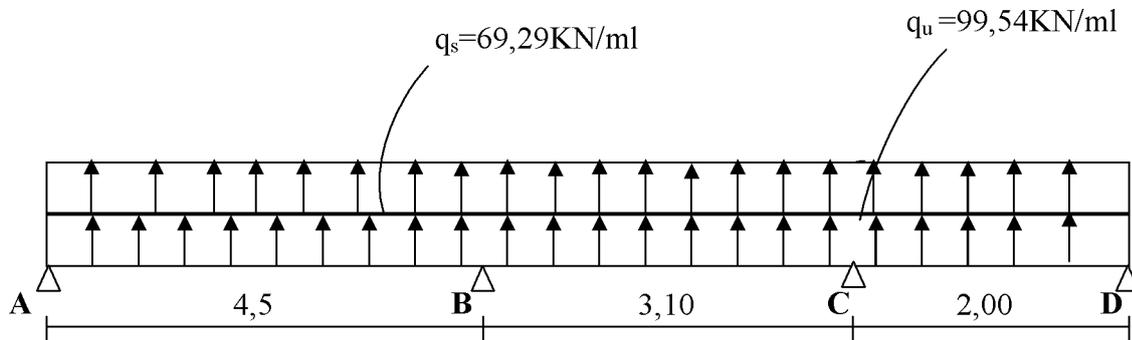


Fig-X-5 : Schéma statique de la nervure

• Les résultats obtenus :

Moments aux appuis :

combinaison	M _A	M _B	M _C	M _D
ELU	269,53	402,63	402,63	269,53
ELS	191,39	285,90	285,90	191,39

Moments en travée :

combinaison	M_{A-B}	M_{B-C}	M_{C-D}
ELU	-143,76	-119,86	-143,76
ELS	-95,69	-135,65	-95,69

➤ **Sens longitudinal :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 220,03 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 440,06 \text{ KN.m}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; \quad d = 68 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M_u (KN. m)	μ	μe	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	440,06	0,167	0,392	0,908	20,48	4HA20+4HA16 =20,60
Travée	220,06	0,0847	0,392	0,9565	9,72	4HA14+4HA12 =10,67

➤ **sens transversal :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 143,76 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 402,63 \text{ KN.m}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; \quad d = 68 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M_u (KN. m)	μ	μe	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	402,63	0,153	0,392	0,9165	18,56	4HA20+4HA16 =20,60
Travée	143,76	0,054	0,392	0,972	6,25	4HA14+4HA12 =10,67

X-9) Vérification à l'ELU :**1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 68 \times 2,1}{400} = 3,28 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

2) Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

- Espacement des armatures :**• Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 17,5 ; 14,4 \} = 14,4 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

Soit $A_t = 2,43 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

3) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 574,00 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{574,00 \times 10^3}{400 \times 680} = 2,11 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification à l'ELS :**✦ Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{402,63}{285,90} = 1,40$$

$$\alpha = 0,2086 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✦ En travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{143,76}{95,69} = 1,50$$

$$\alpha = 0,0694 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,50 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

Conclusion Générale

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation et on a eu à utiliser les documents techniques et les règlements en vigueur.

D'après l'étude que nous avons faite, on a pris connaissance de l'importance des points suivants :

- Dans la conception parasismique, l'ingénieur doit aboutir à une conception plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;*
- un équilibre doit être trouvé entre la résistance et l'économie.*

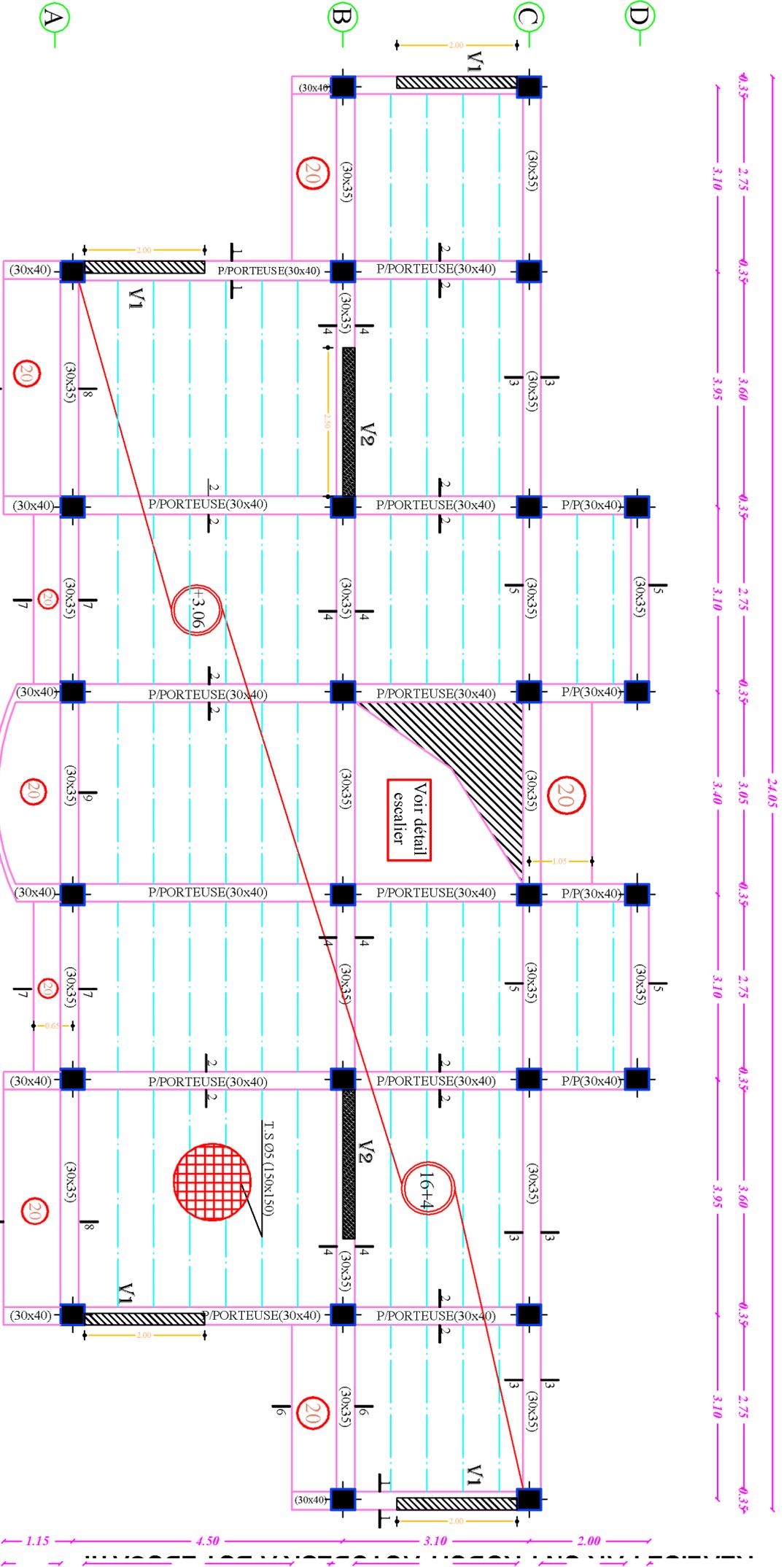
Toute fois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation), il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Bibliographie

- Règles parasismiques Algériennes. (**RPA99-V-2003**).
- Règle **BAEL91**.
- Règles de conception et calcul des structures en béton arme **C.B.A. 93**.
- Cours de bâtiment, RDM, DDS , MDS et béton armé 4^{eme} année (**ENTP**)
- Ossatures des bâtiments. (**ANDRE COIN**).
- Contreventement des bâtiments par voiles. (**AMAR CHANTI**).
- Béton armé, calcul des ossatures. (**ALBERT FUENTES**).
- Thèses traitées.

