

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



Projet de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil.

Option : Construction Civile et Industrielle.

THEME

*Etude d'un Bâtiment (R+5+Sous/Sol) à usage d'habitation et Commercial
Contreventé par des voiles en béton armé.*



Dirigé par :

Mr: MESSIED Mourad

Etudié par :

Mr: MEZIANE Aghiles

Année 2013/2014



Remerciement

*Toute ma reconnaissance et remerciement à **Allah**, le tout puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur Mr MESSIED. En effet, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ces encouragements et sa disponibilité ont été pour moi une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.

L'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation et le personnel de l'institut de génie civil veillent trouver ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je ne pourrai terminer ces remerciements sans y associer ma famille qui n'a cessé de témoigner son amour à travers son soutien moral.

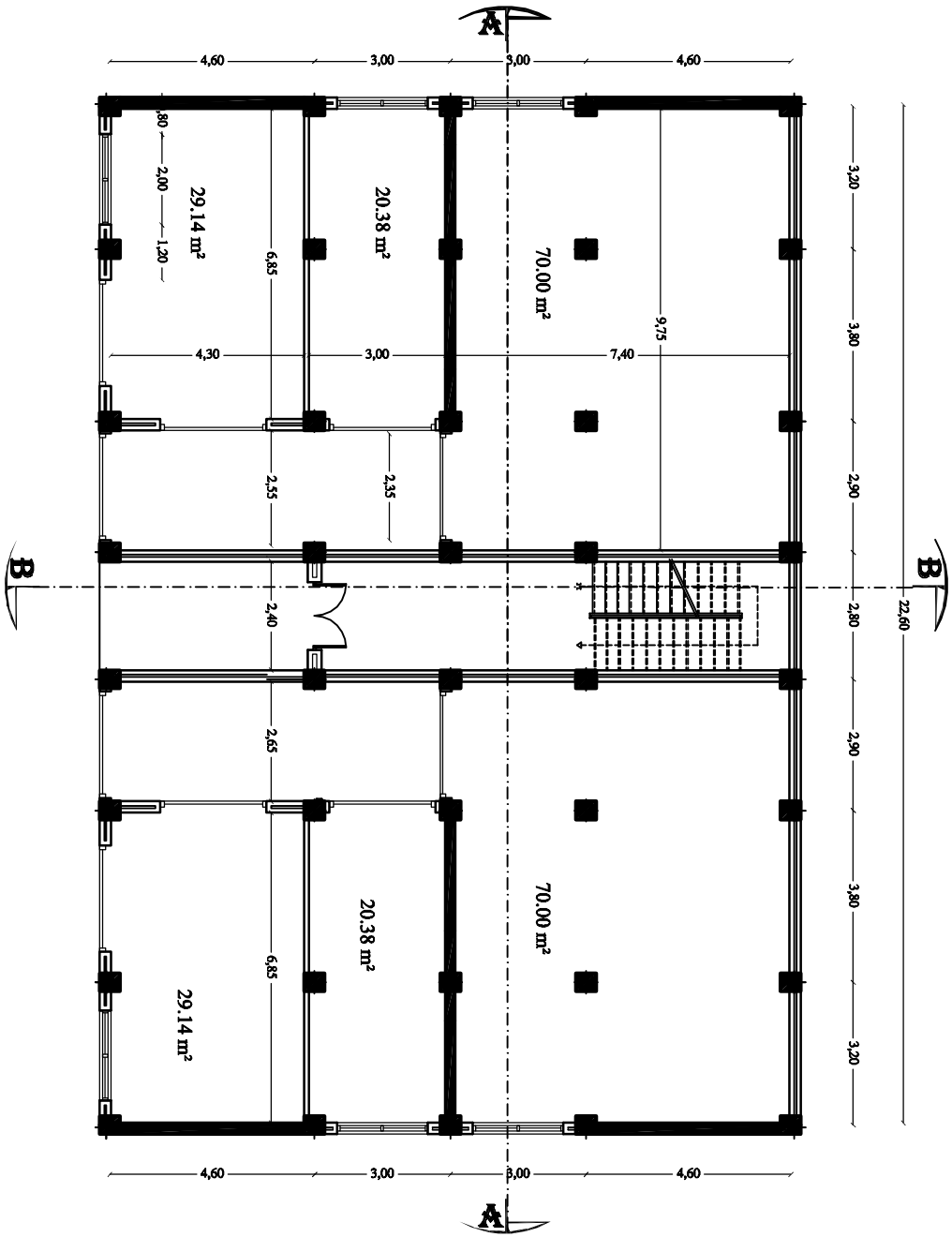
Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

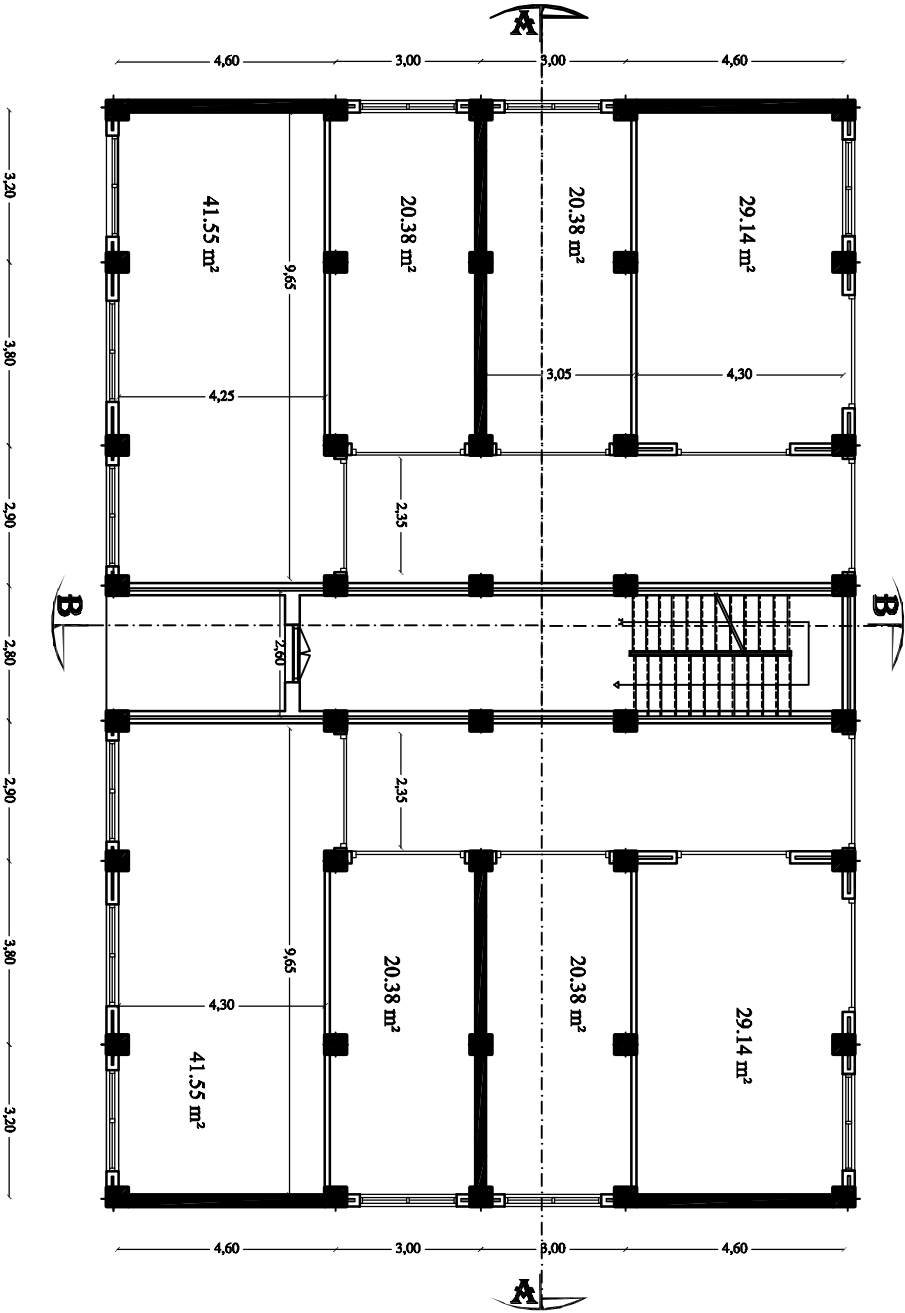
Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

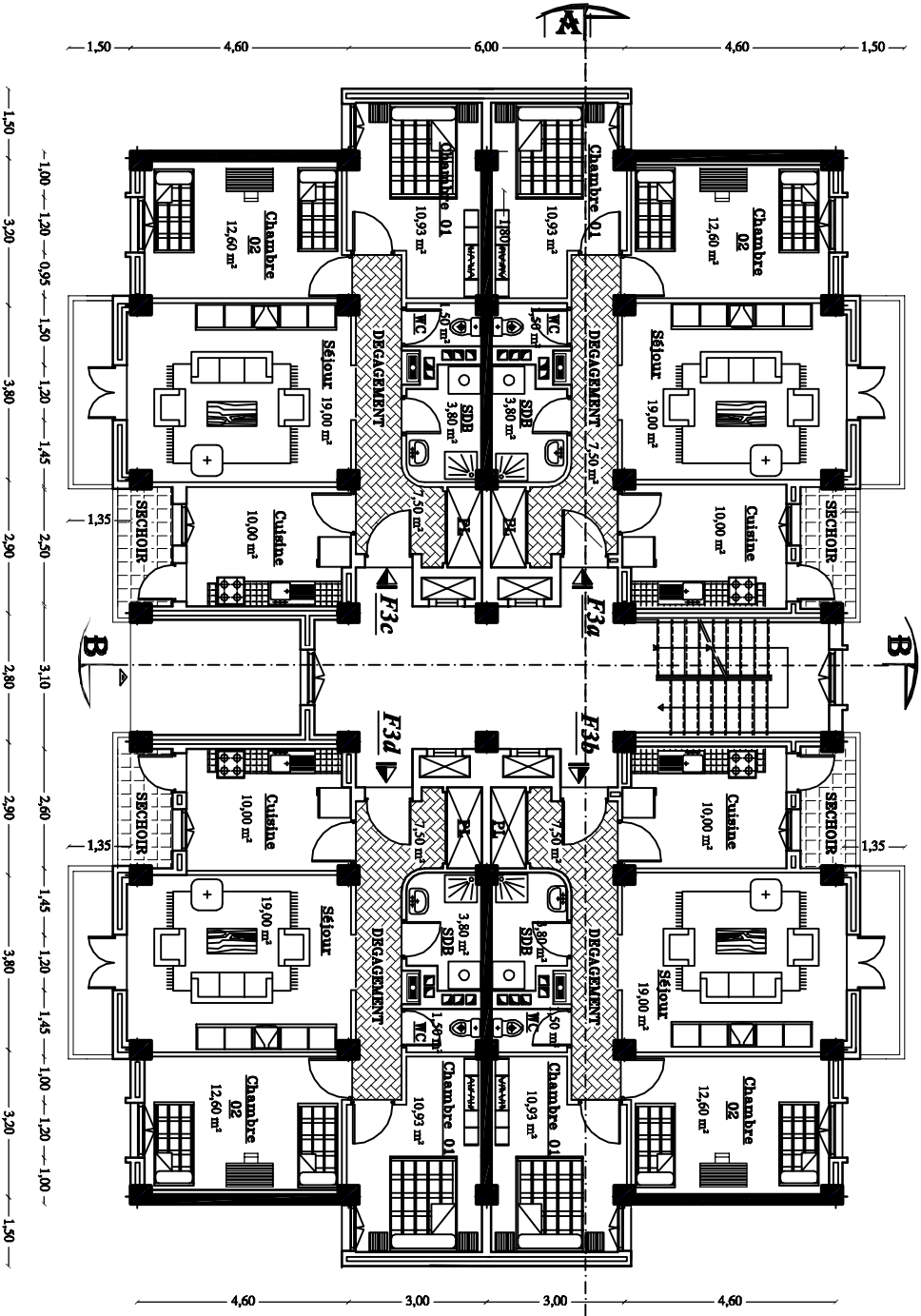
Je leur dis merci pour tous.

Sommaire

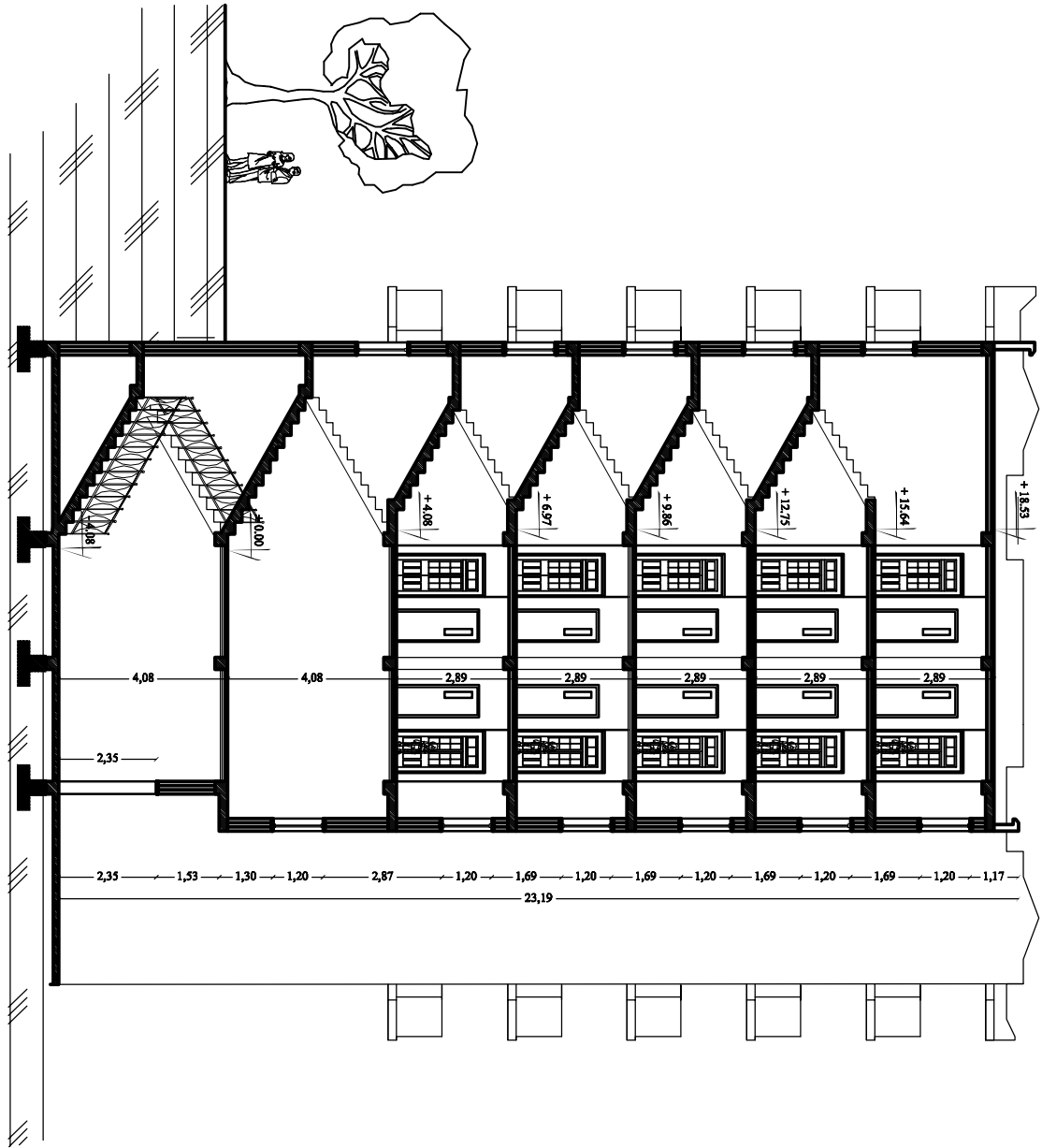
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	6
Chapitre III : Calcul des éléments :	
Ø III-1- L'acrotère.....	16
Ø III-2- Les Balcons.....	22
Ø III-3- Les escaliers.....	26
Ø III-4- La poutre palière.....	51
Ø III-6- Les Planchers.....	54
Chapitre IV : Modélisation et Vérification de la Structure.....	71
Chapitre V : Présentation du logiciel.....	86
Chapitre VI : Ferrailage des portiques (Poutres, Poteaux).....	102
Chapitre VII : Ferrailage des Voiles.....	133
Chapitre VIII : Etudes de l'infrastructure.....	144
Chapitre X : Etude du Mur Plaque.....	157
Conclusion	
Bibliographie	







REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

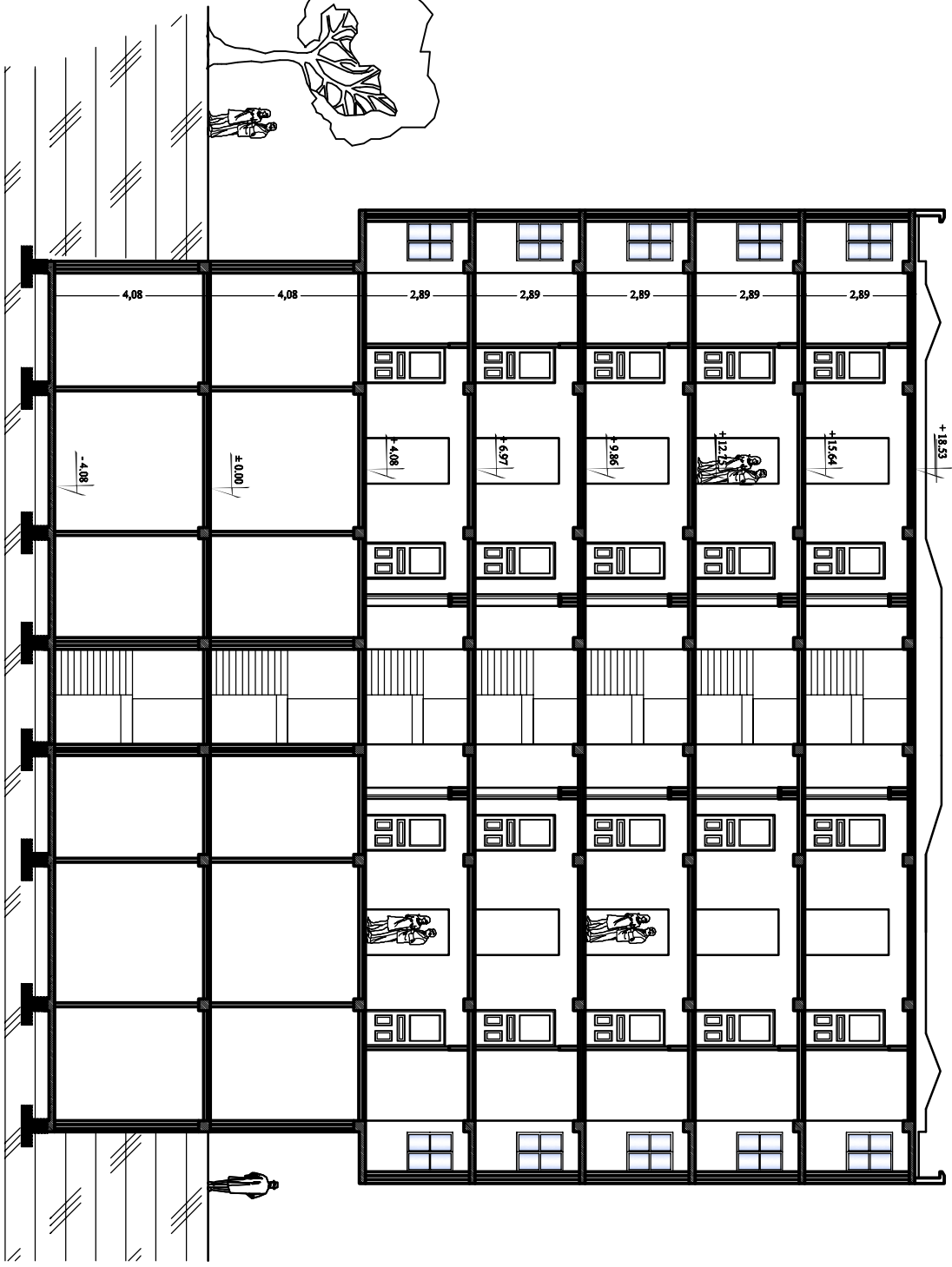


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

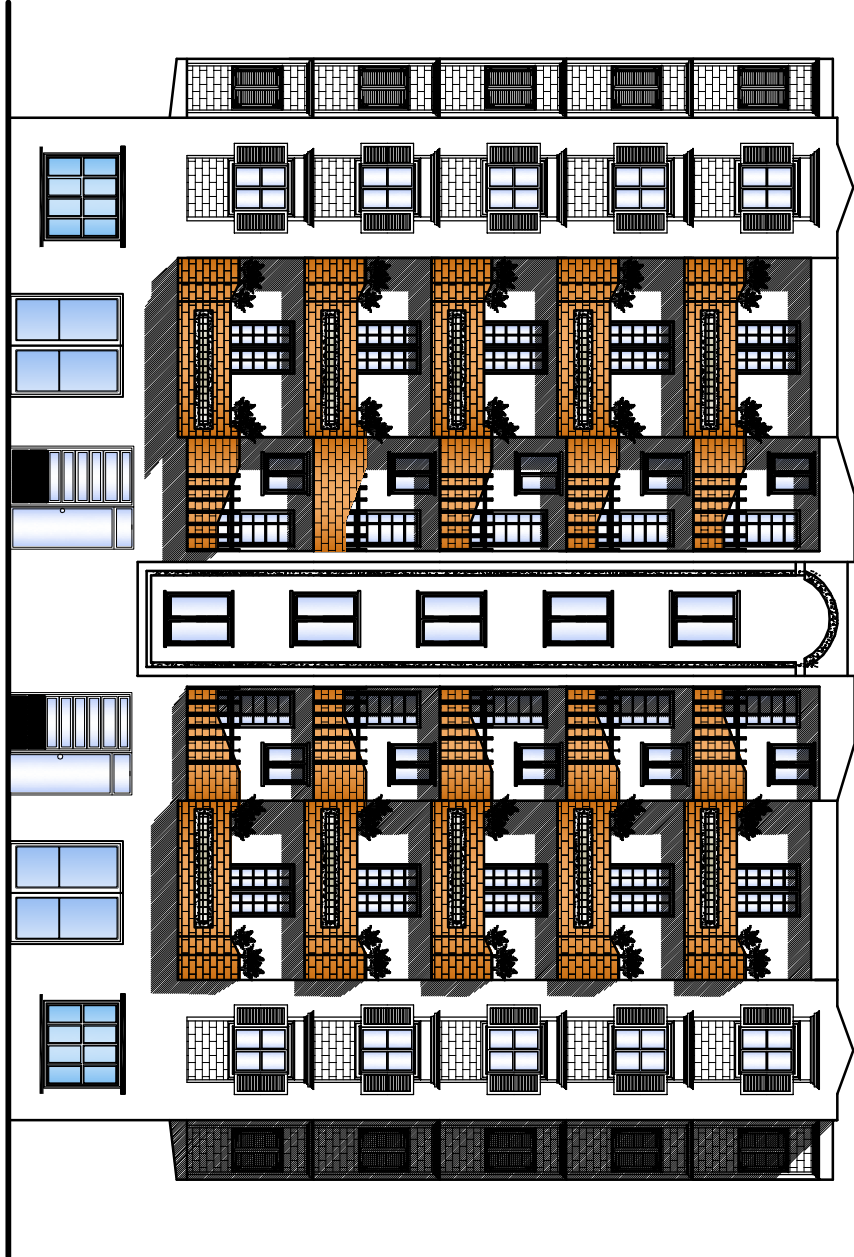


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

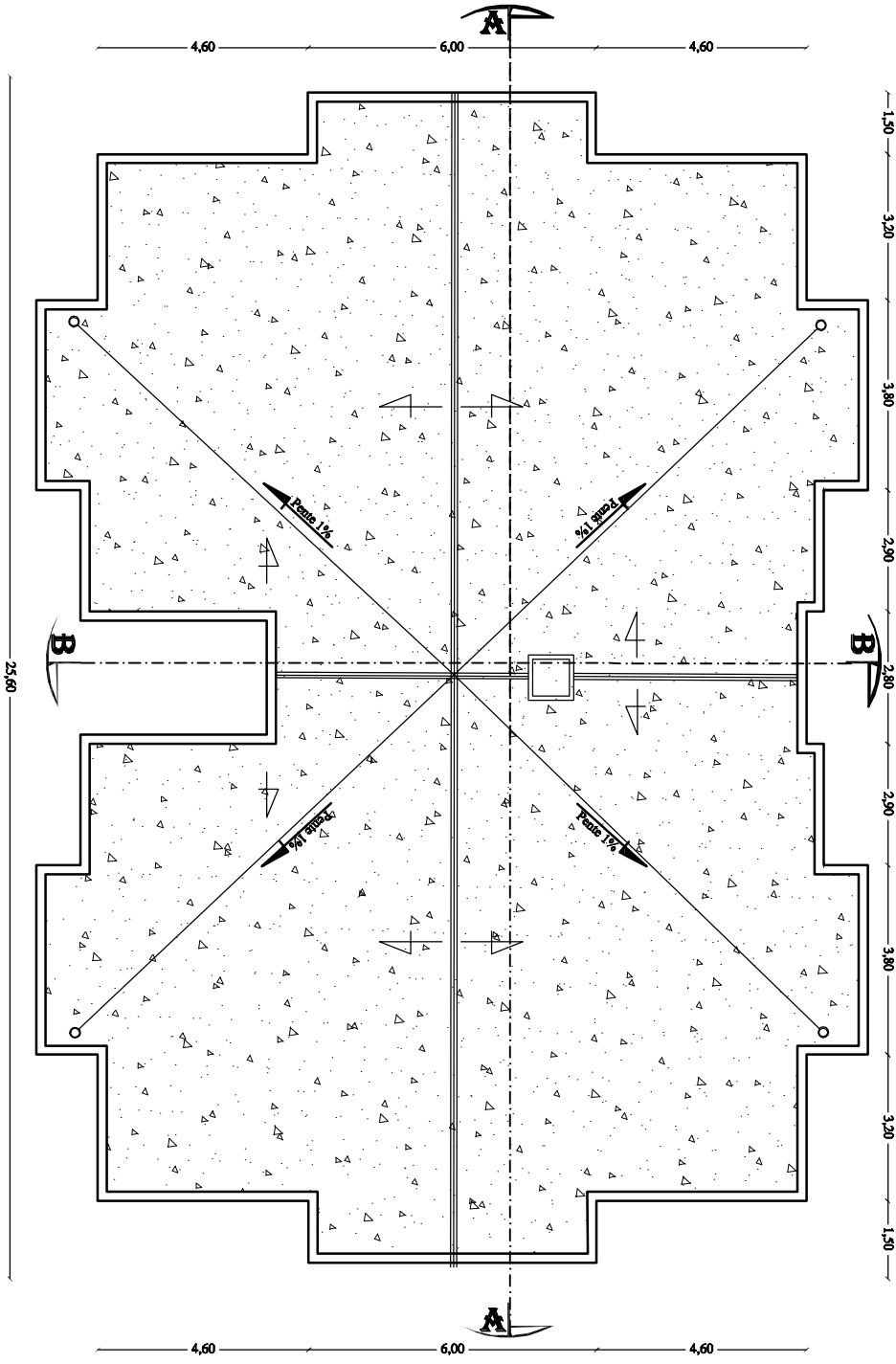
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous types de constructions.

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et l'infrastructure urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons des exécutions généralement criardes.

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et infrastructure qui sont respectivement, partie hors terre et partie enterrée.

Dans mon projet d'étude d'un bâtiment (*R+5+Sous/Sol*) à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien *RPA99/VERSION 2003*, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel *L'ETABS*.

C'est dans cette voie-là que j'ai essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Je commence par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.

Je m'intéresse ensuite aux calculs de quelques éléments spécifique (Planchers, escaliers..).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, je passerai à l'exploitation des résultats obtenus qui me permettront de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite je passerai à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, je m'intéresserais à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception.

Au final, je terminerai par une conclusion qui dressera la synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

I-1 Introduction:**1- Description de l'ouvrage:**

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'éléments résistants d'une tour en (**R+5**) avec un sous sol, à usage d'habitation.

Cet ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU classée, selon le RPA99 version2003, comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

2- Caractéristiques géométriques:

La présente structure a pour dimensions:

- Dimension en plan 22.60 m x 15.20 m.
- Hauteur totale 22.61 m.
- Hauteur d'étage 2.89 m.

3- Eléments de l'ouvrage:**.Planchers:****a) Planchers en corps creux:**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) Dalle pleine en béton armé:

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ainsi que la cage d'escalier.

.Maçonnerie:

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- Murs en doubles cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10 +5+10).
- Murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

.Escalier:

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont en paillasse adjacentes avec paliers intermédiaires, réalisés en béton armé coulé sur place .

.Revêtements:

- Mortier de ciment pour murs de façades et salles d'eaux.
- Plâtre pour cloisons et plafonds.
- Carrelage scellé pour planchers et escaliers.

4- Caractéristiques mécaniques de matériaux:**Béton:****a) Caractéristiques physiques et mécaniques:****Résistance caractéristique à la compression:**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit. (Art 2-1 11 BAEL 91)

$$f_{cj} = j \times f_{c28} / (4,46 + 0,83 j) \quad [\text{Mpa}] \quad \text{pour } j < 28 \text{ j.}$$

Pour le présent projet, nous adopterons une valeur de 25 Mpa pour f_{c28} .

Résistance caractéristique à la traction: (art A – 2. 12. BAEL 91)

Conventionnellement, elle est définie en fonction de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad [\text{Mpa}]$$

D' où : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

b) Contraintes limites:

Contrainte limite de compression: (art 4 - 3 . 41 BAEL91)

$$f_{bc} = 0,85. f_{c28} / \theta \gamma_b \quad [\text{Mpa}] \quad \gamma_b: \text{coefficient de sécurité}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.5 \text{ en situation courante} \quad f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle} \quad f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$$

θ : coefficient d'application

Contrainte limite de cisaillement: (art A-5.1.21 BAEL 91)

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

$$\tau_u = \min [0,10.f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] \quad \text{pour une fissuration préjudiciable.}$$

Contrainte de service de compression: (art A – 4. 5. 2 BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0,60. f_{c28} \quad [\text{Mpa}]$$

D' où : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

c) Module d'élasticité:

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée.

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

Module d'élasticité instantané: (art A – 2. 1. 21 BAEL 91)

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad [\text{Mpa}]$$

D' où: pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $E_i = 32164,195 \text{ Mpa}$

Module d'élasticité différé: (art A – 2. 1. 22 BAEL 91)

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

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad [\text{Mpa}]$$

D' où: pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $E_v = 10819 \text{ Mpa}$

Module d'élasticité transversal:

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad [\text{Mpa}] \quad \nu : \text{coefficient de poisson}$$

Coefficient de poisson: (art A – 213 BAEL 91)

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

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service

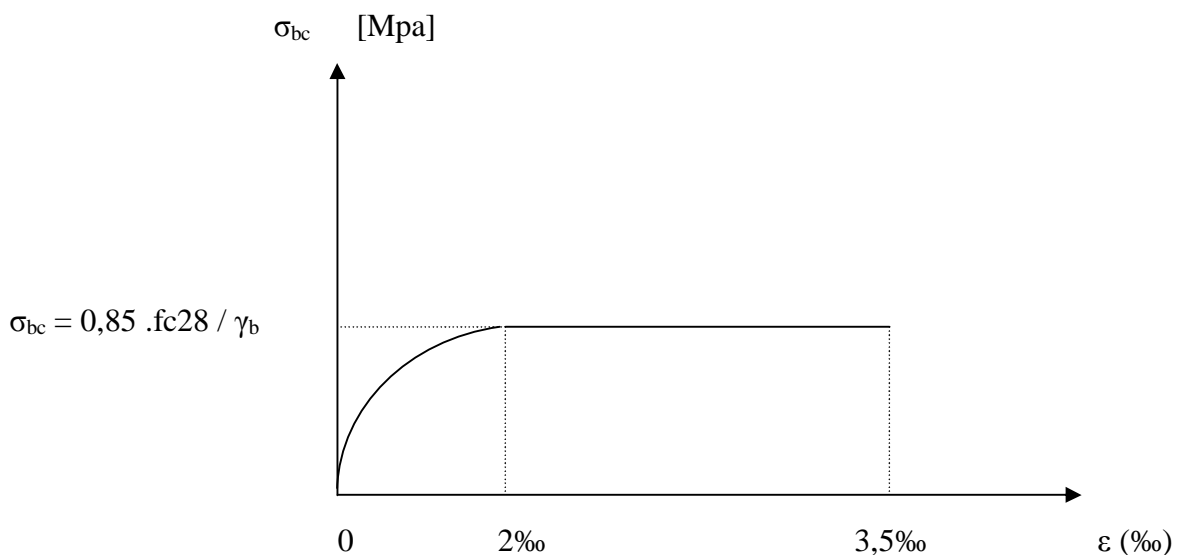
$\nu = 0$ à l'état limite ultime.

d) Diagramme contraintes-déformations:

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

A l'état limite ultime:

Nous adoptons le diagramme parabole-rectangle ci dessous :

**.Acier:**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

a) Caractéristiques des aciers utilisés:

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance A la rupture	Allongement Relatif à la Rupture (%)	Coefficient De fissuration	Coefficient De (Ψ) scellement
Aciers en barres	Rond lisse FeE 24	R L	235	410 -490	22‰	1	1
	Haute Adhérence FeE 40	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520(Φ<6)	T S	550	550	8‰	1,3	1

b) Limite d'élasticité longitudinale:

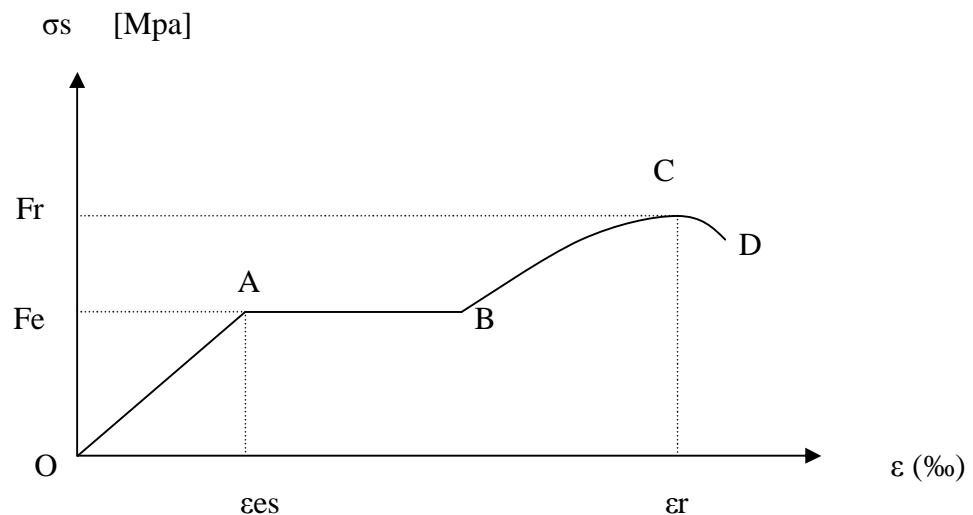
Elle est notée (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance d'acier.

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

c) Diagramme contraintes-déformations:

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

Le diagramme contraintes- déformations a l'allure suivante :



Avec: F_r : Résistance à la rupture.

F_e : Limite d'élasticité.

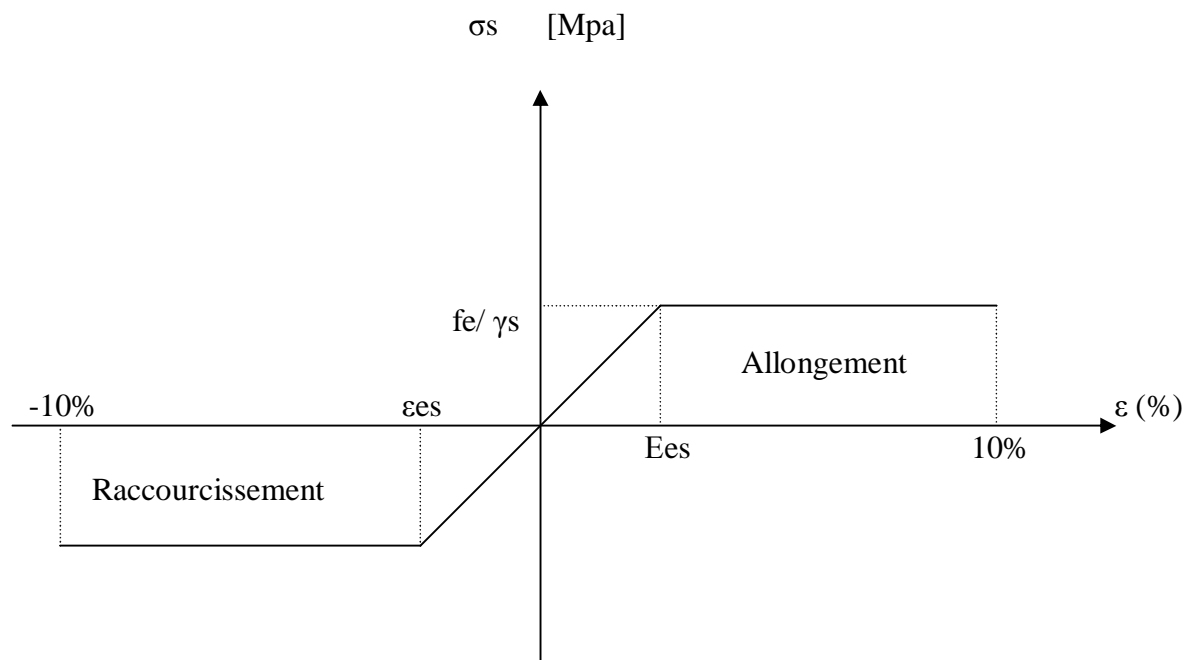
ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

Le diagramme comprend quatre zones :

- Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.
- Zone AB : Domaine de ductilité.
- Zone BC : Domaine de raffermissement.
- Zone CD : Domaine de striction.

d) Diagramme contraintes-déformations de calcul:

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



e) Limite d'élasticité:

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ où γ_s : coefficient de sécurité.

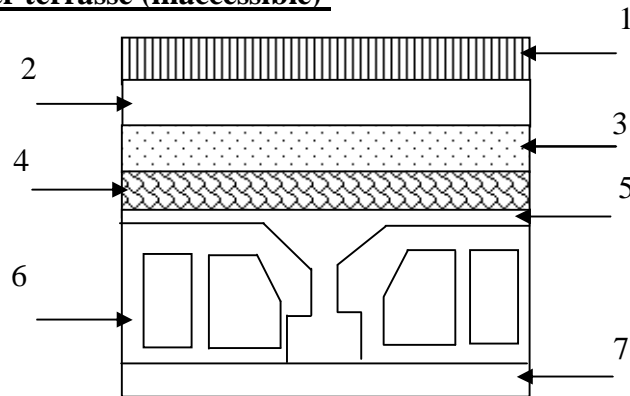
$\gamma_s = 1,15$ en situation durable.