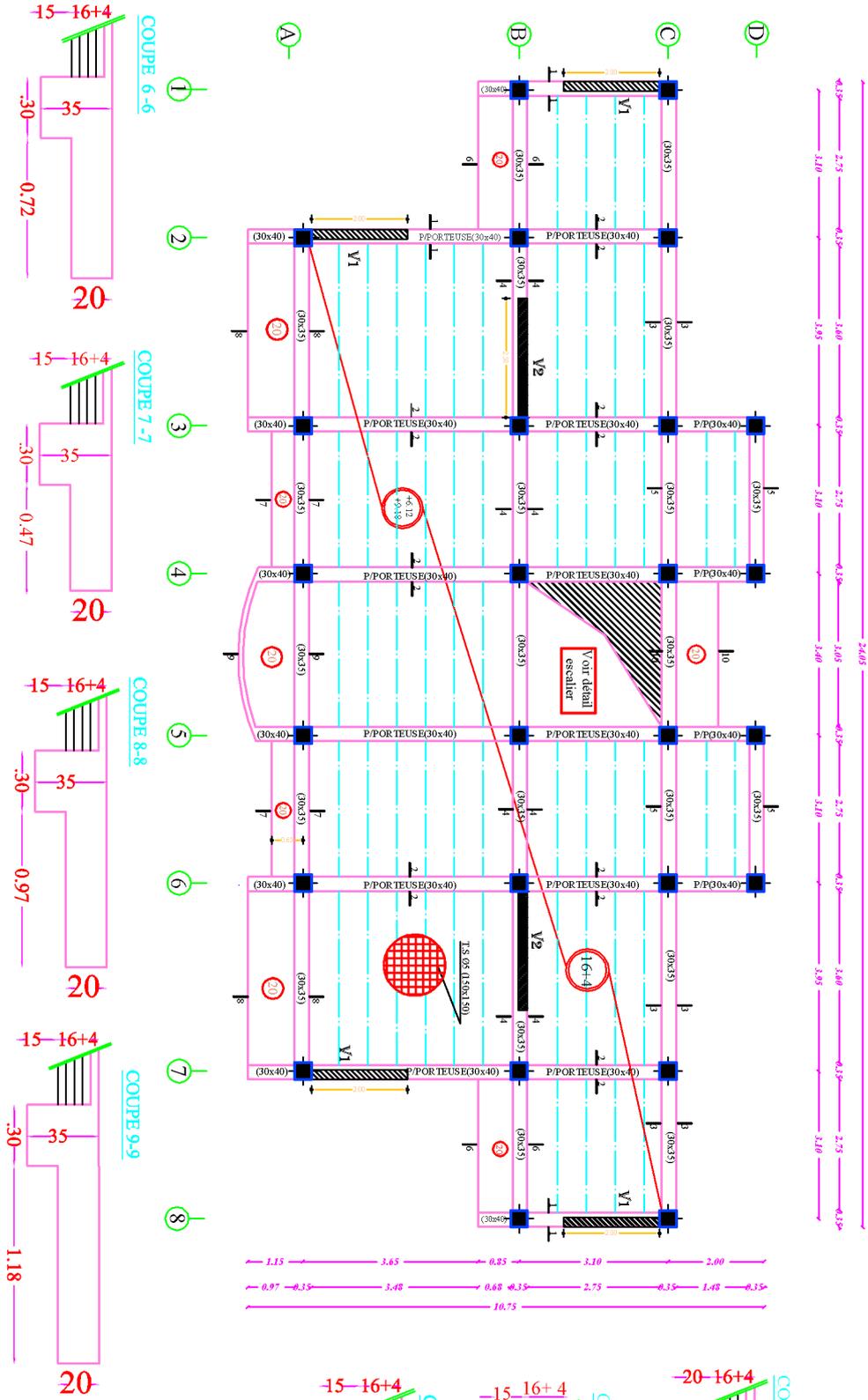
COFFRAGE PLANCHER NIV +3.06m

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

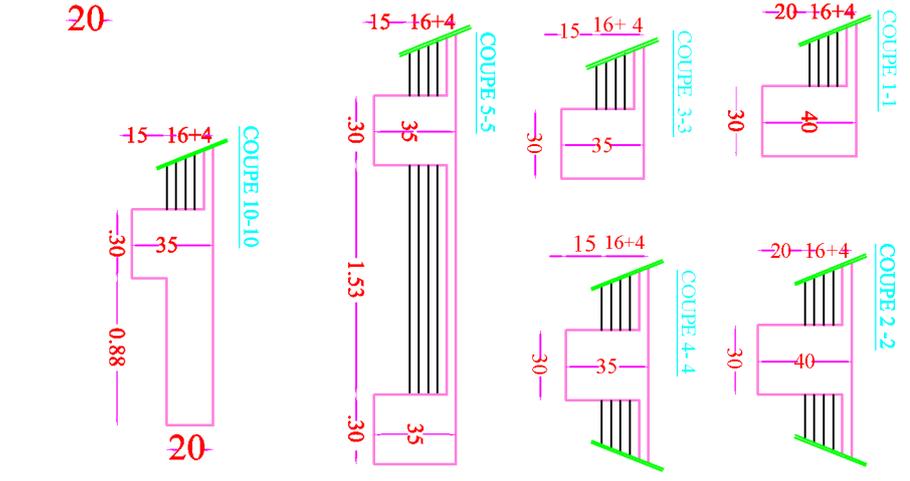


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

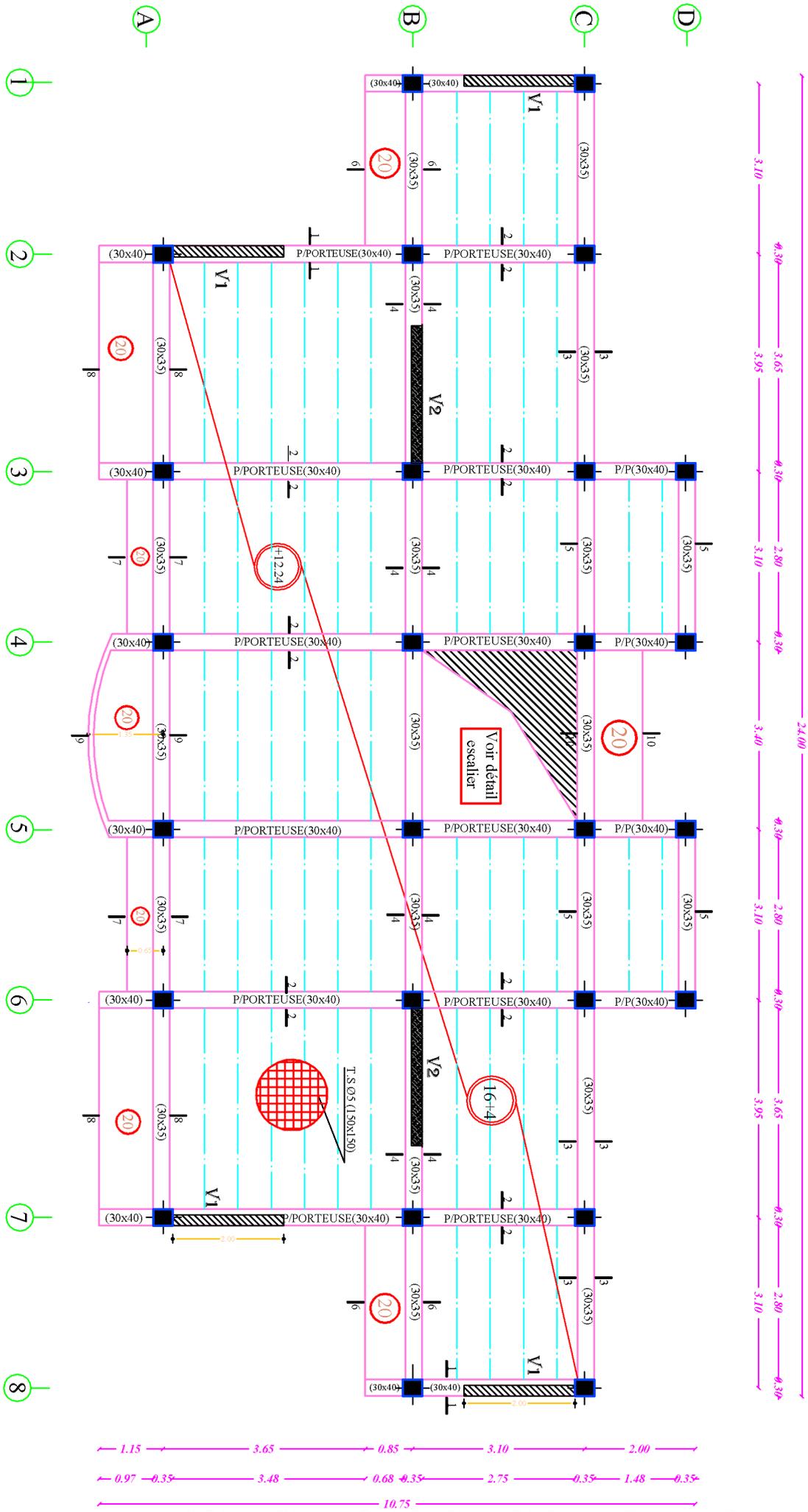
COFFRAGE PLANCHERS NIV +6.12m & +9.18m

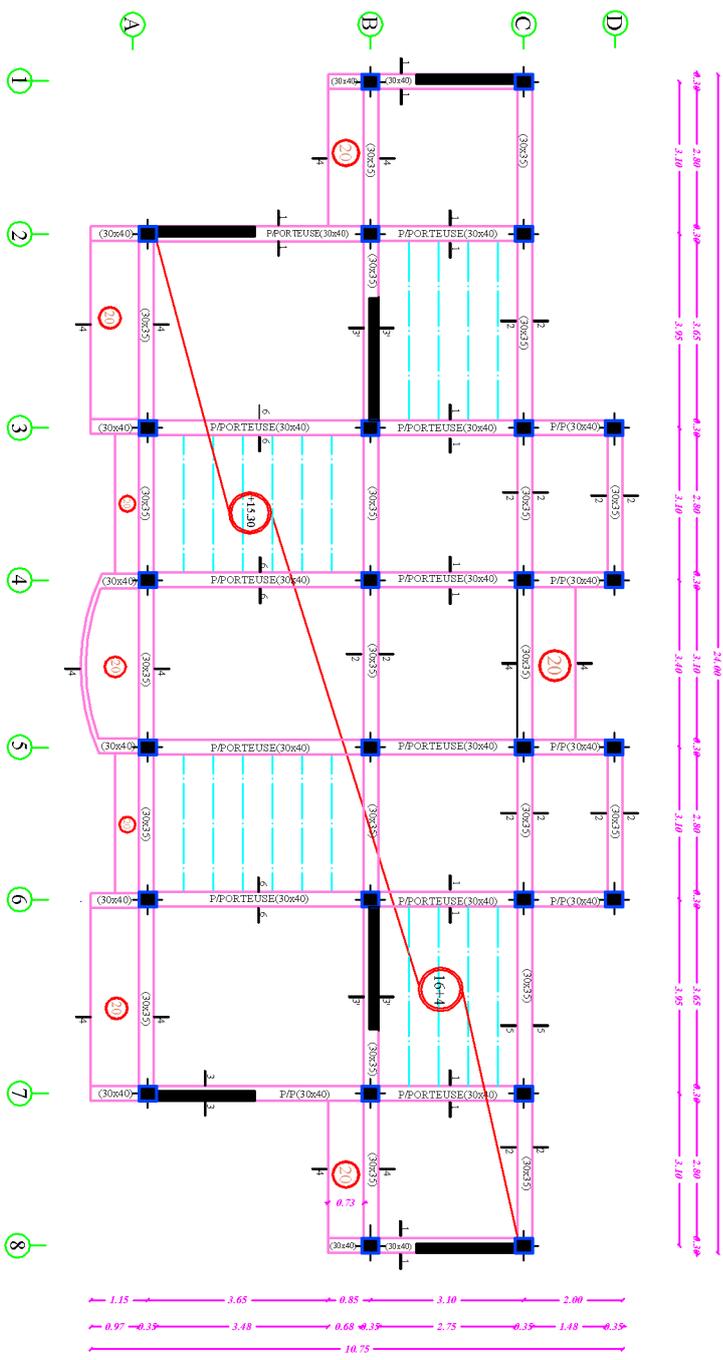


COUPES SCHEMATIQUES



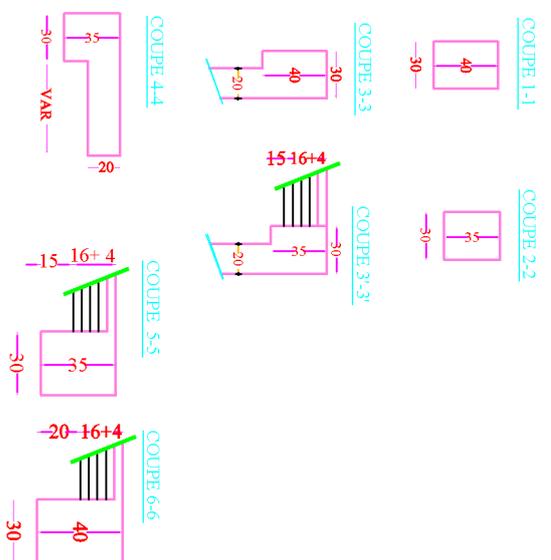
COFFRAGE PLANCHER NIV +12.24 m



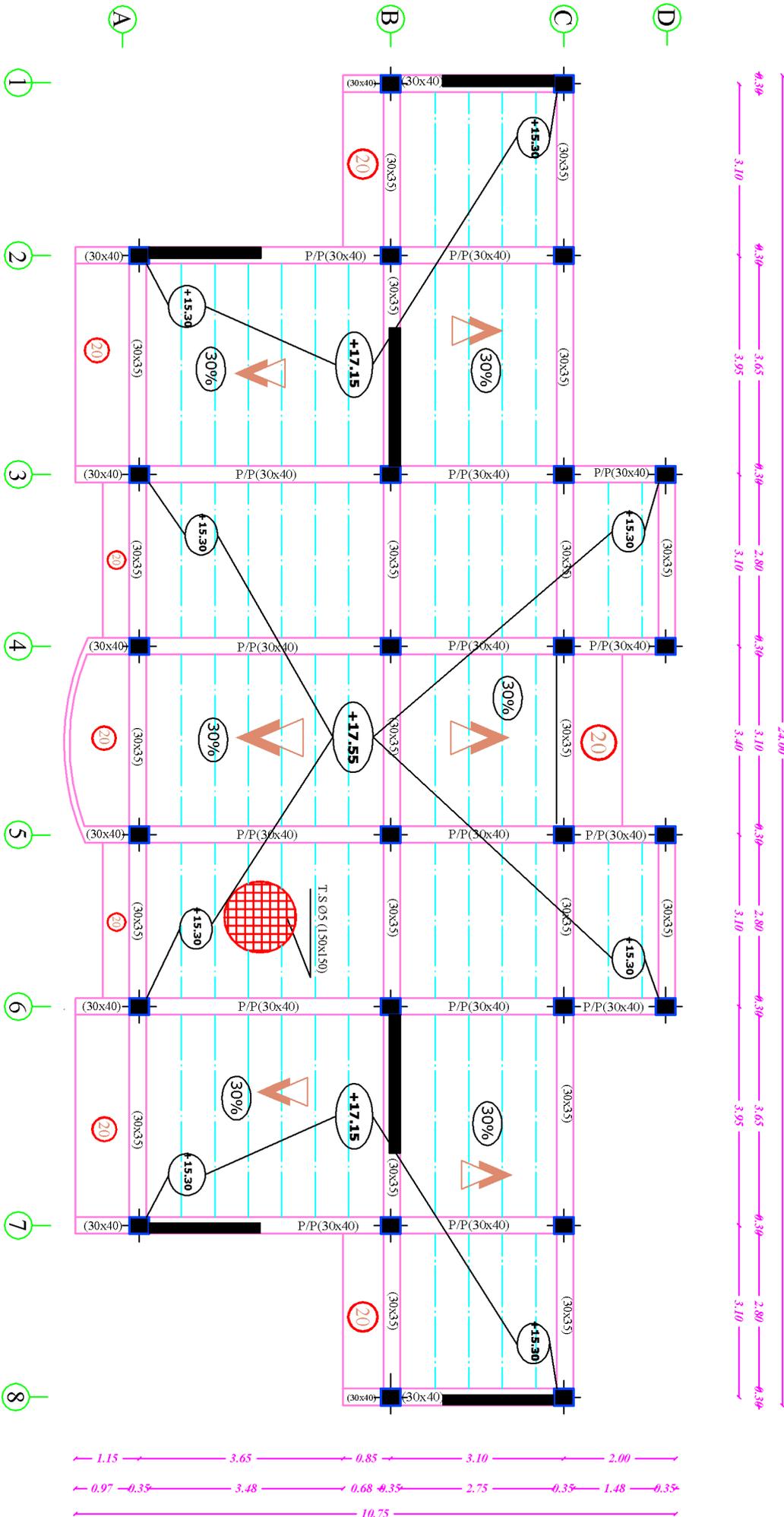


COFFRAGE PLANCHER NIV +15.30 m

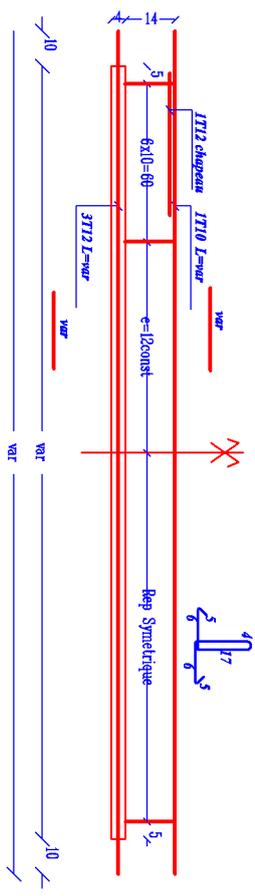