$\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

f) Protection d'armatures: (art A. 7-2 4 BAEL 91)

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

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

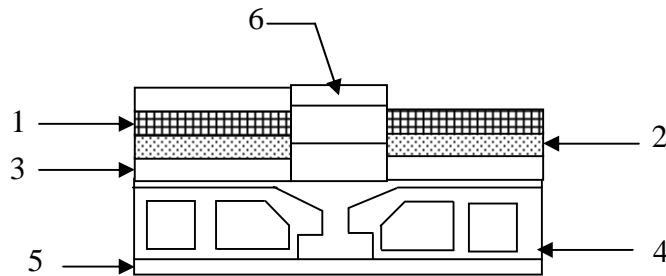
II-1 Charges et surcharges:**1 - Charges permanentes:****A/ plancher terrasse (inaccessible)****Éléments constituant le plancher terrasse**

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau: Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse :

N°	Désignation	Épaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3	Formes de pentes	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	04	0.16
6	Dalle à corps creux	0.16+0.04	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				$G_t=05.68$

B/étage courant :



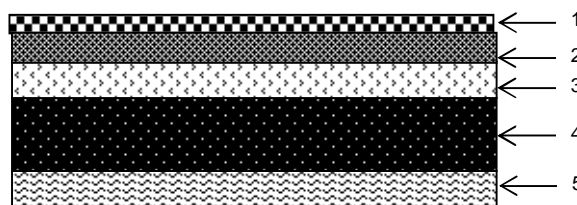
Élément constituant les planches d'étage courant

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau : Valeur de la charge permanente G_c de l'étage :

Valeur de i	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge G_t (KN/m ²)
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en corps creux	14	0.2	2.80
05	Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
06	Cloison de séparation	/	/	1.00
Totale $G_t = 5.24$				(KN/m²)

C /Planchers dalle pleine :



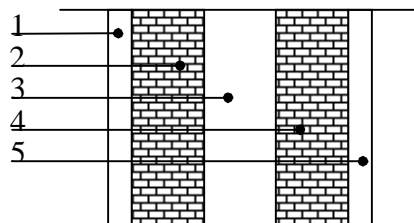
Coupe transversale de la dalle pleine

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau : Valeur de la charge permanente G_t de la dalle plane :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Couche de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle en béton armé	0.20	25.00	5.00
5	Enduit plâtre	0.02	12.00	0.24
$G_t = 6.44 \text{ KN/m}^2$				

D /Mur extérieur : En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.



Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau Valeur de la charge permanente G du mur extérieure :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ²)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	0.1	0.20
G_{Total}				2.36

E/Mur intérieur :

Tableau : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur) :

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	épaisseur	Charge G (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	12	0.04	0.48
02	Brique creuse	9	0.1	0.9
Totale $G_t=1.38 \text{ KN/m}^2$				

2 - Surcharges d'exploitation:

Plancher terrasse.....	1,00 KN/m ²
Plancher étages courants.....	3,50 KN/m ²
Balcons.....	3,50 KN/m ²
Escalier.....	3,50 KN/m ²

II-2 Pré dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la Compression, on dispose aussi d'armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le pré dimensionnement de poteaux se fait à l' ELS ,en compression simple ,en supposant que le béton reprend à lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charges sur un ou plusieurs poteaux et en tenant compte d'une dégression de surcharges.

La section d'un poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq N / \sigma_b$$

σ_b : contrainte de compression de béton.

S : section du poteau considéré.

N : effort normal revenant au poteau.

Remarque:

Dans un premier temps, nous prendrons une section minimale de (25cm x25cm) exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

II-3 Pré dimensionnement des voiles:

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

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (art 7-7-1 du RPA 99) :

- **L'épaisseur (e) :**

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

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

$$e = \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20) = h_e/20.$$

$$e = 388/20 = 19,40 \text{ cm.}$$

- **Vérification des exigences du RPA :**

1- Sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant à la condition :
 $L_{\min} \geq 4 e$ où L_{\min} : portée minimale des voiles.

$$L_{\min} = 2,90 \text{ m} \geq 4 \times 0,194 = 0,776 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2- L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur Minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 19,40 \text{ cm} < e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

Conclusion:

Nous adopterons une épaisseur de voiles $e = 20 \text{ cm}$.

II-4 Pré dimensionnement des planchers:

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

1 - Plancher en corps creux:

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

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

$$h_t \geq l / 22,5 \quad \text{où } l : \text{longueur entre nus d'appuis.}$$

h_t : hauteur totale de plancher.

$$\text{Nous avons } l = 4,60 - 0,25 = 4,35 \text{ m} \quad \text{d'où } h_t \geq 435 / 22,5 = 19,33 \text{ cm.}$$

Conclusion:

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

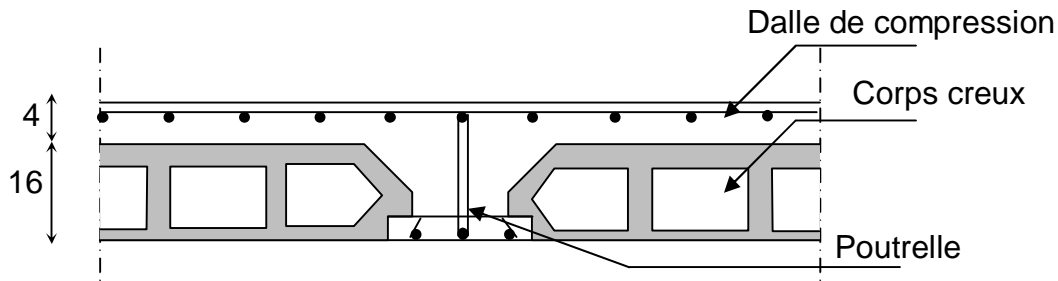


Schéma descriptif d'un plancher courant.

2 - Plancher en dalle pleine:

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

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

Condition de résistance à la flexion:

.Épaisseur minimale requise (h_0):

$$\alpha \leq 0,4 \quad h_0 \geq l_x / 25$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \quad h_0 \geq l_x / 30$$

Avec :

$$\alpha = l_x / l_y$$

l_x : petit coté du panneau de dalle considéré.

l_y : grand coté du panneau de dalle considéré.

Panneau 1

$$\alpha = 1,25 / 3,80 = 0,328 \quad \longrightarrow \quad 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

$$h_0 \geq l_x / 30 = 125 / 30 = 4,16 \text{ cm}$$

Résistance au feu:

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 10cm.

Isolation acoustique:

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

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

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

-Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, une masse surfacique minimale sera exigée et qui est de 350 kg/m^2

d'où l'épaisseur minimale de dalle :

$$h_0 = M / \rho = 350 / 2500 = 14 \text{ cm}$$

Nous prendrons $h_0 = 15 \text{ cm}$.

II-5 Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue:

- Des poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Des poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Nous allons faire le pré dimensionnement pour les deux types de poutres:

1 - Poutres Principales :

.Hauteur (ht): la hauteur ht est donnée par :

$$L_{\max}/15 \leq ht \leq L_{\max}/10 \quad \text{où} \quad L_{\max}: \text{longueur libre entre nus d'appuis.}$$

ht: hauteur totale de la poutre.

$$L_{\max} = 4,60 - 0,25 = 4,35\text{m.}$$

$$435/15=29 \leq ht \leq 435/10=43,5 \quad 29\text{cm} \leq ht \leq 43,5\text{cm}$$

Nous adopterons ht=40cm.

.Largeur (b):

$$0,4 ht=16 \leq b \leq 0,7ht=28 \quad 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

Nous adopterons b=25cm.

Donc (b x h) = (25 x 40)

.Vérification des exigences du RPA 99 (art 7-4-1) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ ht = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ ht/b = 40/25 = 1,60 < 4 \end{array} \right\} \text{conditions vérifiées.}$$

2 - Poutres Secondaires :

.Hauteur (ht): la hauteur ht est donnée par:

$$L_{\max}/15 \leq ht \leq L_{\max}/10 \quad \text{où} \quad L_{\max}: \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

ht: hauteur totale de la poutre

$$L_{\max} = 3,6 - 0,25 = 3,35\text{m.}$$

$$335/15=22,33 \leq ht \leq 335/10=33,5 \quad 22,33\text{cm} \leq ht \leq 33,5\text{cm}$$

Nous adopterons ht=30cm

.Largeur (b):

$$0,4 ht=12 \leq b \leq 0,7ht=21 \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Nous adopterons b=25cm.

donc (b x h) = (25 x 30)

.Vérification des exigences du RPA 99 (art 7-4-1):

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ ht = 30 \text{ cm} \\ ht/b = 30/25 = 1,20 < 4 \end{array} \right\} \text{conditions vérifiées.}$$

Conclusion:

Nous adopterons des poutres de dimensions suivantes :

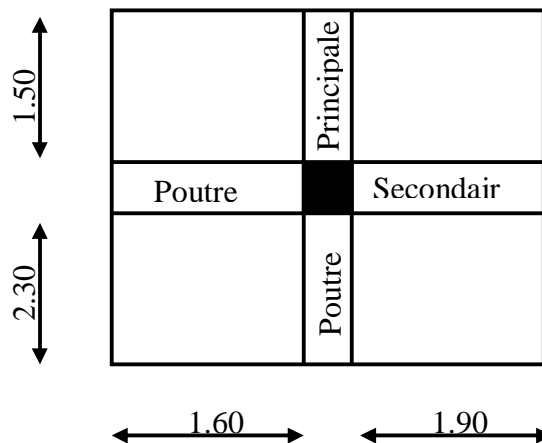
Poutres principales : ht = 40 cm ; b = 25 cm.

Poutres secondaires : ht = 30 cm ; b = 25 cm.

II-6 Descente de charges:

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

1 - Calcul de l'effort normal sous le poteau :**.Surface d'influence revenant au poteau:**

$$S = (1,5+2,3) \times (1,6+1,9) = 13,30 \text{ m}^2$$

.Poids propre de poutres:

Poutres principales:

$$G_{pp} = (0,25 \times 0,40 \times 4,05 \times 25) = 10,125 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0,25 \times 0,3 \times 3,75 \times 25) = 7,031 \text{ KN}$$

D'où le poids des poutres est de:

$$G_p = 17,156 \text{ KN.}$$

.Poids de planchers:

- Plancher terrasse: $G = 5,68 \times (1,60 + 0,25 + 1,90) \times (1,50 + 0,25 + 2,30) = 86,26 \text{ KN.}$
- Plancher courant: $G = 5,24 \times (1,60 + 0,25 + 1,90) \times (1,50 + 0,25 + 2,30) = 79,58 \text{ KN.}$

.Poids propre de poteaux:

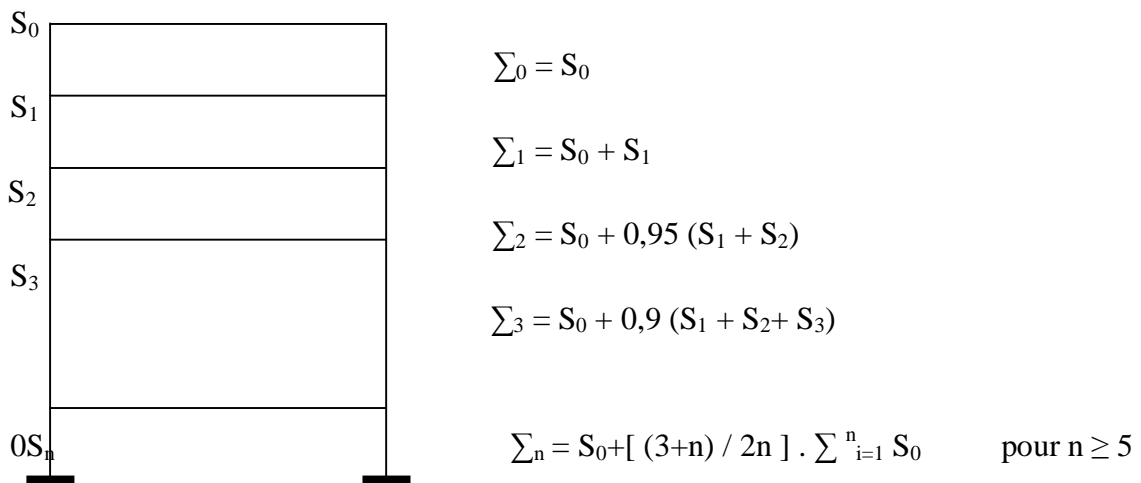
Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, au fur et à mesure que leur sections réelles seraient fixées.

2 - Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages:

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure.

.Coefficients de dégression de surcharges (Tab.II-1):



Niveaux	6	5	4	3	2	1
Coefs	1	1	0,95	0,90	0,87	0,80

3 - Surcharges cumulées:

- $Q_6 = 1 \times 13,30 = 13,30 \text{ KN}$
- $Q_5 = 13,30 + (3,5 \times 13,30) = 59,85 \text{ KN.}$
- $Q_4 = 13,30 + 0,95(46,55 \times 2) = 101,745 \text{ KN.}$
- $Q_3 = 13,30 + 0,9(46,55 \times 3) = 138,985 \text{ KN.}$
- $Q_2 = 13,30 + 0,87(46,55 \times 4) = 175,294 \text{ KN.}$
- $Q_1 = 13,30 + 0,8(46,55 \times 5) = 199,50 \text{ KN.}$

.Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (B-3):(Tab.II-2):

Niveaux	Charges Permanents [KN]					Charges D'Exploitation [KN]		Efforts Normaux [KN]	Section [cm ²]	
	Poids des Planchers	Poids des Poutres	Poids des Poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	N=Gc+Qc	$S \geq N/\sigma_{bc}$	Section adoptée
6	86,26	17,156	0,000	103,416	103,416	13,3	13,3	116,716	77,811	25x25
5	79,58	17,156	4,515	101,251	204,667	46,55	59,85	264,517	176,345	25x25
4	79,58	17,156	4,515	101,251	305,918	46,55	152,95	458,868	305,912	25x25
3	79,58	17,156	4,515	101,251	407,169	46,55	199,5	606,669	404,446	25x25
2	79,58	17,156	4,515	101,251	508,42	46,55	246,05	754,47	502,98	25x25
1	79,58	17,156	4,515	101,251	609,671	46,55	292,6	902,271	601,514	30x30

4 - Vérification de poteaux au flambement:

Le calcul de poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

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

λ : Elancement de poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7L_0$).

i : Rayon de giration ($i = [I/B]^{1/2}$).

I : Moment d'inertie ($I = bh^3/12$).

B : Section transversale du Poteau ($B = a \cdot b$).

L_0 : Longueur libre de poteau.

$$\text{Finalement } \lambda = 2,42 L_0/b$$

.Poteau du RDC:

$$\lambda = 2,42(4,08-0,3)/0,25 = 36,5912 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

.Poteau d'étages courants:

$$\lambda = 2,42(2,89-0,3)/0,25 = 25,0712 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

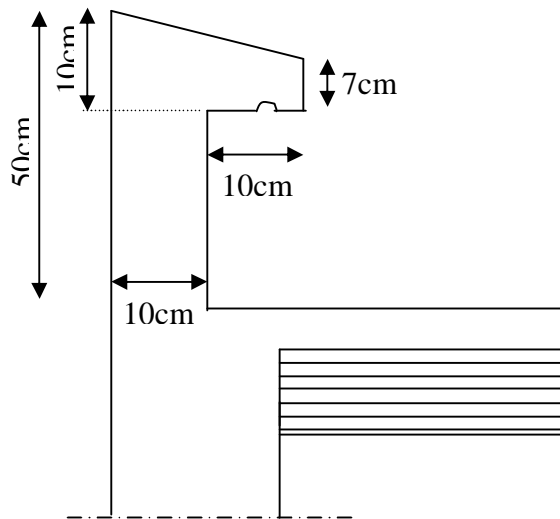
Remarque :

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

III-1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal (Q = 1KN/ml) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.



Coupe verticale de l'acrotère

a) Schéma statique :

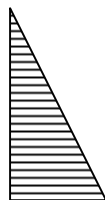
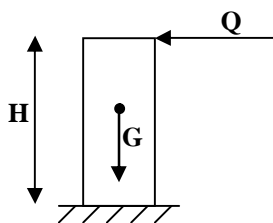


Diagramme des moments
 $M = Q \times H$

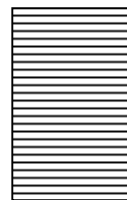


Diagramme des efforts tranchants
 $T = Q$

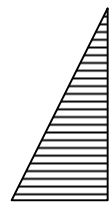


Diagramme des efforts normaux
 $N = G$

b) Calcul des efforts :

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

Avec : r : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

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

Ø Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ KNm}$$

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

Ø Effort normal du au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,675 \text{ KN}$

c) Combinaison de charge :**A l'ELU :**

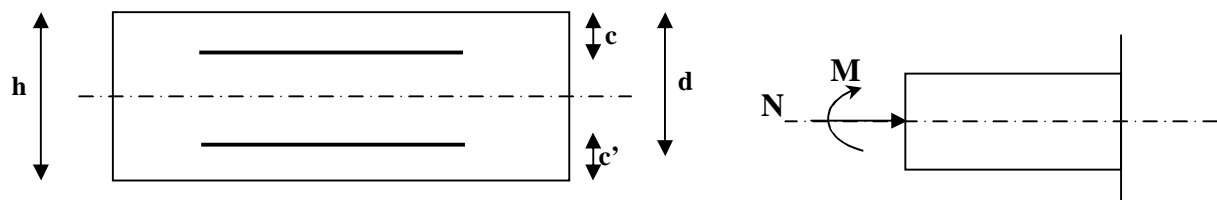
$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{ (KN)} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ (KN.m)} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$\begin{cases} N_s = G = 1,675 \text{ (KN)} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ (KN.m)} \end{cases}$$

d) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10 \text{ cm}$ » et de largeur « $b = 100 \text{ cm}$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».



h : Epaisseur de la section.

c et c' : La distance entre le centre de gravite des aciers et la fibre extrême du béton

$d = h - c$: Hauteur utile

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

Ø Calcul de l'excentricité:

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée

$$\checkmark e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} = 0,39m = 40 \text{ cm}$$

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

Avec : M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

$\left(\frac{h}{2} - c\right) = y$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

Ø Calcul en de la section en flexion simple :**Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,9 + 2,26 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03\right) = 0,9452 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,9452 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,01358 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9452 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Ø Calcul en flexion composée des armateurs réels:

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,26}{34,8} = 0,325 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

e) Vérification à l'ELU :**1) Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,325 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

§ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $3\text{HA}6 = 0,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

III-1-2) Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$t_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec : $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$t_u < \bar{t}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-1-3) Vérification de l'adhérence des barres :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: Somme de périmètres utiles de barres.

$$\sum u_i = 4p8 = 4 \times p \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

III-1-4) Espacement des barres :

§ Armatures principales : $S_t=25 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm})=30 \text{ cm}$.

§ Armatures principales : $S_t=25 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm})=30 \text{ cm}$.

⇒ Condition vérifiée.

f) Vérification à l'ELS :

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

- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,258}{15(1 - 0,258)} = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,023 \times 46,66 = 1,0732 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$s_{st} = \frac{M_s}{b_1 \times d \times A_{st}} = 46,55 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales.....4HA8 = 2,01cm² avec S_t = 25cm.

- Armatures de répartitions.....3 HA6 = 0.85cm² avec S_t= 20cm.

g) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214\text{MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

L'acrotère est un élément non structurel soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone A=0.25 en zone III (groupe d'usage 2).