COPES SCHEMATIQUES



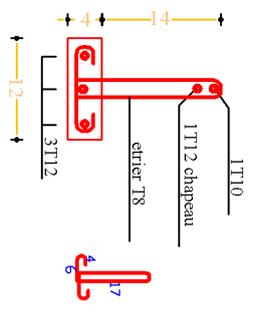
COFFRAGE PLANCHER INCLINE



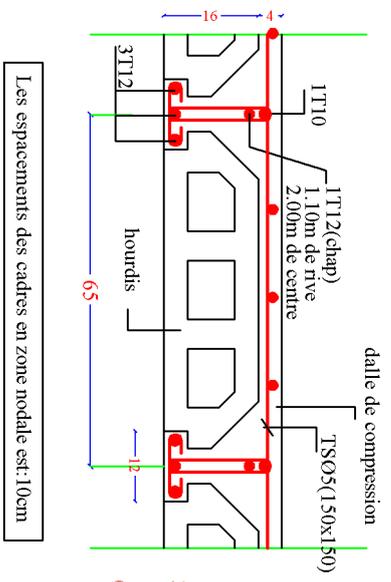
poutrelle type



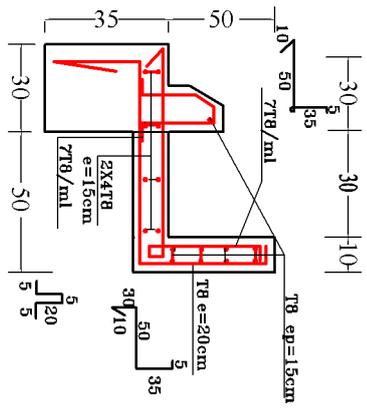
coupe type poutrelle



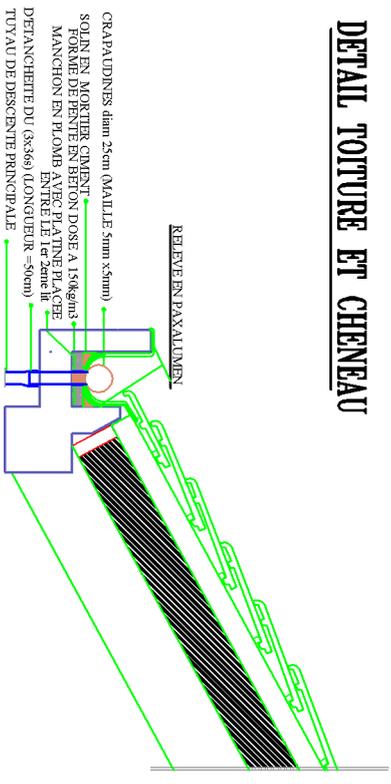
COUPE SUR NERVURE (16+4)



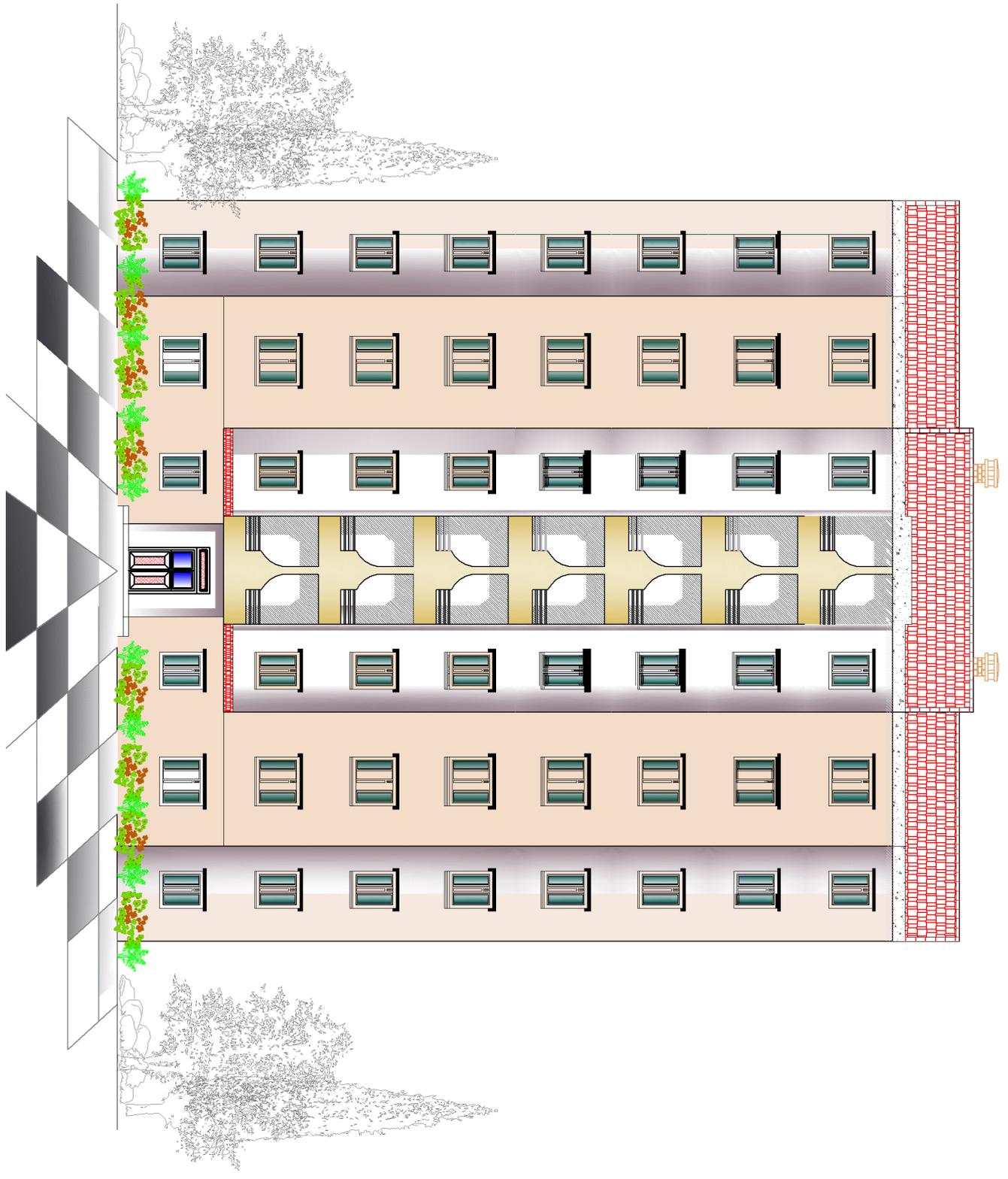
FERRAILLAGE ACROTERE - CHAINEAU



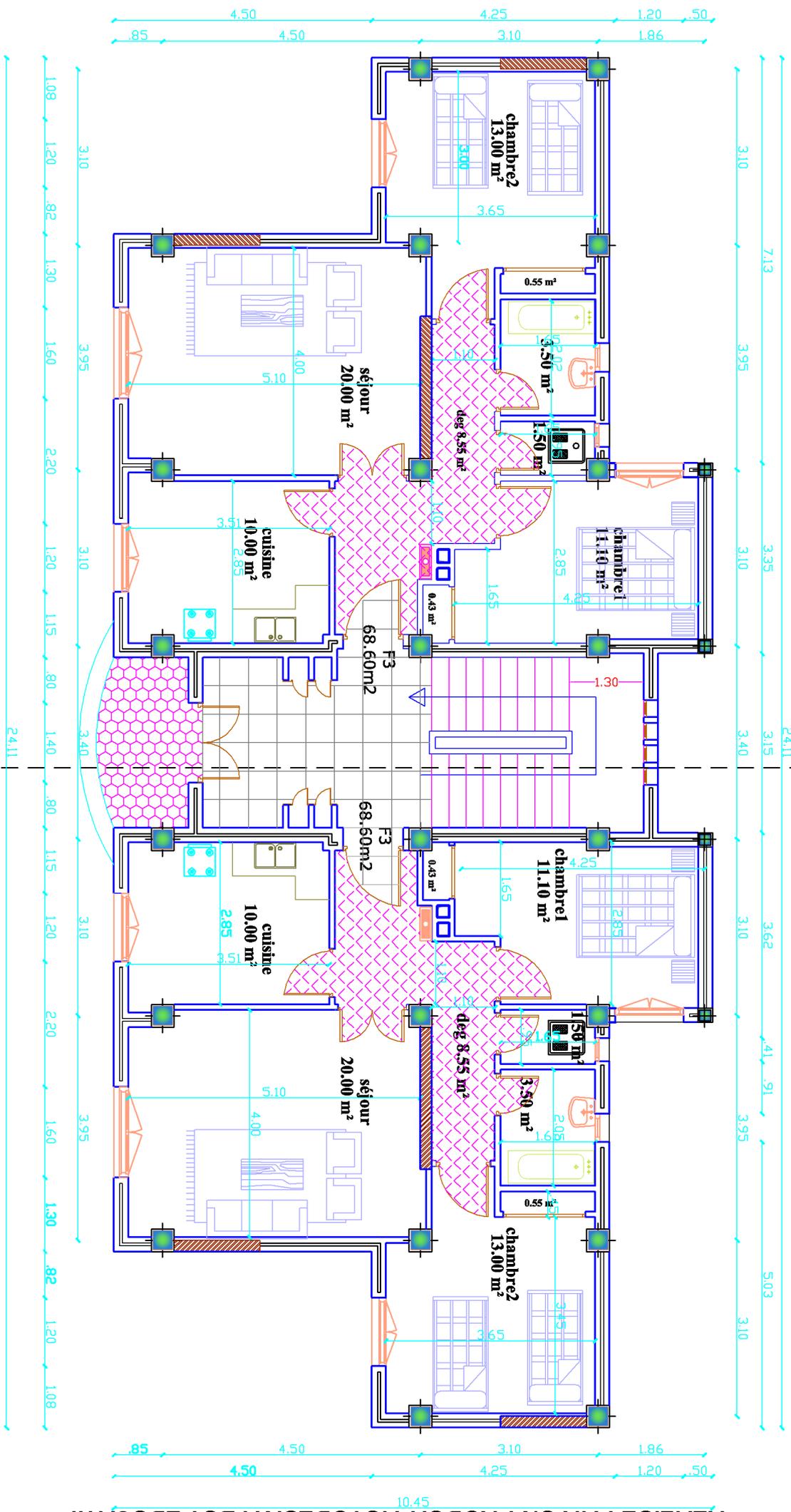
DETAIL TOITURE ET CHENEAU



FACADE PRINCIPALE