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0.3)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,675KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,675 = 0,5025 \text{ KN/ml} < Q = 1\text{KN/ml}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

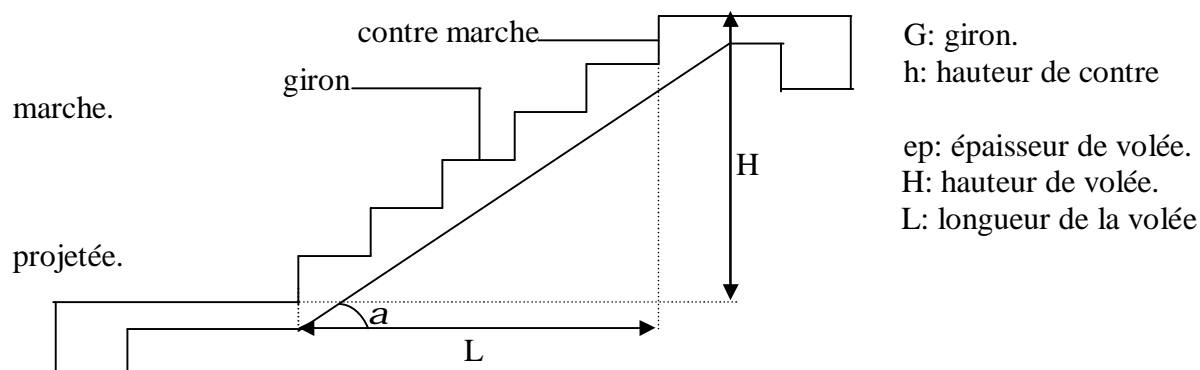
III-3) Calcul des escaliers :**3-1) Introduction :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

Ø Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **3-2) les escaliers :**

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



a) Dimensionnement :

Ø Volée 1 (H = 1,53 m)

On prend la hauteur des contre marches h = 17 cm

Le nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

Le nombre de marches m = n - 1 = 8 marches.

On prend le girant g = 30 cm

L = g x m = 30 x 8 = 240 cm

b) Vérification de la loi de Blondel : $60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$ $60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$ vérifiée.**c) Dimensionnement de la paillasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} a = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow a = 32.49^\circ$$

$$\cos a = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{240}{\cos 32.49^\circ} = 284.53 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 95 + 284.53 + 160 = 539.53 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{539.53}{30} \leq e_p \leq \frac{539.53}{20} \Rightarrow 17.98 \text{ cm} \leq e_p \leq 26.97 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 20 \text{ cm}$.**3-3) Détermination des charges et surcharges :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

Ø Palier :

Tableau : charges permanentes de palier

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
32*Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton	20	25	5.00
$G_{\text{total}} = 6.20 \text{ KN/m}^2$			

Ø paillasse :

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos a} = 25 \times \frac{0.25}{\cos 32.49^\circ} = 7.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2,125 \text{ KN / m}^2 ;$$

Revêtement carrelage ; 0.44 KN/m²;

Mortier de pose : 0.40 KN/m².

$$G_{\text{total}} = 10.37 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 3.5 \times 1 \text{ m} = 3.5 \text{ KN/ml}$$

3-4) Calcul à l'ELU :**Ø Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1,35 \times 6.20 + 1.5 \times 3.5 = 13.62 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 10.37 + 1.5 \times 3.5 = 19.23 \text{ KN/ml}$

Ø Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

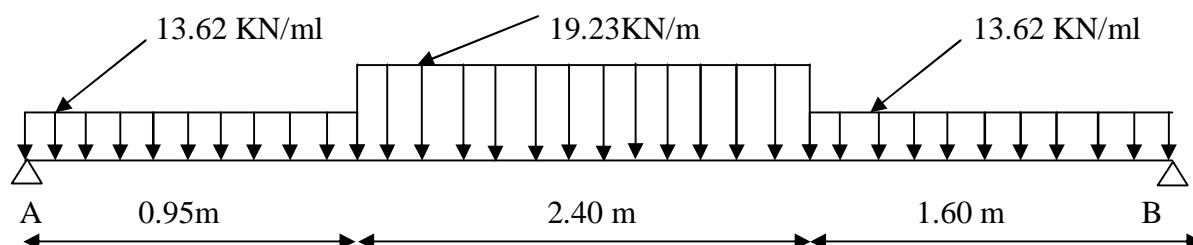


Fig. : Schéma Statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 13.62 \times 0.95 + 19.23 \times 2.40 + 13.62 \times 1.60 = 80.88 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (0.95 + 2.40 + 1.60) - 13.62 \times 1.60 \left(\frac{1.60}{2} + 2.40 + 0.95 \right) - 19.23 \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 0.95 \right) -$$

$$13.62 \times 0.95 \left(\frac{0.95}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 39.55 \text{ KN}$$

$$R_A = 41.32 \text{ KN}$$

Ø Efforts tranchants et moments fléchissant :

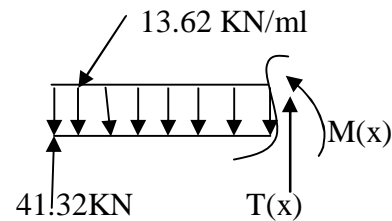
a) Efforts tranchants :

○ $0 \leq x \leq 0.95 \text{ m}$

$$T(x) + 41.32 - 13.62x = 0$$

$$T(x) = 13.62x - 41.32$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -41.32 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0.95 \rightarrow T(0.95) = -28.38 \text{ KN} \end{cases}$$



○ $0.95 \text{ m} \leq x \leq 3.35 \text{ m}$

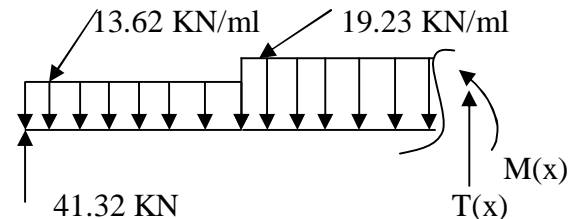
$$T(x) + 41.32 - 13.62(0.95) - 19.23(x - 0.95) = 0$$

$$T(x) = 13.62(0.95) + 19.23(x - 0.95) - 41.32$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0.95 \rightarrow T(0.95) = -28.38 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.35 \rightarrow T(3.35) = 17.77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 13.62(0.95) + 19.23(x - 0.95) - 41.32 = 0$$

$$x = 2.42 \text{ m}$$

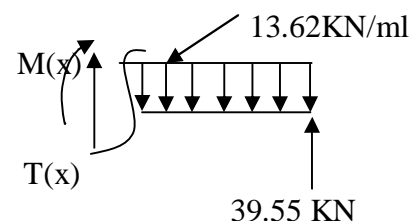


○ $0 \text{ m} \leq x \leq 1.60 \text{ m}$

$$T(x) + 39.55 - 13.62(x) = 0$$

$$T(x) = 13.62(x) - 39.55$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -39.55 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.60 \text{ m} \rightarrow T(1.60) = -17.76 \text{ KN} \end{cases}$$



b) Le moment fléchissant :

○ $0 \leq x \leq 0.95 \text{ m}$

$$M(x) - 41.32x + 13.62x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 41.32x - 13.62 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 0.95 \text{ m} \rightarrow M(0.95) = 33.11 \text{ KN m}$$

○ $0.95 \text{ m} \leq x \leq 3.35 \text{ m}$

$$M(x) - 41.32x + 13.62 \cdot 0.95 \left(x - \frac{0.95}{2} \right) + \frac{19.23}{2} (x - 0.95)^2 = 0$$

$$M(x) = 41.32x - 13.62 \cdot 0.95 \left(x - \frac{0.95}{2} \right) - \frac{19.23}{2} (x - 0.95)^2$$

Pour $x = 0.95\text{m}$ \rightarrow $M(0.95) = 32.91 \text{ KN m}$

Pour $x = 3.35 \text{ m}$ \rightarrow $M(3.35) = 45.84 \text{ KN m}$

Le moment max :

$x = 2.42 \text{ m}$ $M(2.42) = 54.05 \text{ KN m}$

o $0 \text{ m} \leq x \leq 1.60 \text{ m}$

$$M(x) - 39.55x + 13.62 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 39.55x - 13.62 \frac{x^2}{2}$$

pour $x = 0 \text{ m}$ $M(0) = 0 \text{ KN m}$

Pour $x = 1.60 \text{ m}$ $M(1.60) = 45.85 \text{ KN m}$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 54.05 = 45.94 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 54.05 = -16.21 \text{ KN m}$$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:

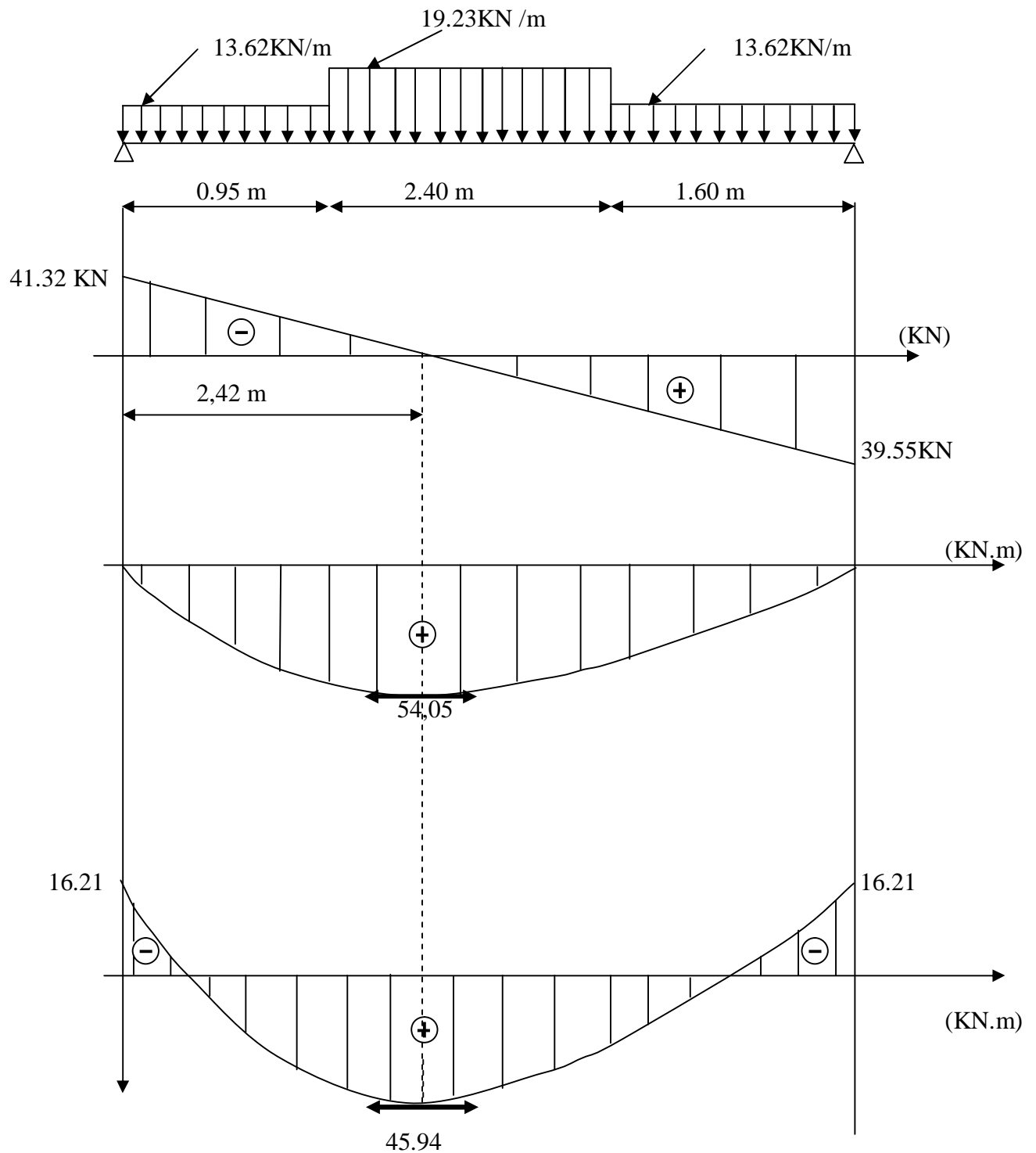


Fig.) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

Ø Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 115 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

a) En travée :

$$M_u^t = 39.13 \text{ KN m}$$

1. Armatures principales :

$$m_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{45.94 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.100 \leq 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.100 \quad \beta = 0.947$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{bd s_s} = \frac{45.94 \times 10^3}{0.947 \times 18 \times 348} = 7.74 \text{ cm}^2$$

Soit 7 HA 12 = 7.91 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.91}{4} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 8 = 2.5 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) En appui :**1. Armatures principales :**

$$M_u^a = 16.21 \text{ KN m}$$

$$m_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.21 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.035 \leq 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.035 \quad \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{bd s_s} = \frac{16.21 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 10 = 3.90 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

2. Armatures de repartions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 8 = 2.5 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

3-5) Les vérifications à l'ELU :**Ø Vérification de la non fragilité du béton :**

[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

a) En travée $A_t = 7.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 3.90 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée

Ø Vérification de contrainte tangentielle :

[Art A 5.1,2/BAEL 91modifié 99]

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 41.32 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{41.32 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{t}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :

(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99]

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{g_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0.9 d$$

$$T_{\max} = 41.32 \text{ KN} < 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Ø Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$y = 1.5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{41.32 \times 10^3}{0.9 \cdot 180 \times 12 \times 3.14 \times 7} = 0.97 \text{ MPa}$$

$t_{se} \leq \bar{t}_{se} \rightarrow$ la condition est vérifiée

Ø Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot \bar{t}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

avec

$$\bar{t}_{se} = 0,6 \gamma_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$. On adopte $L_a = 20 \text{ cm}$

3-6) Calcul à l'ELS:

Ø Combinaison de charges :

Palier : $q_u = G + Q = 6.20 + 3.50 = 9.70 \text{ KN/ml}$.

Pailasse : $q_u = G + Q = 10.34 + 3.50 = 13.87 \text{ KN/ml}$

Ø Calcul des efforts internes :

a) Réactions d'appuis :

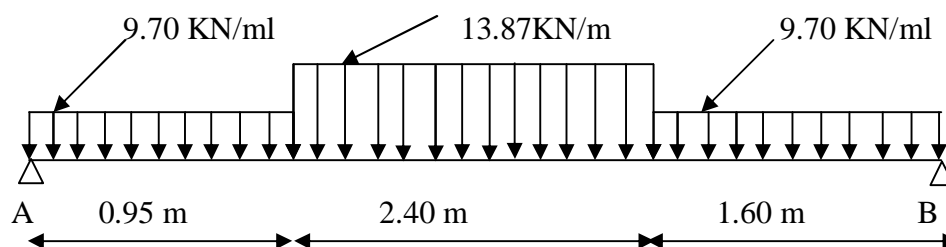


Fig. : Schéma Statique d'escalier

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 9.70 \times 0.95 + 13.87 \times 2.40 + 9.70 \times 1.60 = 58.02 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1.60 + 2.40 + 0.95) - 9.70 \times 1.60 \left(\frac{1.60}{2} + 2.40 + 0.95 \right) - 13.87 \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 0.95 \right) -$$

$$9.70 \times 0.95 \left(\frac{0.95}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 28.35 \text{ KN}$$

$$R_A = 29.67 \text{ KN}$$

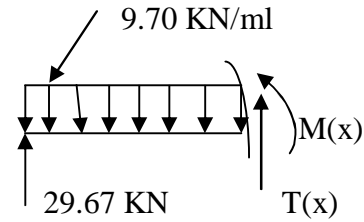
b) Efforts tranchants:

$$\circ \quad 0 \leq x \leq 0.95 \text{ m}$$

$$T(x) + 29.67 - 9.70(x) = 0$$

$$T(x) = 9.70(x) - 29.67$$

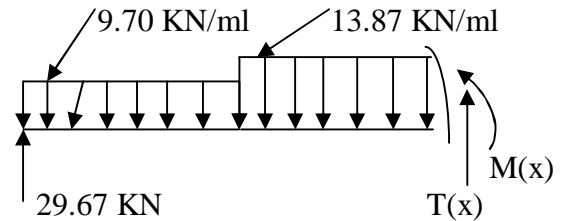
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -29.67 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0.95 \rightarrow T(0.95) = -20.45 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$\circ \quad 0.95 \text{ m} \leq x \leq 3.35 \text{ m}$$

$$T(x) + 29.67 - 9.70(0.95) - 13.87(x - 0.95) = 0$$

$$T(x) = 13.87(x - 0.95) - 20.45$$

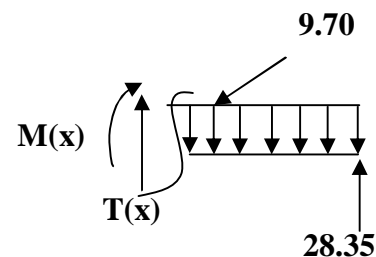


$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0.95 \rightarrow T(0.95) = -20.45 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.35 \rightarrow T(3.35) = 12.84 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 13.87(x - 0.95) - 20.45 = 0$$

$$x = 2.42 \text{ m}$$

$$\circ \quad 0 \text{ m} \leq x \leq 1.60 \text{ m}$$



$$T(x) + 28.35 - 9.70(x) = 0$$

$$T(x) = -28.35 + 9.70(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -28.35 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.60 \text{ m} \rightarrow T(1.60) = -12.83 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c) Le moment fléchissant :

$$\circ \quad 0 \leq x \leq 0.95 \text{ m}$$

$$M(x) - 29.67x + 9.70x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 29.67x - 9.70 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow M(0) = 0$$

$$\text{Pour } x = 0.95 \text{ m} \rightarrow M(0.95) = 23.81 \text{ KN m}$$

○ **0.95 m ≤ x ≤ 3.35 m**

$$M(x) - 29.67x + 9.70x \cdot 0.95 \left(x - \frac{0.95}{2} \right) + \frac{13.87}{2} (x - 0.95)^2 = 0$$

Pour x = 0.95 m → M(0.95) = 23.81 KN m

Pour x = 3.35 m → M(3.35) = 32.95 KN m

Le moment max :

x = 2.42 m M(2.42) = 30.32 KN m

○ **0 m ≤ x ≤ 1.60 m**

$$M(x) - 28.35x + 9.7 \frac{x^2}{2} = 0$$

pour x = 0 m → M(0) = 0 KN m

Pour x = 1.60 m → M(1.60) = 32.94 KN m

En tenant compte des semi encastresments les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 30.32 = 25.77 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = - 0,3 \times 30.32 = - 9.096 \text{ KN m}$$

Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS :

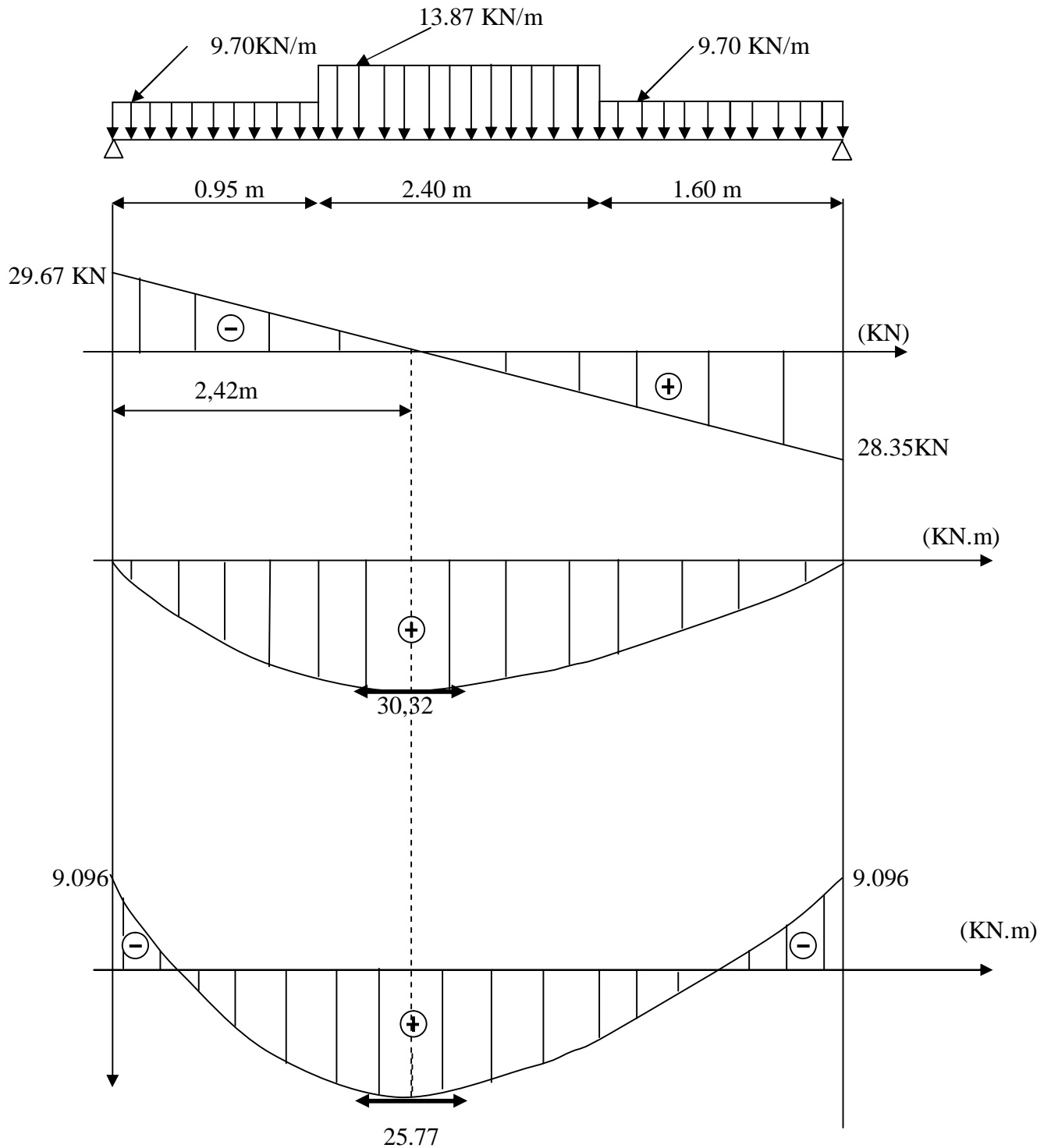


Fig. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

3-7) Vérification à l'ELS :**Ø Etat limite de résistance de béton à la compression :**

(Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{s}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $s_{bc} < \bar{s}_{bc}$

$$r_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 7,91}{100 \times 18} = 0,439 \implies K_1 = 34,5 \text{ et } \beta_1 = 0,899$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 d A_s} = \frac{25,77 \times 10^3}{0,899 \times 18 \times 7,91} = 201,33 \text{ MPa} \implies s_s < \bar{s}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{201,33}{34,5} = 5,83 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Ø 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 4.60 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 39.13) ;M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{460} = 0,043 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

a) Dimensionnement :

Ø Volée 2 (H = 2,04 m)

On prend la hauteur des contre marches h = 17 cm

Le nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12$

Le nombre de marches m = n - 1 = 11 marches.