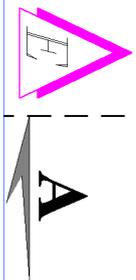


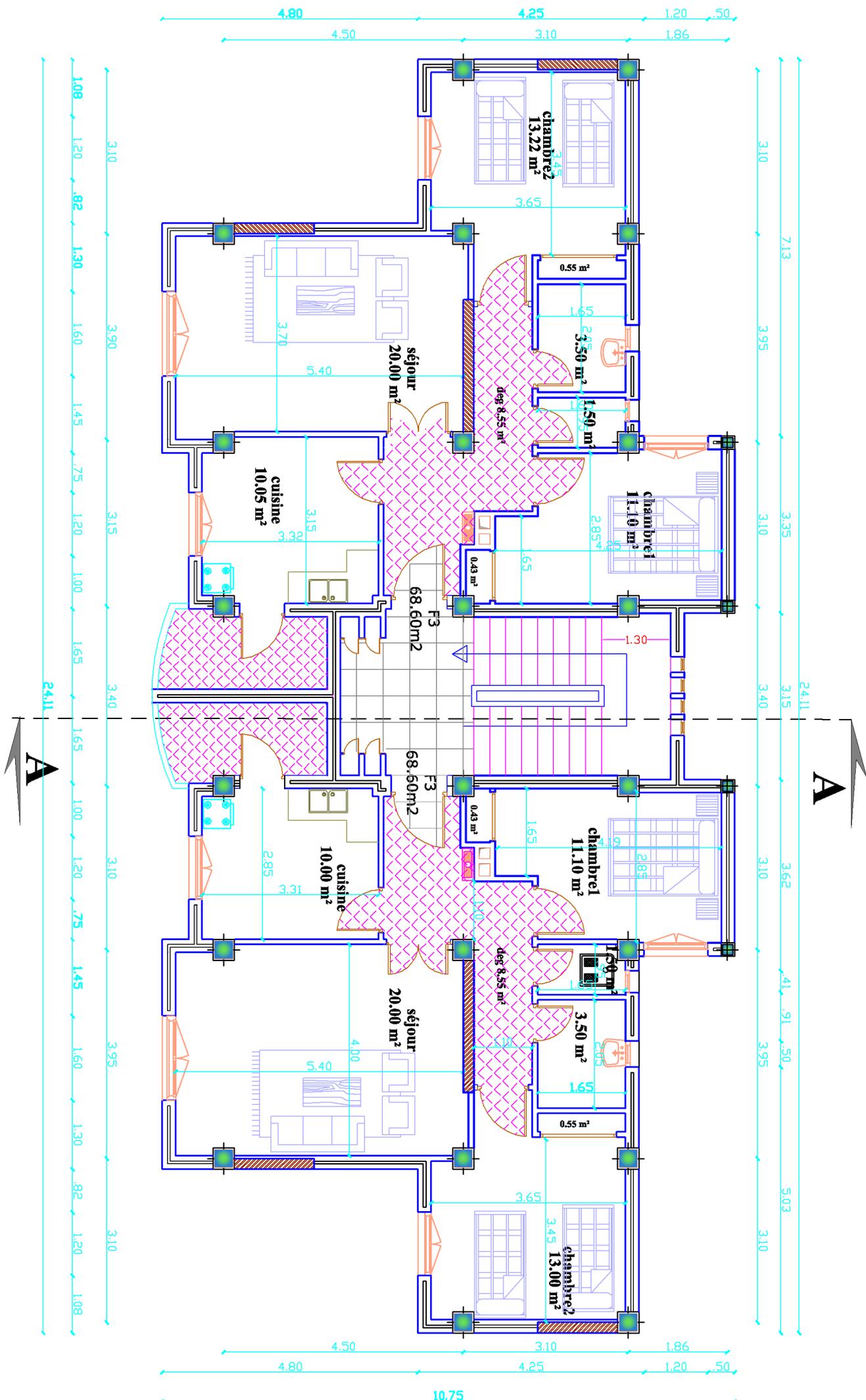
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DU R-D-C ECH:1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

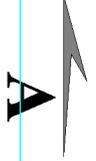
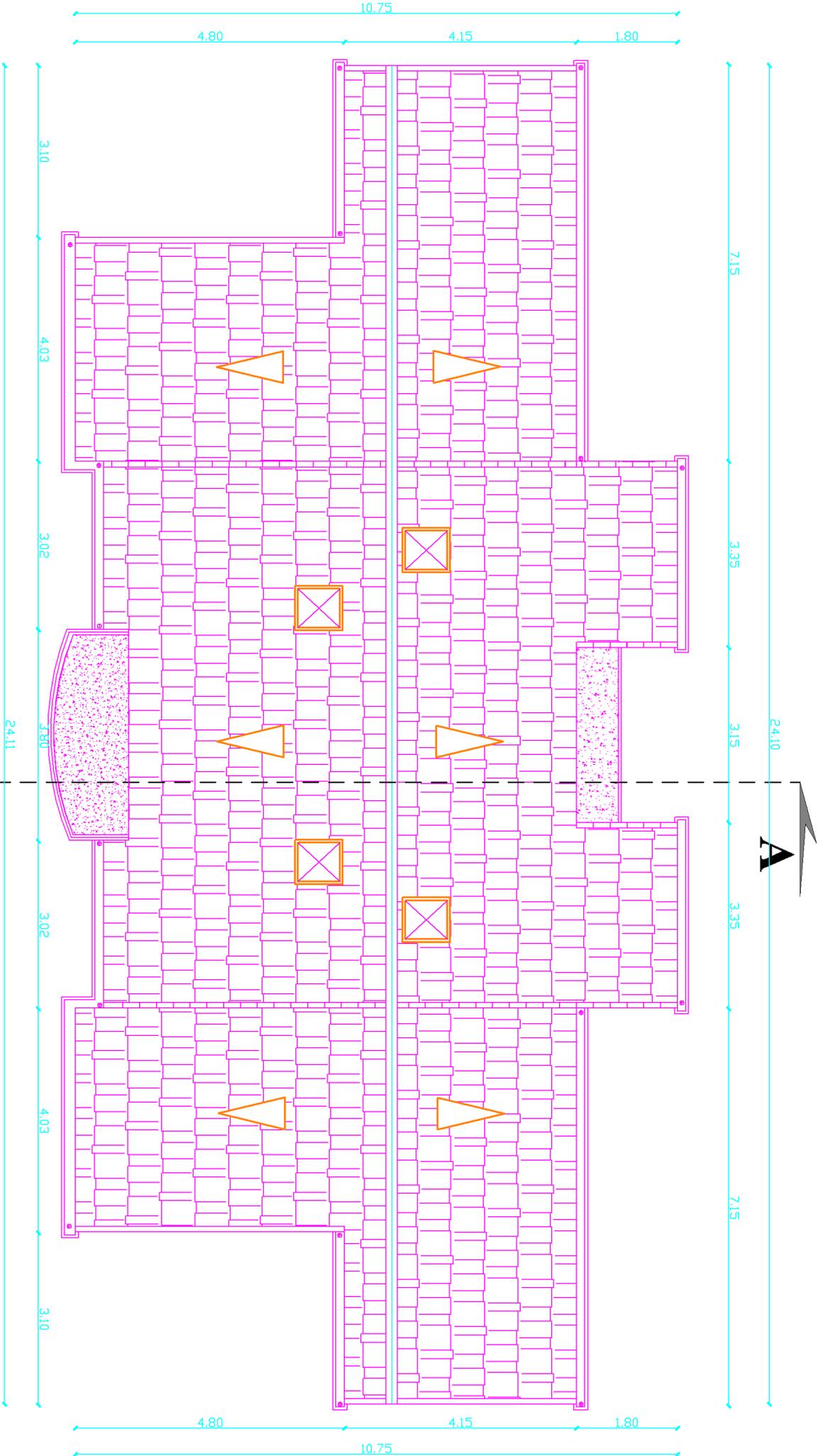
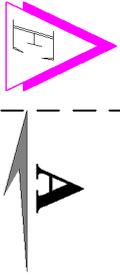




PLAN D'ETAGE COURANT ECH:1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

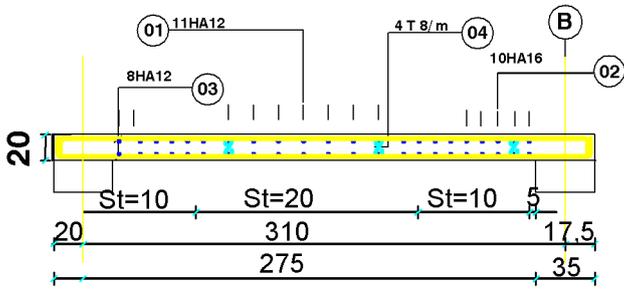
PLAN DE TOITURE ECH:1/50



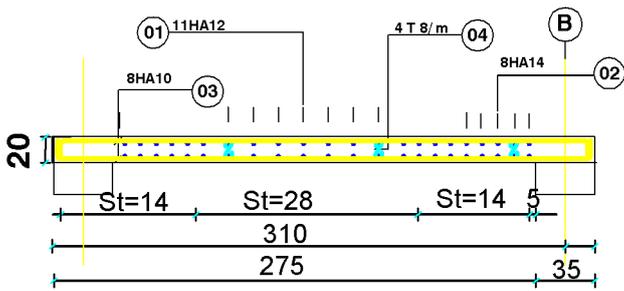
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