On prend le girant g = 30 cm

L = g x m = 30 x 11 = 330 cm

b) Vérification de la loi de Blondel : $60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$ $60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$ vérifiée.**c) Dimensionnement de la paillasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} a = \frac{H}{L} = \frac{204}{330} = 0.618 \Rightarrow a = 31.72^\circ$$

$$\cos a = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{330}{\cos 31.72^\circ} = 388.23 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 40 + 388.23 + 140 = 568.23 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{568.23}{30} \leq e_p \leq \frac{568.23}{20} \Rightarrow 18.94 \text{ cm} \leq e_p \leq 28.41 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 25 \text{ cm}$.**3-3) Détermination des charges et surcharges :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

b) Charges permanentes :

Ø Palier :

Tableau : charges permanentes de palier

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton	20	25	5.00
$G_{\text{total}} = 6.20 \text{ KN/m}^2$			

Ø paillasse :

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos a} = 25 \times \frac{0.25}{\cos 31.72^\circ} = 7.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2,125 \text{ KN / m}^2 ;$$

Revêtement carrelage ; 0.44 KN/m²;

Mortier de pose : 0.40 KN/m².

$$G_{\text{total}} = 10.31 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 3.5 \times 1 \text{ m} = 3.5 \text{ KN/ml}$$

3-4) Calcul à l'ELU :**Ø Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1,35 \times 6.20 + 1.5 \times 3.5 = 13.62 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 10.31 + 1.5 \times 3.5 = 19.17 \text{ KN/ml}$

Ø Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

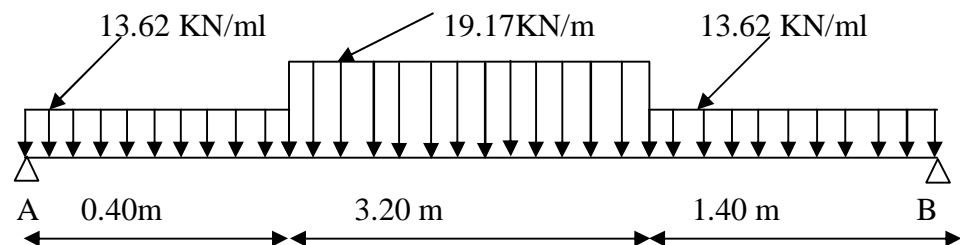


Fig. : Schéma Statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 13.62 \times 0.40 + 19.17 \times 3.20 + 13.62 \times 1.40 = 85.86 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (0.40 + 3.20 + 1.40) - 13.62 \times 1.40 \left(\frac{1.40}{2} + 3.20 + 0.40 \right) - 19.17 \times 3.20 \left(\frac{3.20}{2} + 0.40 \right) -$$

$$13.62 \times 0.40 \left(\frac{0.40}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 40.72 \text{ KN}$$

$$R_A = 45.14 \text{ KN}$$

Ø Efforts tranchants et moments fléchissant :

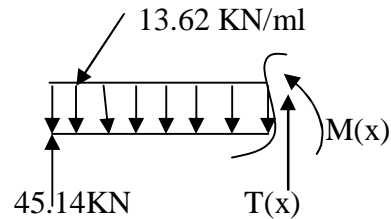
a) Efforts tranchants :

○ $0 \leq x \leq 0.40 \text{ m}$

$$T(x) + 45.14 - 13.62x = 0$$

$$T(x) = 13.62x - 45.14$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -45.14 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0.40 \rightarrow T(0.40) = -39.69 \text{ KN} \end{cases}$$



○ $0.40 \text{ m} \leq x \leq 3.60 \text{ m}$

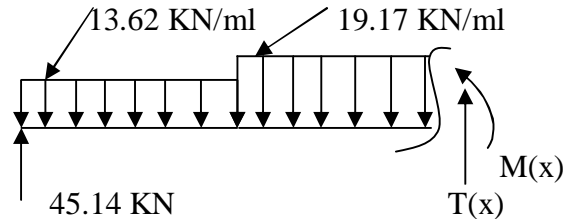
$$T(x) + 45.14 - 13.62(0.4) - 19.17(x - 0.4) = 0$$

$$T(x) = 13.62(0.4) + 19.17(x - 0.4) - 45.14$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0.40 \rightarrow T(0.40) = -39.69 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.60 \rightarrow T(3.60) = 21.65 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 13.62(0.4) + 19.17(x - 0.4) - 45.14 = 0$$

$$x = 2.47 \text{ m}$$

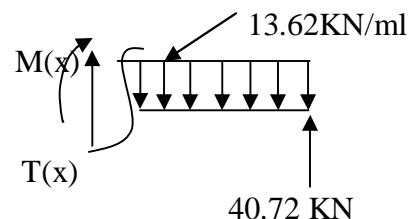


○ $0 \text{ m} \leq x \leq 1.40 \text{ m}$

$$T(x) + 40.72 - 13.62(x) = 0$$

$$T(x) = 13.62(x) - 40.72$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -40.72 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.40 \text{ m} \rightarrow T(1.40) = -21.65 \text{ KN} \end{cases}$$



b) Le moment fléchissant :

○ $0 \leq x \leq 0.40 \text{ m}$

$$M(x) - 45.14x + 13.62x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 45.14x - 13.62 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 0.40 \text{ m} \rightarrow M(0.40) = 16.96 \text{ KN m}$$

○ $0.40 \text{ m} \leq x \leq 3.60 \text{ m}$

$$M(x) - 45.14x + 13.62 \cdot 0.4 \left(x - \frac{0.4}{2} \right) + \frac{19.17}{2} (x - 0.4)^2 = 0$$

$$M(x) = 45.14x - 13.62 \cdot 0.4 \left(x - \frac{0.4}{2} \right) - \frac{19.17}{2} (x - 0.4)^2$$

$$\text{Pour } x = 0.40\text{m} \quad \rightarrow \quad M(0.40) = 16.96 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 3.60 \text{ m} \quad \rightarrow \quad M(3.60) = 45.83 \text{ KN m}$$

Le moment max :

$$x = 2.47 \text{ m} \quad M(2.47) = 58.06 \text{ KN m}$$

○ $0 \text{ m} \leq x \leq 1.40 \text{ m}$

$$M(x) - 40.72x + 13.62 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 40.72x - 13.62 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{pour } x = 0 \text{ m} \quad M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 1.40 \text{ m} \quad M(1.40) = 43.66 \text{ KN m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 58.06 = 49.35 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 58.06 = -17.42 \text{ KN m}$$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:

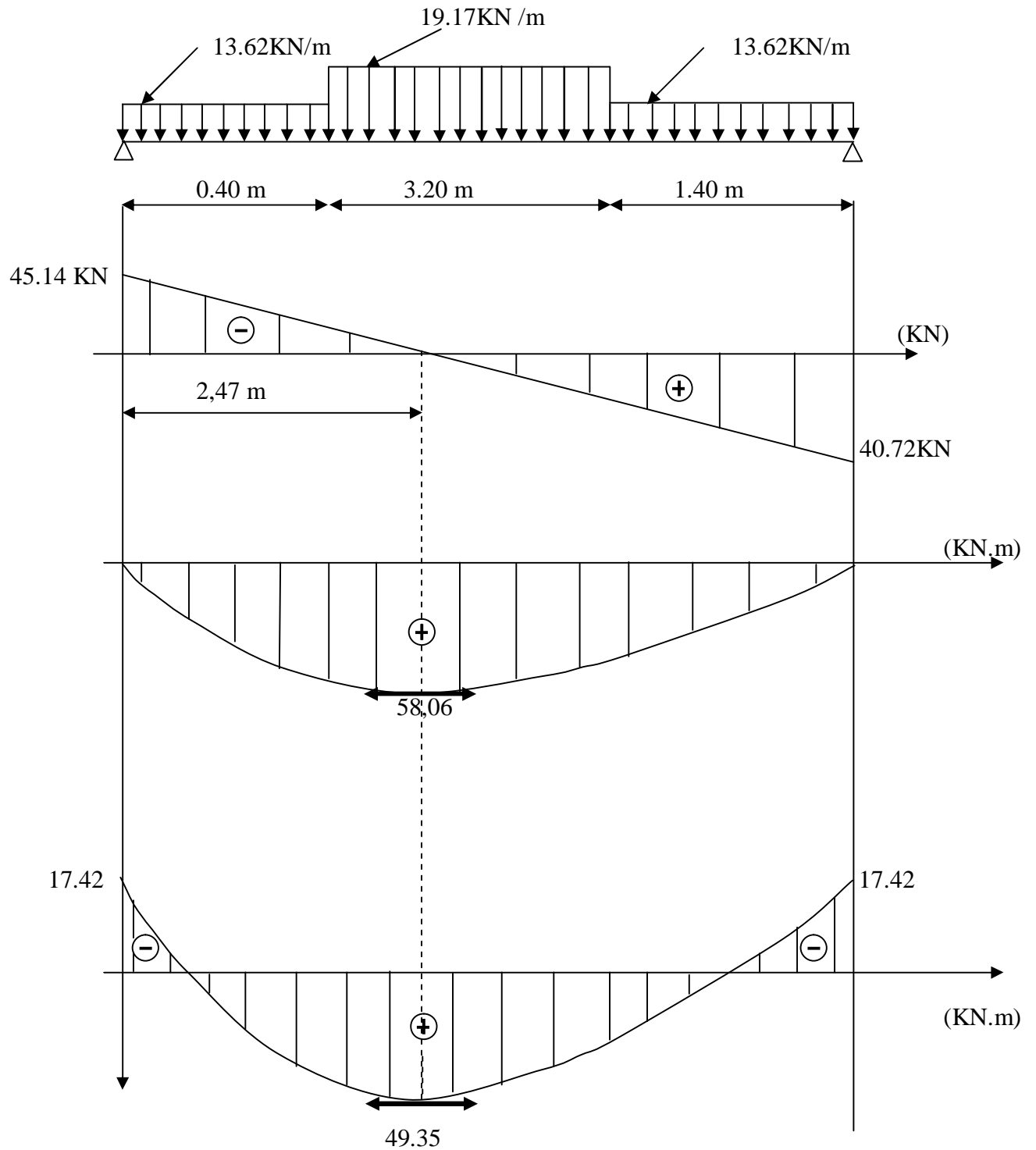


Fig.) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

Ø Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :
 $b = 115 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 23 \text{ cm}$.

a) En travée:

$$M_u^t = 49.35 \text{ KN m}$$

3. Armatures principales :

$$m_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{49.35 \times 10^3}{115 \times 23^2 \times 14.2} = 0.057 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.057 \quad \beta = 0.970$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{bd s_s} = \frac{49.35 \times 10^3}{0.970 \times 23 \times 348} = 6.35 \text{ cm}^2$$

Soit 7 HA 12 = 7.91 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

4. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.91}{4} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 = 2.5 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) En appui :**2. Armatures principales :**

$$M_u^a = 17.42 \text{ KN m}$$

$$m_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.42 \times 10^3}{115 \times 23^2 \times 14.2} = 0.020 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.020 \quad \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{bd s_s} = \frac{17.42 \times 10^3}{0.990 \times 23 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2$$

Soit 6 HA 10 = 4.68 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

2. Armatures de repartions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 8 = 2.5 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

3-5) Les vérifications à l'ELU :**Ø Vérification de la non fragilité du béton :**

[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 115 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 3.19 \text{ cm}^2$$

a) En travée $A_t = 7.91 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ \longrightarrow condition vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 4.68 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ \longrightarrow condition vérifiée

Ø Vérification de contrainte tangentielle :

[Art A 5.1,2/BAEL 91modifié 99]

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 45.14 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{45.14 \times 10^3}{1150 \times 230} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{t}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :

(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99]

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{g_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0.9 d$$

$$T_{\max} = 45.14 \text{ KN} < 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.23 \times 1 = 1380 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Ø Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$y = 1.5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9.d.\sum u} = \frac{45.14 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 12 \times 3.14 \times 7} = 0.83 \text{ MPa}$$

$t_{se} \leq \bar{t}_{se} \rightarrow$ la condition est vérifiée

Ø Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot \bar{t}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

avec

$$\bar{t}_{se} = 0,6 \gamma^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

3-6) Calcul à l'ELS:

Ø Combinaison de charges :

Palier : $q_u = G + Q = 6.20 + 3.50 = 9.70 \text{ KN/ml.}$

Pailleasse : $q_u = G + Q = 10.31 + 3.50 = 13.81 \text{ KN/ml}$

Ø Calcul des efforts internes :

a) Réactions d'appuis :

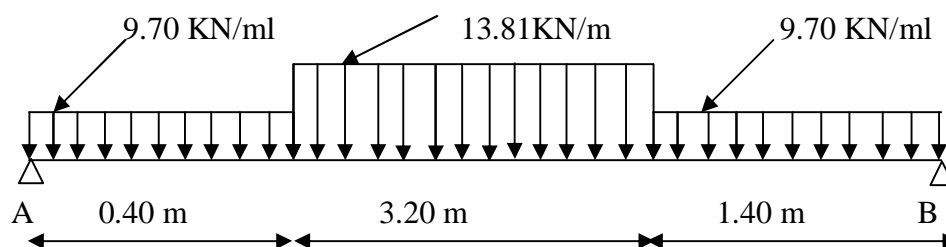


Fig. : Schema Statique

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 9.70 \times 0.40 + 13.81 \times 3.20 + 9.70 \times 1.40 = 61.65 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1.40 + 3.20 + 0.40) - 9.70 \times 1.40 \left(\frac{1.40}{2} + 3.20 + 0.40 \right) - 13.81 \times 3.20 \left(\frac{3.20}{2} + 0.40 \right) = 0$$

$$9.70 \times 0.40 \left(\frac{0.40}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 29.51 \text{ KN}$$

$$R_A = 32.14 \text{ KN}$$

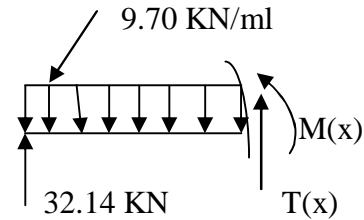
b) Efforts tranchants:

$$\circ \quad 0 \leq x \leq 0.40 \text{ m}$$

$$T(x) + 32.14 - 9.70(x) = 0$$

$$T(x) = 9.70(x) - 32.14$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -32.14 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0.40 \rightarrow T(0.40) = -28.26 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$\circ \quad 0.40 \text{ m} \leq x \leq 3.60 \text{ m}$$

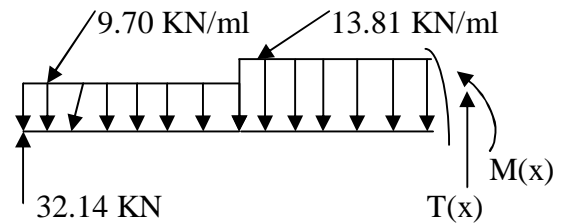
$$T(x) + 32.14 - 9.70(0.4) - 13.81(x - 0.40) = 0$$

$$T(x) = 13.81(x - 0.4) - 28.26$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0.40 \rightarrow T(0.40) = -28.26 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.60 \rightarrow T(3.60) = 15.93 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 13.81(x - 0.4) - 28.26 = 0$$

$$x = 2.20 \text{ m}$$

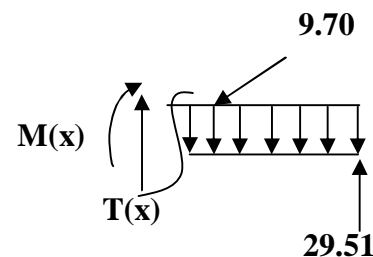


$$\circ \quad 0 \text{ m} \leq x \leq 1.40 \text{ m}$$

$$T(x) + 29.51 - 9.70(x) = 0$$

$$T(x) = -29.51 + 9.70(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -29.51 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.40 \text{ m} \rightarrow T(1.40) = -15.93 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**c) Le moment fléchissant :**

$$\circ \quad 0 \leq x \leq 0.40 \text{ m}$$

$$M(x) - 32.14x + 9.70x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 32.14x - 9.70 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \\ \text{Pour } x = 0.40 \text{ m} \rightarrow M(0.40) = 12.08 \text{ KN m} \end{array}$$

○ **0.40 m ≤ x ≤ 3.60 m**

$$M(x) - 32.14x + 9.70x \cdot 0.40 \left(x - \frac{0.40}{2} \right) + \frac{13.81}{2} (x - 0.4)^2 = 0$$

Pour x = 0.40 m → M(0.40) = 12.08 KN m

Pour x = 3.60 m → M(3.60) = 31.80 KN m

Le moment max :

x = 2.20 m M(2.20) = 40.57 KN m

○ **0 m ≤ x ≤ 1.40 m**

$$M(x) - 29.51x + 9.7 \frac{x^2}{2} = 0$$

pour x = 0 m → M(0) = 0 KN m

Pour x = 1.40 m → M(1.40) = 31.81 KN m

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 40.57 = 34.48 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = - 0,3 \times 40.57 = - 12.17 \text{ KN m}$$

Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS :

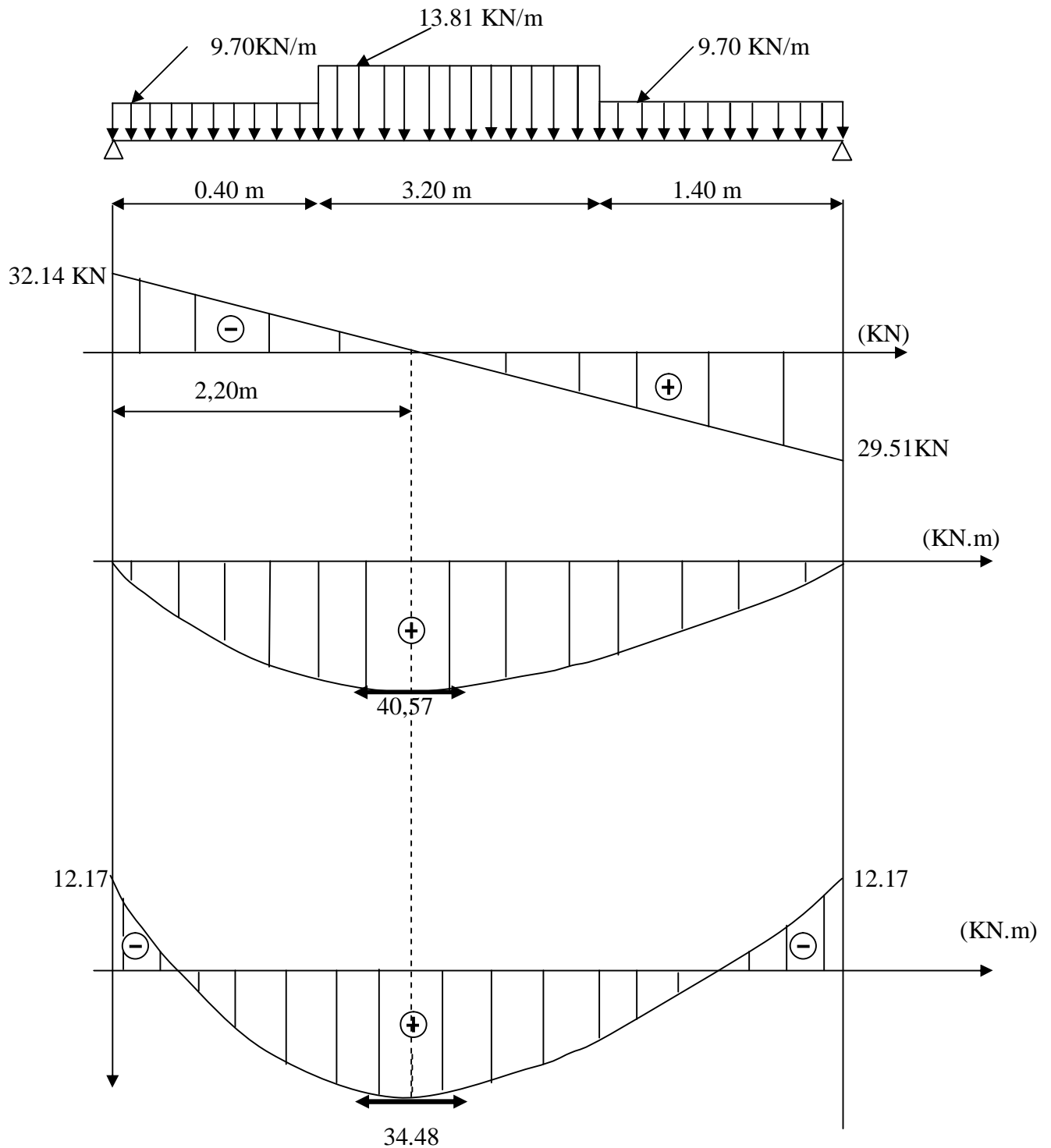


Fig. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

3-7) Vérification à l'ELS :**Ø Etat limite de résistance de béton à la compression :**

(Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{s}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $s_{bc} < \bar{s}_{bc}$

$$r_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 7,91}{115 \times 23} = 0,299 \implies K_1 = 43,14 \text{ et } \beta_1 = 0,914$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 d A_s} = \frac{34,48 \times 10^3}{0,914 \times 23 \times 7,91} = 207,36 \text{ MPa} \implies s_s < \bar{s}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{207,36}{43,14} = 4,80 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Ø 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 4.60 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 39.13) ;M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{460} = 0,043 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III-4 Poutre palière:**1 - Pré dimensionnement:**

- **Hauteur (ht):** la hauteur ht est donnée par :

$$L_{\max}/15 \leq ht \leq L_{\max}/10 \quad \text{où} \quad L_{\max}: \text{longueur libre entre nus d'appuis.}$$

ht: hauteur totale de la poutre.

$$L_{\max} = 2,8 - 0,25 = 2,55\text{m.}$$

$$255/15 = 13,42 \leq ht \leq 255/10 = 25,5 \quad 13,42\text{cm} \leq ht \leq 25,5\text{cm}$$

Exigences du RPA 99 (art 7-4-1) :

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm.}$$

$$ht/b < 4.$$

Nous adopterons ht=30cm.

- **Largeur (b):**

$$0,4 ht = 12 \leq b \leq 0,7 ht = 21 \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Nous adopterons b=25cm.

Donc (b x h) = (25 x 30)

2 - Calcul d'efforts:**.Charges:**

Poids de poutre.....G = 0,25x0,3x25 = 1,875 KN/ml.

L'effort tranchant de paillasse.....Tu = 45,14 KN.

.....Ts = 32,14 KN.

Hypothèse: Nous considérons que la poutre palière est uniformément chargée.

.Combinaison de charges:

ELU: $q_u = 1,35G + (2Tu/L) = 1,35(1,875) + (2 \times 45,14/2,55) = 37,93 \text{ KN/ml.}$

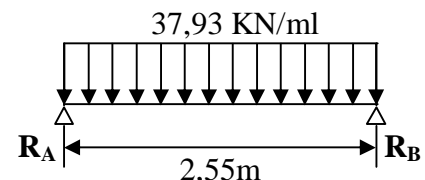
ELS: $q_s = G + (2Ts/L) = 1,875 + (2 \times 32,14/2,55) = 27,08 \text{ KN/ml.}$

.Moments fléchissants:

ELU: $M_{0u} = q_u L^2 / 8 = 37,93 \times 2,55^2 / 8 = 30,83 \text{ KN.m.}$

Mt = **0,85** M_{0u} = 26,20 KN.m.

Ma = **0,3** M_{0u} = 9,25 KN.m.



ELS: $M_{0s} = q_s L^2 / 8 = 27,08 \times 2,55^2 / 8 = 22,01 \text{ KN.m.}$

Mt = **0,85** M_{0s} = 18,71 KN.m.

Ma = **0,3** M_{0s} = 6,603 KN.m.

.Efforts tranchants:

Tu = $q_u L / 2 = 37,93 \times 2,55 / 2 = 48,36 \text{ KN.}$

Ts = $q_s L / 2 = 27,08 \times 2,55 / 2 = 34,53 \text{ KN.}$

3 - Calcul d'armatures en flexion simple:**a) En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,20 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,094 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

tableau

$$m_b = 0.094 \longrightarrow b = 0.951.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{bd s_{st}} = \frac{26.20 \times 10^3}{0.951 \times 28 \times 348} = 2.83 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA10=3.9cm².

b) Sur appuis :

$$m_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.25 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392 = m_R \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$m_b = 0.034 \longrightarrow b = 0.983.$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{bd s_{st}} = \frac{9.25 \times 10^3}{0.983 \times 28 \times 348} = 0.96 \text{ cm}^2.$$

Soit : A_{app}=5HA10=3.9 cm².

4 - Vérifications à l'ELU:

1- Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1 / 400 = 0,85 \text{ cm}^2$$

-En travée: $A_t = 3,12 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Sur appuis: $A_a = 2 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement:

$$\tau_{se} < \bar{t}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i (2 \times 4 \text{HA}10) = 2 \times 4 \times 1 \times 3,14 = 25,12 \text{ cm.}$$

$$V_u(\text{max}) = R_A = R_B = 48,37 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = 30,353 / (0,9 \times 0,28 \times 0,1884 \times 1000) = 0,64 \text{ Mpa} < \bar{t}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Calcul d'armatures transversales (art. A.7,2.2 / BAEL 91):

Le diamètre des armatures transversales est donné par: $\Phi_t = \min \{ h/35, b/10, \Phi_l \}.$

h : hauteur totale d'élément (h=30cm).

Φ_l : diamètre maximal d'armatures longitudinales.

b : Largeur d'élément (b=25cm).

$$\Phi_t = \min \{ 8,6 \text{ mm}, 25 \text{ mm}, 10 \text{ mm} \} = 8,6 \text{ mm.}$$

Donc, nous choisirons le $\Phi 8$.

$$\text{Nous adopterons } A_t = 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

Calcul d'espacements:

-Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition: $S_t = \min \{ 0,9d, 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm.}$

$$\text{Nous prendrons } S_t = 25 \text{ cm.}$$

-La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$A_t f_e / b S_t \geq 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$1,01 \times 100 \times 400 / 250 \times 250 = 0,646 \text{ Mpa} > 0,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3- Vérification d'efforts tranchants:

$$\bar{t}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = Vu / (b.d) \quad \text{avec} \quad Vu(\text{max}) = R_A = R_B = 48,37 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 48,37 \times 1000 / (250 \times 280) = 0,691 \text{ Mpa} < \bar{t}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5 - Vérifications à l'ELS:**1- Etat limite d'ouverture de fissures:**

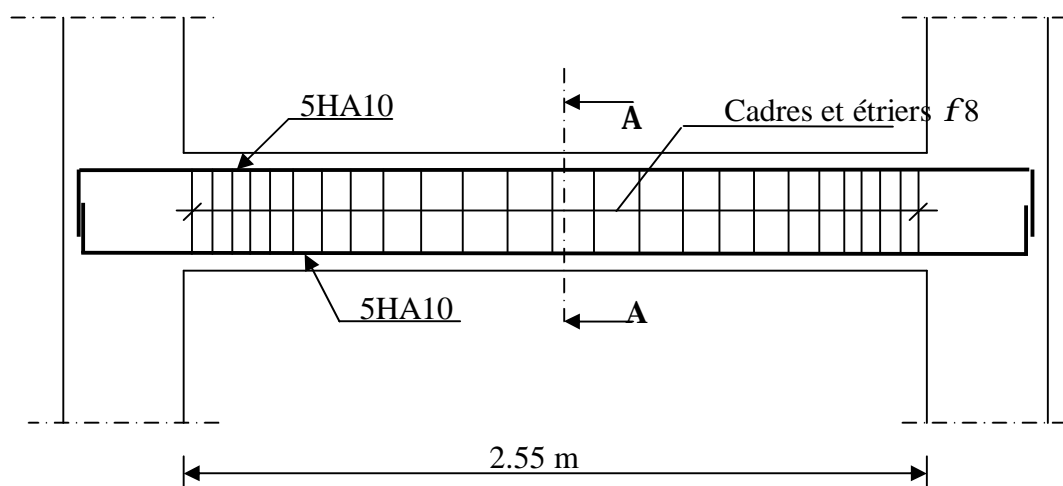
La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire.

2- Etat limite de résistance à la compression de béton:

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Zone	$M_s(\text{max})$ [KN.m]	A_s [cm ²]	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	\bar{s}_{bc} [Mpa]
Travée	18,71	3,12	207,36	4,80	15
Appuis	6,603	2,00	207,36	4,80	15

\Rightarrow les contraintes dans le béton sont vérifiées.

Plan de ferrailage de la poutre palière :

Ferrailage de la poutre palière

III-5) les planchers

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant la petite portée, des dalles pleines seront prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage.

Les poutrelles sont de section en Té, distantes de 65cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et d'avoir un plus de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16cm.

III-5-1) la dalle de compression :

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait ;
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines ; \Rightarrow

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

ü 20cm (5pm) pour les armatures \perp aux poutrelles.

ü 30cm (3pm) pour les armatures // aux poutrelles.

III-5-1-1) Ferrailage de la dalle de compression :**a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

L' : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé, en MPa

Dans notre cas $L' = 65\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit : } A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$\Rightarrow A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,75}{2} = 0,3760 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } A_{//} = 4T5 / \text{ml} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

III-5-2) Calcul des poutrelles :**A- Avant le coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'œuvre.

Ø Chargement ;

- Le poids propre de la poutrelle $G_1 = S \times W_b$

$$\dots\dots\dots G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

- Le poids de corps creux..... $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,6175 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de la main d'œuvre..... $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$\Rightarrow \text{Charge permanente ; } G = 0,12 + 0,6175 = 0,7375 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{Charge d'exploitation ; } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

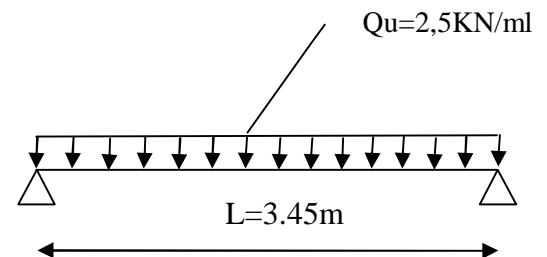
Ø Ferrailage à l'état limite ultime ELU :(fissuration non préjudiciable)

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

On fait le calcul pour la travée la plus longue ;

$$\text{On a : } L = 380 - 35 = 345 \text{ cm}$$

La combinaison de charge à l'ELU ;



$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,449 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

§ Le moment isostatique :

$$\text{A mi travée : } M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,45^2}{8} = 3,72 \text{ KN/ml}$$

§ L'effort tranchant :

$$\text{Sur appui : } T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,45}{2} = 4,31 \text{ KN}$$

§ Calcul d'armatures :

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm} \Rightarrow$ La hauteur utile $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M}{bdFbu} = \frac{3.72}{0.12 \times 0.02 \times 14.16} = 7.356$$

$$\mu_l = 0,392 \Rightarrow \mu > \mu_l \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion:

Vu la hauteur faible de la poutrelle de l'ordre de 4cm, il est impossible de disposer deux (2) nappes d'armatures .par conséquent il faudra prévoir des étai intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

B - Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul est conduit on considère la poutrelle comme une poutre continue de section en «Te» encastree partiellement par ses deux extrémités, et les autres appuis intermédiaires seront considérés comme appuis simples, avec une inertie constante le long de la poutre .Elle supporte son poids propre et le poids de corps creux et de la dalle de compression en plus de charges et surcharges revenant aux plancher. La poutrelle travaille en flexion simpl

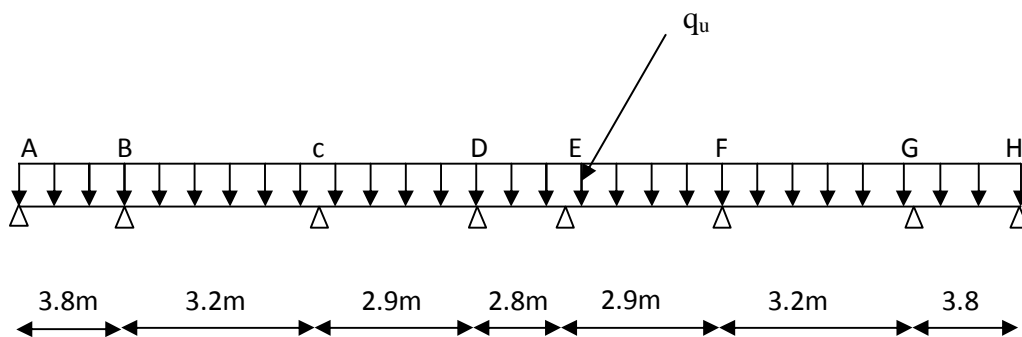


Fig .III-1-1: Schéma statique de la poutrelle

B -1)Dimensionnement de la dalle de compression :

$h = 16+4 = 20$ cm la hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4$ cm, la hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12$ cm, largeur de la nervure

Ø Détermination de la largeur de la table de compression : [Art .A.4.1.3...BAEL 91]

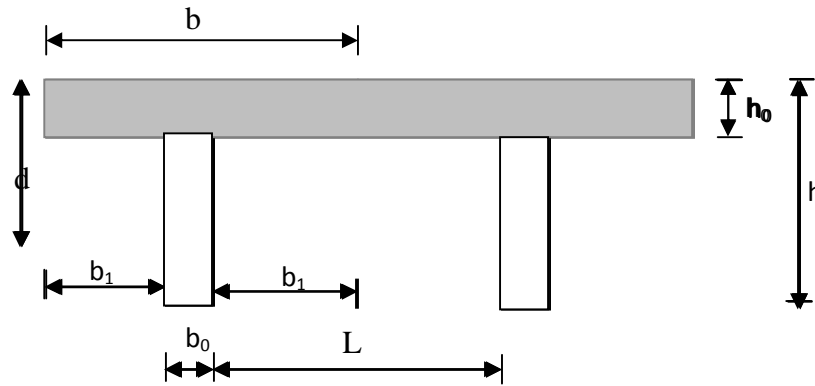


Fig.III-1-2 : construction de la section en T

- **Largeur de la table à mi-travée :**

$$\checkmark b_1 \leq \frac{L_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$\checkmark b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{345}{10} = 34.5 \text{ cm}$$

$$\checkmark b_1 \leq \frac{2}{3} X \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{345}{2} \right) = 115 \text{ cm}$$

$$\checkmark b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3} X \Rightarrow b_1 \leq \frac{345 + 380}{40} + \frac{2}{3} \left(\frac{345}{2} \right) = 133.125 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (26.5; 34.5 ; 115 ; 133,125)$$

Donc : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

On a $b = 2b_1 + b_0 = 26.5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}$

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

Avec :

L_0 : Distance entre deux faces voisines de deux poutrelles. ($l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$)

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

L_1, L_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$)

L : largeur de la plus grande portée (L= 3,80m)

B-2) Charges et surcharges

Plancher d'étage courant

- Poids de plancher : $G = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$
- Surcharges d'exploitation $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

Ø Combinaison de charges :

$$\text{ELU} \dots \dots \dots q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,932 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_u = 5,932 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \dots \dots \dots q_s = G + Q = 4,29 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_s = 4,29 \text{ KN/ml}$$

Plancher à usage commercial :

- Poids de plancher : $G = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$
- Surcharges d'exploitation $Q = 3.5 \times 0.65 = 2,275 \text{ KN/ml}$

Ø Combinaison de charges :

$$\text{ELU} \dots \dots \dots q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,887 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_u = 7,89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \dots \dots \dots q_s = G + Q = 5,6 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_s = 6,6 \text{ KN/ml}$$

On doit faire les calculs pour le cas le plus défavorable.

B-3) Choix de la méthode de calcul :

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

H₁ : 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

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5 \text{ KN/mL} \right\}$$

$$2.G = 2 \times 3,692 = 7,384 \text{ KN/mL}$$

$$Q = 2,6 \leq \max \left\{ 7,384 ; 5 \right\} = 7,384 \text{ KN/mL} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées \Rightarrow La condition est vérifiée

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,8}{2,9} = 1,33 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,2}{3,8} = 0,75 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

H₄ : La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée

Compte tenu de non satisfaction de l'hypothèse H₃, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour cela on doit appliquer une méthode exacte ; la méthode des trois moments.