voiles VT1-VT2

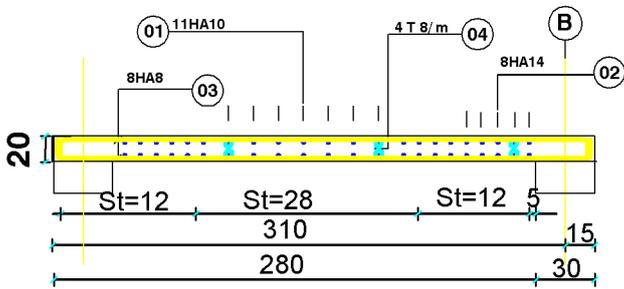
ZONE I



ZONE II

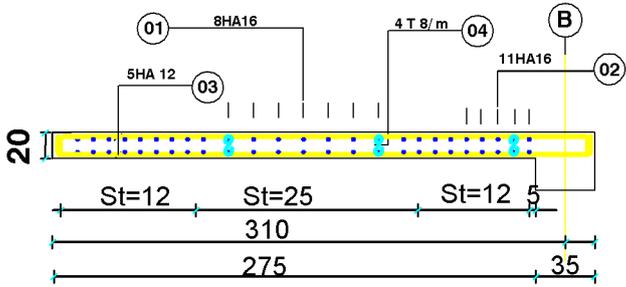


ZONE III

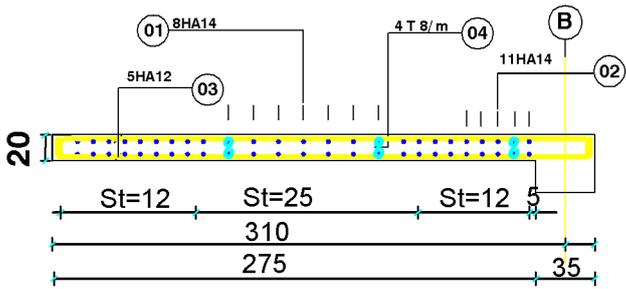


voiles VT3-VT4

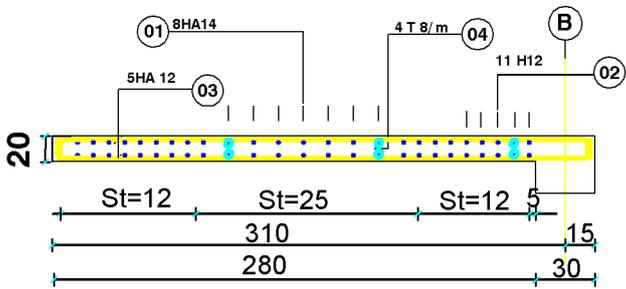
ZONE I



ZONE II

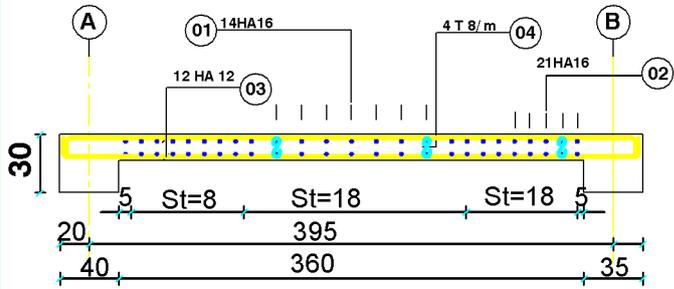


ZONE III

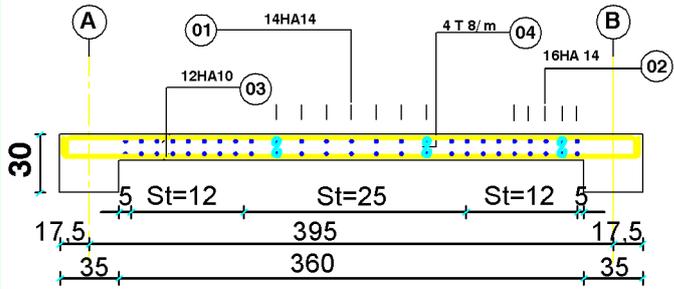


VL5-VL6

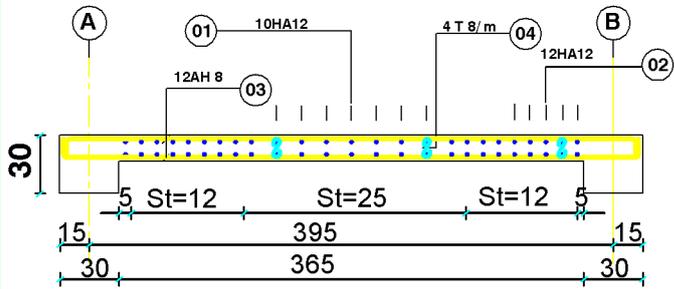
ZONE I



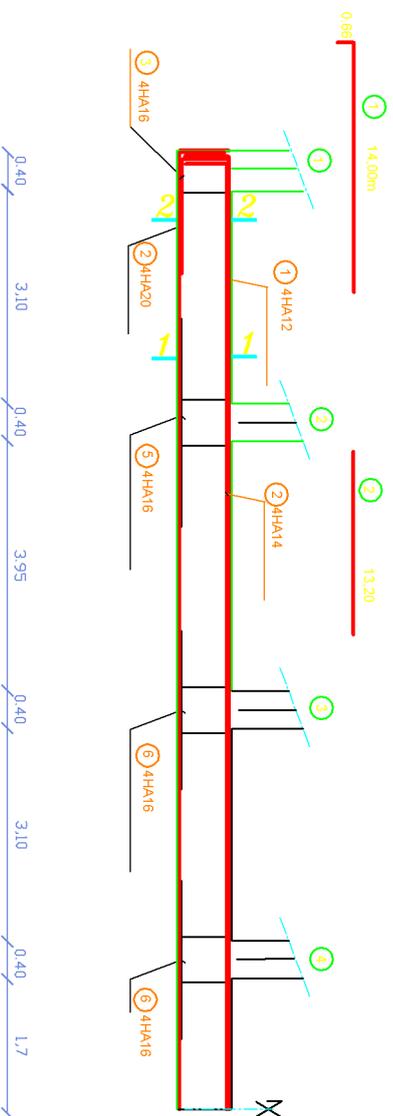
ZONE II



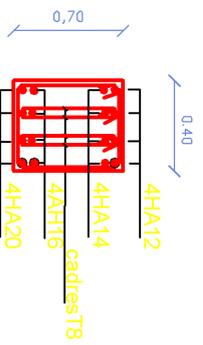
ZONE III



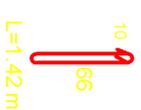
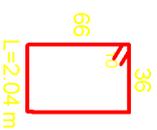
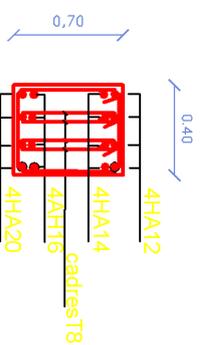
FERRAILLAGE NERVURE (40 X 70)



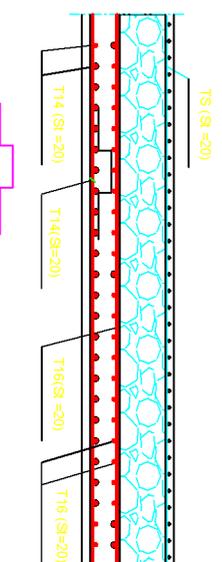
COUPE 1-1

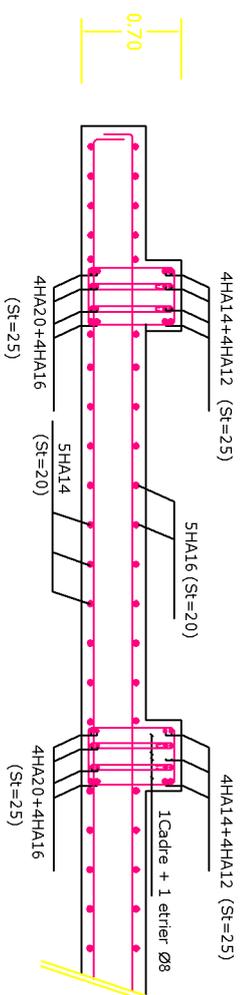


COUPE 2-2

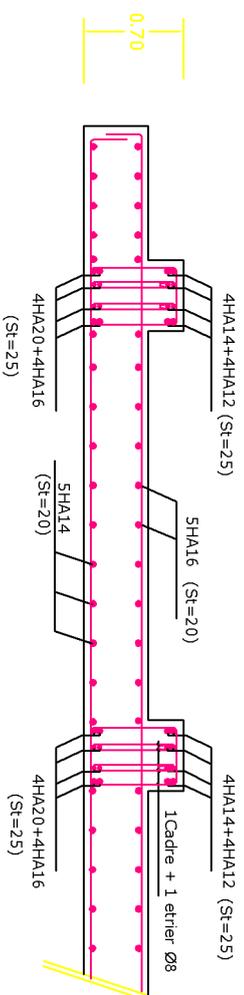


FERRAILLAGE DALE DU RADIER ET DALE FLOTTANTE





Ferrailage du radier général Sens Y-Y



Ferrailage du radier général Sens X-X

ferrailages des débord