B-4) Rappel sur la méthode des trois moments :

Ø Moment aux appuis :

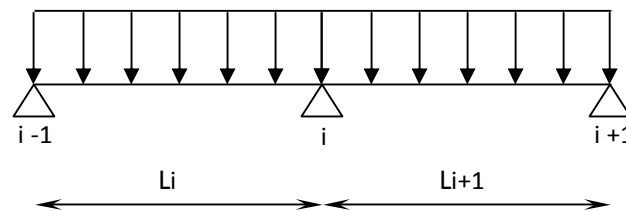
$$M_{i-1} L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -6 EI (W_i^g + W_i^d)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

$$W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement



Ø Moment en travées :

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

$$m(X) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

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

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L}$$

Ø Efforts tranchants :

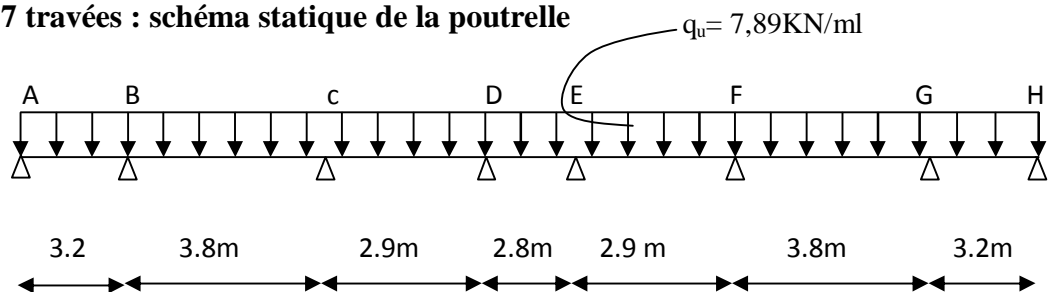
$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$\text{Pour } X = i \rightarrow T(i) = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$\text{Pour } X = i + 1 \rightarrow T(i + 1) = \frac{-q \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

B-5) Calcul d'efforts à l'ELU :

Poutrelle à 7 travées : schéma statique de la poutrelle



Ø Moments aux appuis :

Les moments aux appuis de rive sont nulles ; $M_1 = M_8 = 0$ (appuis doubles)

- appui $i = 1$; $8M_1 + 4M_2 = -126,24$
- appui $i = 2$; $4M_1 + 14M_2 + 3M_3 = -179,5$
- appui $i = 3$; $3M_2 + 14M_3 + 4M_4 = -179,5$
- appui $i = 4$; $4M_3 + 17M_4 + 4,5M_5 = -151,3$
- appui $i = 5$; $4,5M_4 + 17M_5 + 4M_6 = -151,3$
- appui $i = 6$; $4M_5 + 14M_6 + 3M_7 = -179,5$
- appui $i = 7$; $3M_6 + 14M_7 + 4M_8 = -179,5$
- appui $i = 8$; $4M_7 + 8M_8 = -126,24$

La résolution de système d'équation nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = M_8 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = -7,52 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = -7,52 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = -4,29 \text{ KN.m}$$

Remarque :

1-La méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous estime les moments en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées, les valeurs des moments en travées seront majorées en conséquence.

2- Pour tenir compte des semis encastrement des appuis de rive, on multiplie les moments isostatiques des travées de rive par le coefficient **0,3**.

Ø **Moments corrigés** : On aura donc ;

§ Aux appuis:

$$M_1 = M_8 = 4,29 \times 0,3 = - 1,28 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = -7,52 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = -7,52 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = -4,29 \text{ KN.m}$$

§ En travées :

$$\text{Travée AB : } X = 1,60 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{AB}} = 3,620 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC } X = 1,90 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{BC}} = 8,374 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD } X = 1,45 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{CD}} = 6,508 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE } X = 1,40 \text{ m} \Rightarrow M_{t_{DE}} = 4,188 \text{ KN.m}$$

Ø les efforts tranchants :

Travée AB :

$$\begin{cases} T_w = 12,063 \text{ KN} \\ T_e = -13,718 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} T_w = 16,514 \text{ KN} \\ T_e = -16,379 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} T_w = 15,332 \text{ KN} \\ T_e = -14,005 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} T_w = 12,446 \text{ KN} \\ T_e = -12,446 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée EF :

$$\begin{cases} T_w = 14,005 \text{ KN} \\ T_e = -15,332 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée FG :

$$\begin{cases} T_w = 16,372 \text{ KN} \\ T_e = -16,514 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée GH :

$$\begin{cases} T_w = 13,718 \text{ KN} \\ T_e = -12,063 \text{ KN} \end{cases}$$

Ø Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant :

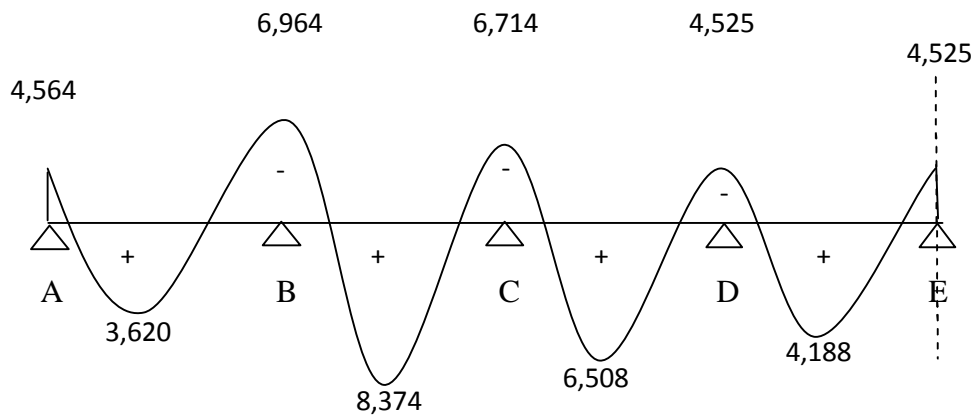


Fig.III-5-3 : Le diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN.m)

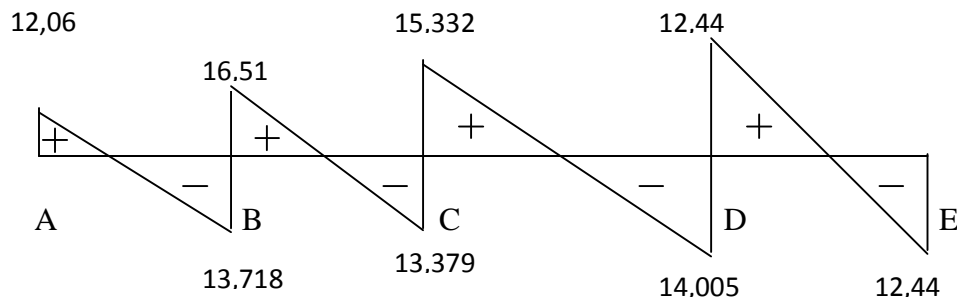


Fig.III-5-4 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN)

B-6) Ferrailage : La poutre sera ferrillée à l'ELU et se vérifie à l'ELS sous le moment max, en travées et sur appuis.

1-Armatures longitudinales :

✓ **En travées :**

Le moment maximal en travée est :

$$M_{\max}^t = 8,374 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

Si $M_t^{\max} > M_{\text{tab}}$; l'axe neutre tombe dans la nervure.

Si $M_t^{\max} < M_{\text{tab}}$; l'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$M_{\text{tab}} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_{tab} = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{max}^t < M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b = 65\text{cm}, h = 20\text{cm}$)

$$m = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,374}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0280$$

$$m = 0,0280 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m = 0,0280 \rightarrow b = 0,9858$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{b \times d \times \frac{f_e}{g_s}} = \frac{8,374}{0,9858 \times 0,18 \times 348 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

▼ Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_a^{\max} = 6,964 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$m = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,964}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,1261 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$m = 0,1261 \rightarrow b = 0,932$$

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{b \times d \times \frac{f_e}{g_s}} = \frac{6,964}{0,932 \times 0,18 \times 348} \times 10 = 1,19 \text{ cm}^2$$

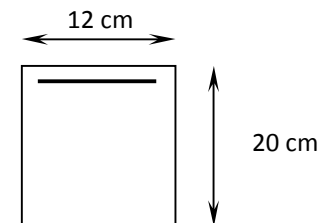
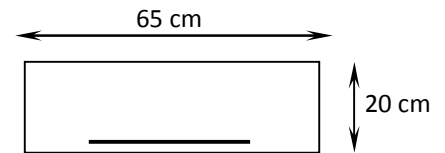
$$\text{Soit : } A^a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Soit : 1HA10 filant et 1HA10 comme chapeau

2- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$f_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; q_1^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$



θ_1^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre Ø6 avec $A_t = 2HA6 = 0,67 \text{ cm}^2$

○ **Calcul d'espacement :**

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

Soit un espacement $St = 15 \text{ cm}$

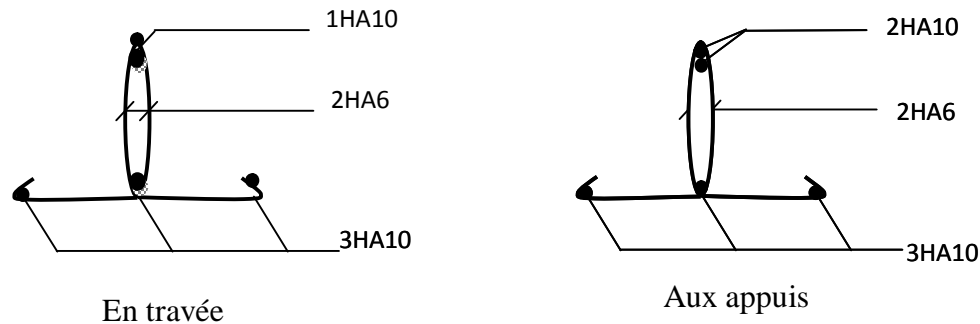


Fig.III-1-5 : Plan de ferrailage de la poutrelle en travées et aux appuis

○ **Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,23);ancrage rectiligne :**

Les barres rectiliges de diamètre f et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s , dite **longueur de scellement droit.**

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{f \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : τ_{su} : contrainte d'adhérence

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

$\psi_s = 1,5$ pour HA , ψ_s : coefficient de scellement

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et Fe400 ;

$$\frac{L_s}{f} = 35,3$$

Pour $\phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 35,3 \text{ cm}$; soit $L_s = 35 \text{ cm}$

et $L_a = 0,4 L_s = 14 \text{ cm}$

L_a : Longueur crochets normaux adoptés

1-2- Vérification à l' ELU**✓ Vérification de la condition de non fragilité(BAEL 91,A 4.2.1):**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

§ **En travée:** $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

§ **Aux appuis:** $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

✓ Vérification au cisaillement:

Fissuration peu nuisible, on doit vérifier que $\tau_u < \bar{t}_u$.

$$t_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16,514 \times 10}{18 \times 12} = 0,765 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$t_u = 0,555 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3,33 \Rightarrow$ Condition vérifiée

1-3- Vérification à L'ELS :

Lorsque la charge est la mêmes sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G+Q = 6,29 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 8,89 \text{ KN/mL}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,29}{8,89} = 0,7075$$

Ø Moments fléchissant :

○ Sur appuis : $M_{ser}^a = 6,964 \times 0,7075 = 4,93 \text{ KN.m}$

○ en travées : $M_{ser}^t = 8,374 \times 0,7075 = 5,93 \text{ KN.m}$

Ø Vérification de la résistance à la compression du béton :**1- Aux appuis :**

$$r_1 = \frac{100 \times A^a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,876 \\ K = 0,039 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_{ser}^a}{b_1 \times d \times A^a}$$

$$s_s = \frac{4,93 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 199,15 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que : $s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte dans le béton est:

$$s_{bc} = K \times s_s = 0,039 \times 199,15 = 7,77 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 7,77 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- En travée :

$$r_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,857 \\ K = 0,050 \end{cases}$$

$$s_s = \frac{M_t^{ser}}{b_1 \times d \times A_{st}}$$

$$s_s = \frac{5,93 \times 10^3}{0,857 \times 18 \times 2,35} = 163,58 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K \times s_s = 0,05 \times 163,58 = 8,18 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 8,18 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ø Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire

Ø Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

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

$$2) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{Nous avons : } \frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0,05 < \frac{1}{16}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

Ø Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{ MPa}$)

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho}$$

Avec : ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$r = \frac{A_{st}}{b_o d} = 0,0108$$

Ø Calcul des paramètres :

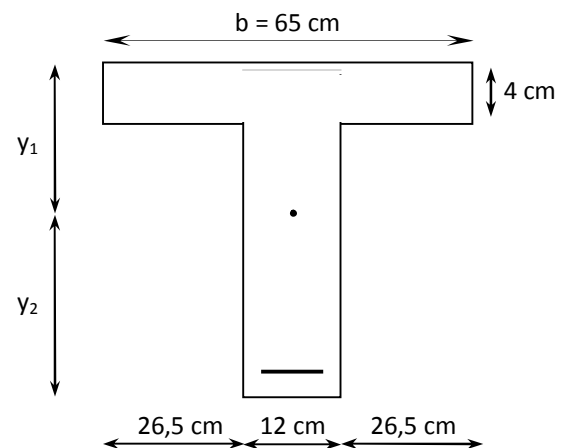
$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$



Position de l'axe neutre : $y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$

$$y_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,1 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 20021,06, \text{ cm}^4$$

$$r = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 1,09 \cdot 10^{-2}$$

La contrainte dans les aciers tendus est $s_s = 163,58 \text{ MPa}$

§ Calcul des coefficients :

$$m = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 163,58 + 2,1} ; 0 \right) = 0,401$$

$$I_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 1,09 \cdot 10^{-2}} = 1,5$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + (0,401 \times 1,5)} = 13751,59 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,93 \times 10^6 \times (3500)^2}{10 \times 10818,865 \times 13751,59 \times 10^4} = 5,46 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7,4 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

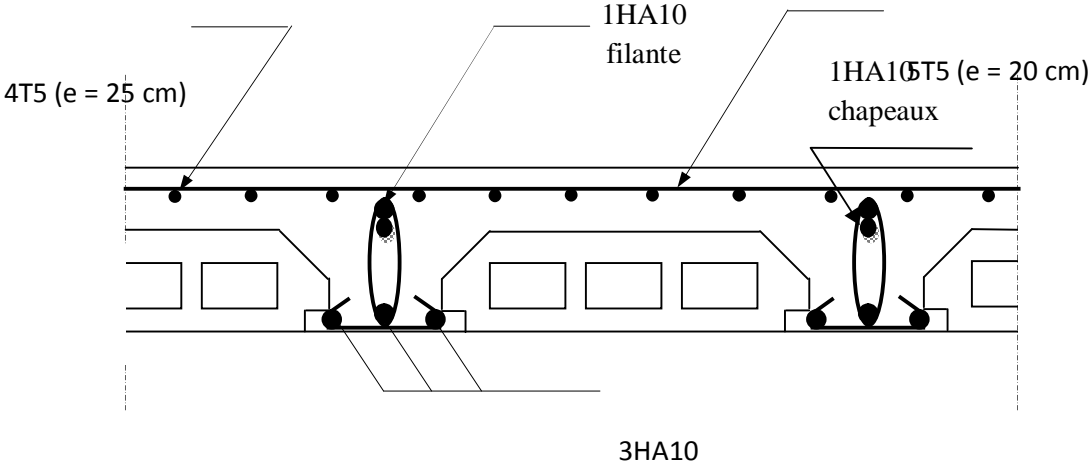


Fig III-1-6 :Plan de ferrailage du plancher

IV-1) Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

Ü Modélisation en masse concentrée :

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

Ü Modélisation en éléments finis :

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

2) Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ✓ par la méthode statique équivalente (**RPA99 modifié 2003 /Art 4.1.2**)
- ✓ par Méthode dynamique qui regroupe :
 - Ø par la méthode d'analyse modale spectrale
 - Ø par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ✓ la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

3) Présentation de la méthode statique équivalente :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont vérifiées [**RPA99 modifié2003/Art4.1.2**] à savoir la régularité en plan et en élévation et une hauteur de la tour inférieure à 65 m en zone IIa, nous allons effectuer l'étude au séisme par « la méthode statique équivalente ».

- **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plans horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

4) Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- Ü La structure est classée en groupe d'usage **2** (**RPA 99 modifié 2003 /Art 3.2**).
- Ü La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- Ü La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **II_a**.
- Ü La structure à étudiée fait **22.61 m** (S-S + RDC+5) de hauteur, le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dûes aux charges verticales et au moins 75% de l'effort tranchant d'étage.

5) Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 07 niveaux (S-S + RDC+5) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA99 modifié 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- Ü Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- Ü Les voiles et dalles plane par un élément de type **SHELL**.

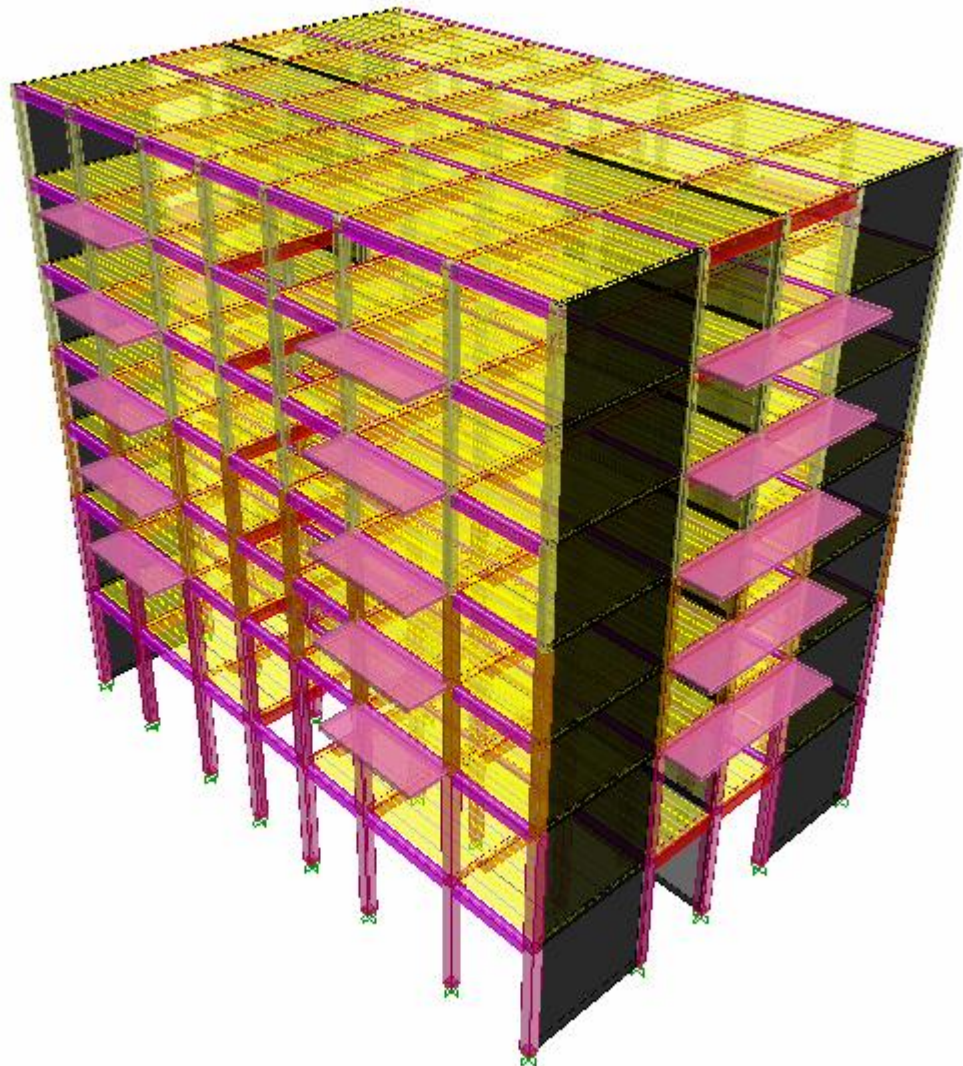


Fig IV-1 : Modèle 3D de la structure.

6) Disposition des voiles :

Le système structural choisi est le contreventement par voile porteurs en béton armé, le choix de ce système structural est dû à l'existence de vides importants et une forme en **Y** nécessitant le renforcement des zones flexibles. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA99 version 2003 :

- ü Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ü Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ü Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.15 L$ (L: la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- ü Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

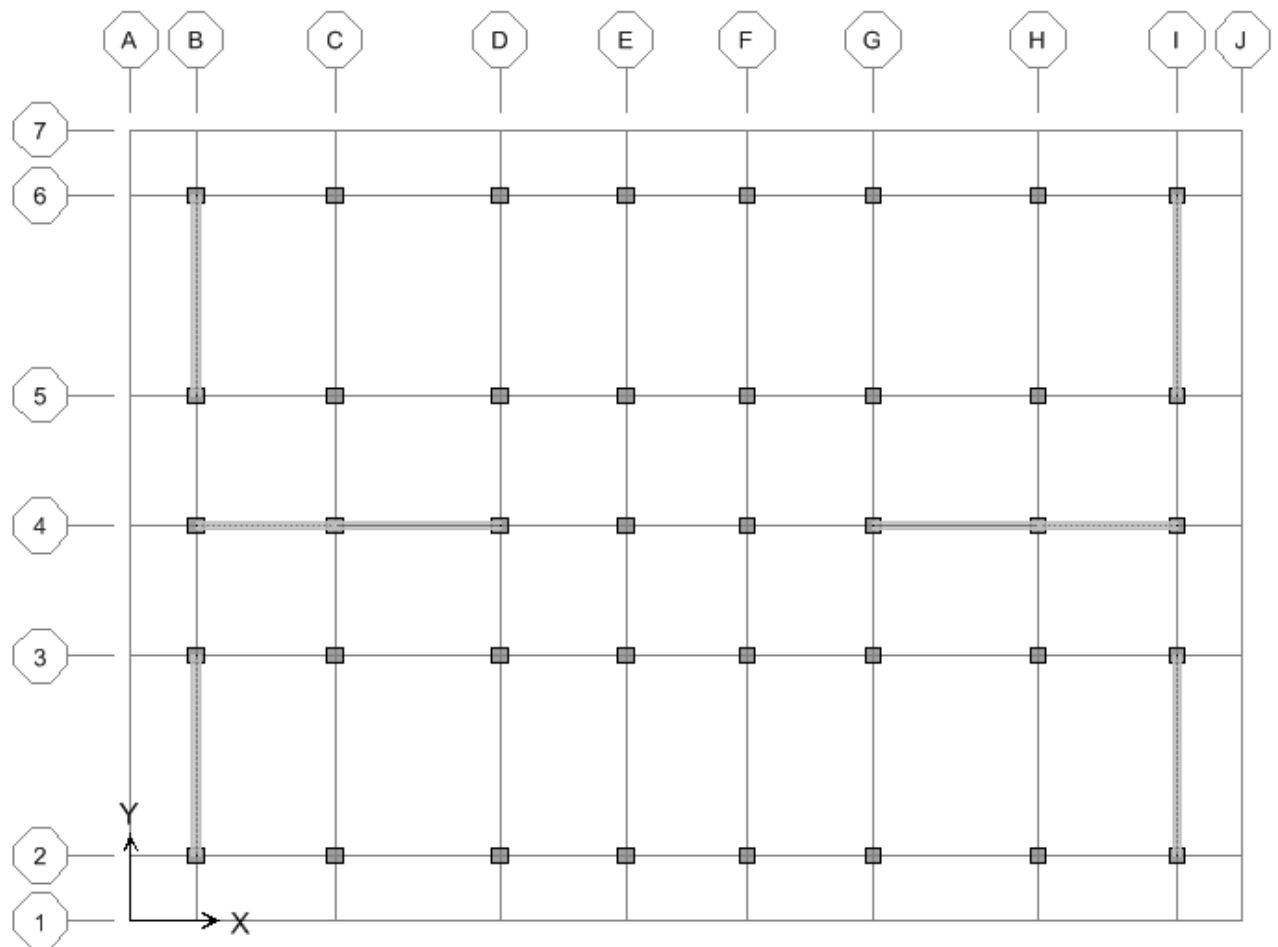


Fig IV-2 : Disposition des voiles dans les différents étages

7) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5h \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5h(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA99 modifié 2003/Art 4.3.3)}$$

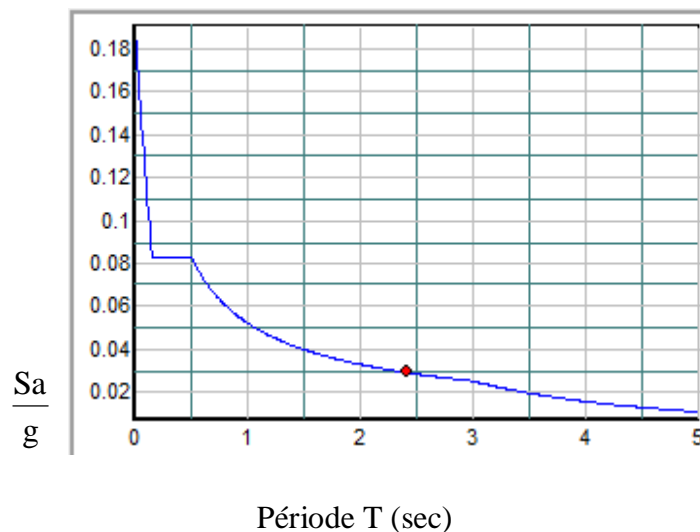


Fig IV-3 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ Formule (4-4)

ù **P_q** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4)**.

Ø Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A = 0.15 [zone II, groupe d'usage 2 (RPA99modifié 2003/Tableau 4.1)].

R = 5 [Mixte portiques/voiles avec interaction (RPA99modifié 2003/Tableau 4.3)].

η = $[7/2 + \xi]^{1/2}$

T₁ = 0.15 sec ; **T₂** = 0.50 sec. [site S3 (RPA99modifié 2003 Tableau 4.7)].

En absence d'essais ou d'étude de site appropriée, il est permis d'utiliser le spectre S₃.

7-1) Calcul du facteur de qualité Q :

▼ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :**

Ø **Sens transversal :**

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0) = \mathbf{1.05}$$

Ø **Sens longitudinal :**

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0) = \mathbf{1.05}$$

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant :

T (sec)	S _a /g	T (sec)	S _a /g	T (sec)	S _a /g	T (sec)	S _a /g
0.000	0.190	1.4	0.042	2.7	0.027	4	0.016
0.2	0.083	1.5	0.040	2.8	0.026	4.1	0.015
0.3	0.083	1.6	0.038	2.9	0.026	4.2	0.014
0.4	0.083	1.7	0.037	3	0.025	4.3	0.014
0.5	0.083	1.8	0.035	3.1	0.024	4.4	0.013
0.6	0.073	1.9	0.034	3.2	0.022	4.5	0.013
0.7	0.066	2	0.033	3.3	0.021	4.6	0.012
0.8	0.060	2.1	0.032	3.4	0.020	4.7	0.012
0.9	0.056	2.2	0.031	3.5	0.019	4.8	0.011
1	0.052	2.3	0.030	3.6	0.018	4.9	0.011
1.1	0.049	2.4	0.029	3.7	0.018	5	0.011
1.2	0.046	2.5	0.028	3.8	0.017		
1.3	0.044	2.6	0.028	3.9	0.016		

Tableau 1: Les valeurs du spectre de réponse

8) Nombre de modes à considérer : (RPA99 modifié2003 /Art4.3.4)

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

Ø Dans notre cas N=7 niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{7} = 8)$

Donc : **K=8** nombre de modes.

9) Combinaison des réponses modales : (RPA99 modifié2003 /Art4.3.5)

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{x_i x_j})$$

Avec :

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement x_i, x_j

- ∅ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré
 E_i : valeur modale de E selon le mode « i »
 K : nombre de modes retenus

- ∅ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

10) Caractéristiques géométriques de la Structure :

- ∅ Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

NIVEAUX	Masse		Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle
	suivant X	suivant Y	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	
S/Sol	36.9303	36.9303	12.8	8.993	12.8	9.1	0	-0.107	3.3915
RDC	39.0352	39.0352	12.8	8.999	12.8	9.099	0	-0.1	
ETAGE1	36.8533	36.8533	12.8	8.993	12.8	9.099	0	-0.106	
ETAGE2	36.4401	36.4401	12.8	8.992	12.8	9.099	0	-0.107	
ETAGE3	36.0935	36.0935	12.8	8.991	12.8	9.099	0	0.108	
ETAGE4	36.0935	36.0935	12.8	8.991	12.8	9.099	0	-0.108	
ETAGE5	28.8734	28.8734	12.8	9.1	12.8	9.099	0	0.001	

Tableau 2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

- ∅ l'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

ü 15 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

ü Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = e_y = 0.15 \times 22.61 = 3.3915 \text{ m}$

b) Excentricité théorique :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = CM_X - CR_X \rightarrow E_x = 0 \text{ m} < 3.3915 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = CM_Y - CR_Y \rightarrow E_y = -0.107 \text{ m} < 3.3915 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

11) Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Periode	La somme Ux	La somme Uy	La somme Uz
1	0.474337	0	73.1035	0
2	0.416629	74.0071	73.1035	0
3	0.381412	74.13	73.1035	0
4	0.103532	74.13	91.1846	0
5	0.095367	92.5238	91.1846	0
6	0.082004	92.5347	91.1846	0
7	0.043254	92.5347	96.3148	0
8	0.042589	97.1328	96.3148	0
9	0.034214	97.1342	96.3148	0

Tableau 3 : périodes et participations massiques

Ø La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 4**.

12) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_t' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA99 Modifié 2003 /Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W$$

- ✓ **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le (RPA99modifié 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.15**
- ✓ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5h & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.50$ (RPA99modifié2003/Tableau 4-7)

h : donné par la formule :

$$h = \sqrt{7/(2+x)} \cong 0.7$$

- x (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand : $x = 7\%$, on a : **$h = 1.838$**

T : donnée par la formule empirique.

$$T = 0.52 \text{ sec.} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s.$$

Donc :

$$D = 2.5 h(T_2/T)^{2/3} = 4.47$$

- ✓ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003/Tableau 4.3)

$$R = 5$$

- ✓ **Q** : facteur de qualité (RPA/Art 5.7)

$$Q = 1.05$$

- ✓ **W** : poids total de la structure, donné par ETABS : Avec : $C = \frac{A \times D \times Q}{R}$

Etages	Poids (Ton.m)
Poids Total	4533,58
W (Ton.m)	

Tableau 4 : Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.

Niveaux	Masses suivant X	Masses suivant Y
Etage 5	28.8734	28.8734
Etage 4	36.0935	36.0935
Etage 3	36.0935	36.0935
Etage 2	36.4401	36.4401
Etage 1	36.8533	36.8533
RDC	39.0352	39.0352
S/sol	36.9303	36.9303

Tableau 5 : Masses des différents niveaux selon X et Y

MSE (RPA 2003)		
<i>Coefficient</i>	A	0.15
	D	4.47
	Q	1.05
	R	5
<i>Forces Sismiques V (Ton-m)</i>	638.35	

Tableau 6 : La forces sismiques à la base

Ø Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99modifié 2003/Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente* V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V > 0.80 V_t$)

ü Si $V < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V_t/V$.

Forces Sismiques (Ton-m)			Vérification	
MSE (V)	ETABS (Vt)		Vt/V	
	Ex	Ey	X	Y
638.35	256.25	239.27	< 0.80	< 0.80
			Vérfifié	Vérfifié

Tableau 7 : Vérification de la résultante des forces sismiques

13) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

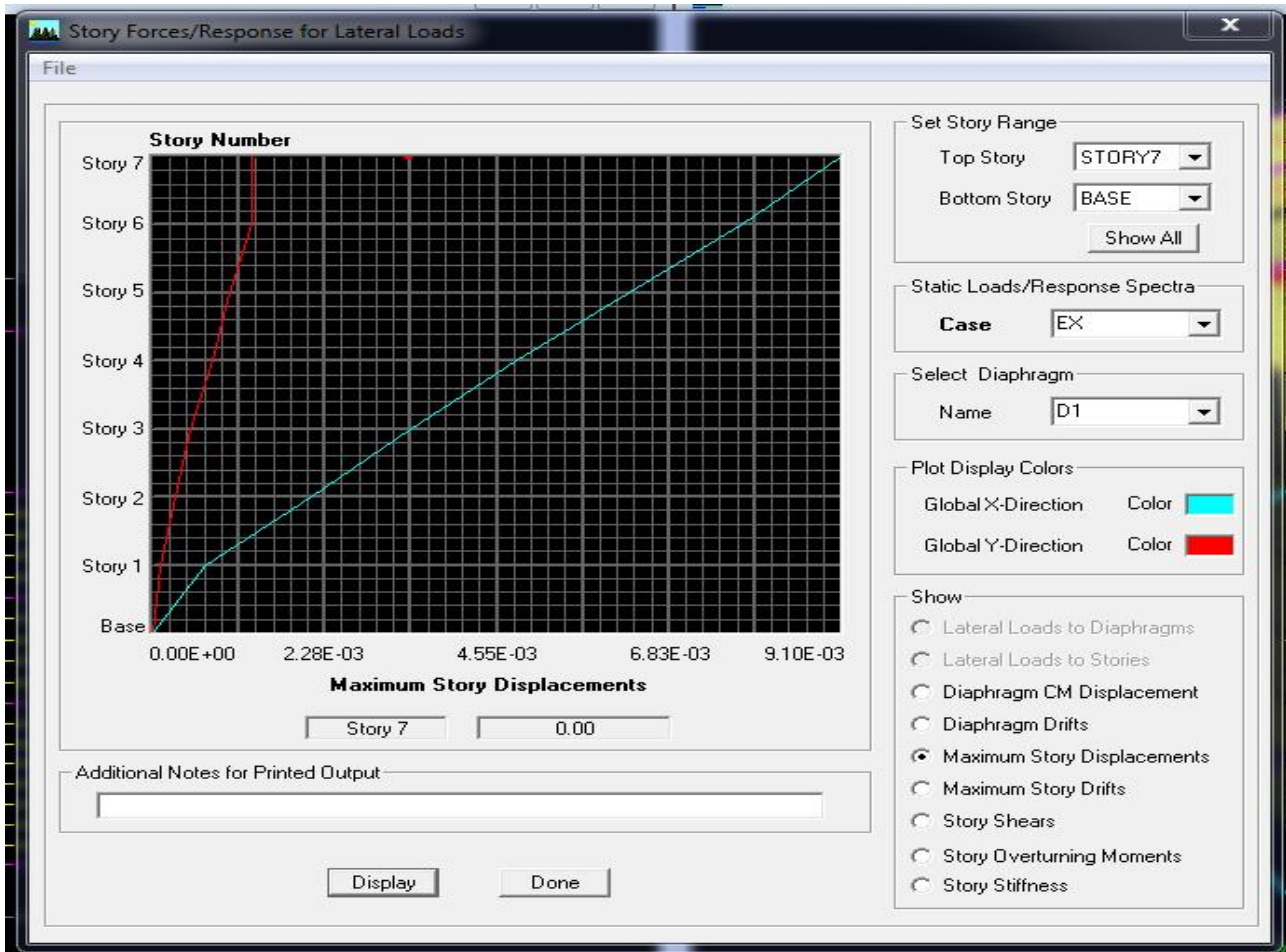


Fig.IV.4 Vérification des déplacements selon Ex

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{1000} = \frac{3.41}{1000} = 0.00341$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.00 \leq f = \frac{3.41}{1000} = 0.00341 < 0.00341 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

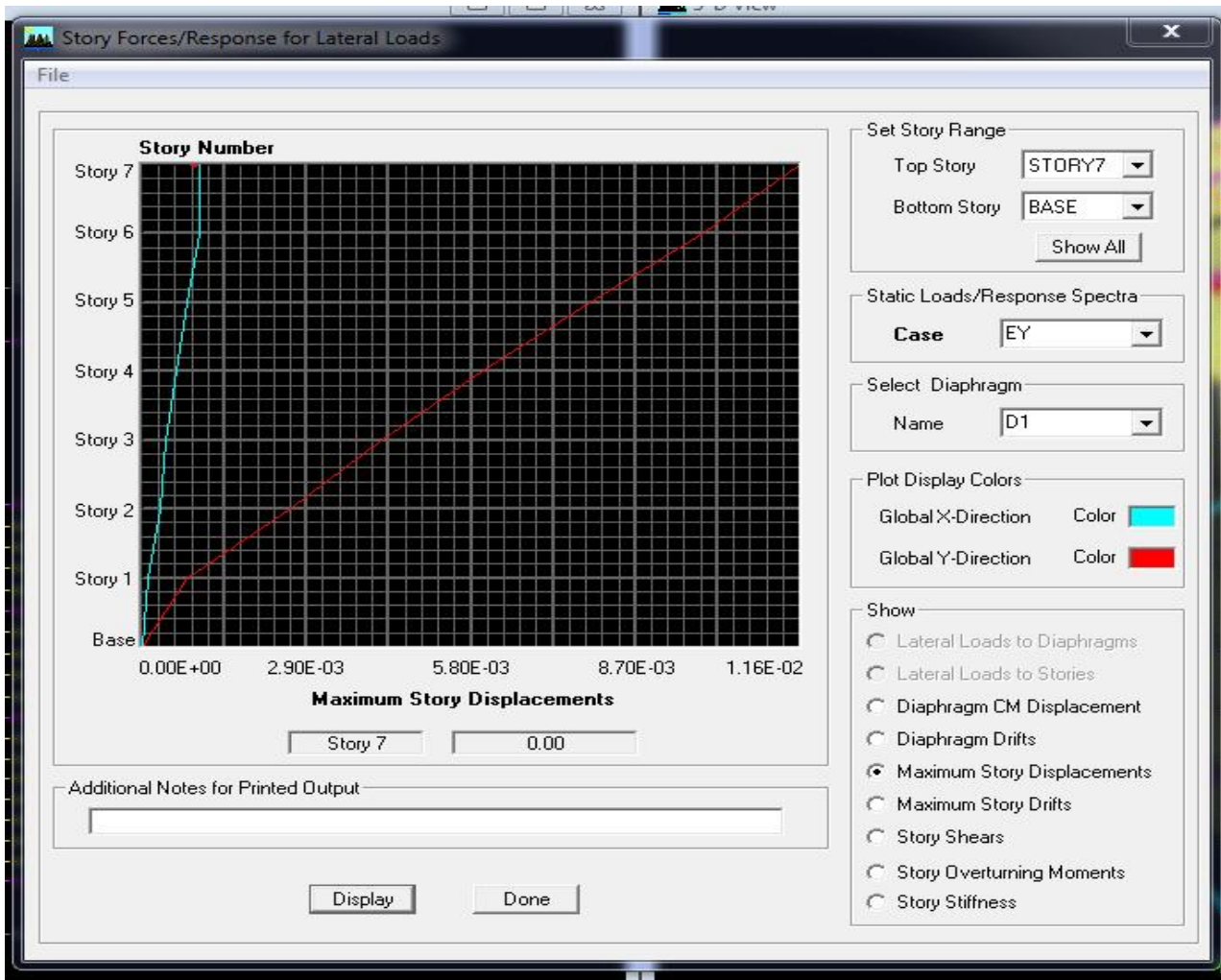


Fig.IV.5 Vérification des déplacements selon Ey.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{100}$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.00 \leq f = \frac{10.00}{100} = 0.10 = 0.045 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $D_k = d_k - d_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
5	0,0083	0,0101	0,0013	0,0016	0.0289	OK
4	0,007	0,0085	0,0013	0,0017	0.0289	OK
3	0,0057	0,0068	0,0014	0,0016	0.0289	OK
2	0,0043	0,0052	0,0013	0,0016	0.0289	OK
1	0,003	0,0036	0,0011	0,0014	0.0289	OK
RDC	0,0019	0,0022	0,0013	0,0015	0.0360	OK
S-Sol	0,0006	0,0007	0,0006	0,0007	0.0360	OK

Tableau 8 : Vérification des déplacements relatifs.

IV-1) Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique des divers structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, 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 MEF 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 de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire 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 efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

IV-2) Concept de base de la MEF :

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 déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

IV-3) Description d'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée au bâtiment, et ouvrage de génie civil. Il permet en même temps l'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 charpente métallique. Le poste 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 : nœuds.

Frame : portique (cadre).

Shell : voile.
Elément : élément.
Restreints : degrés de liberté (DDL).
Loads : charge.
Uniformed loads : point d'application de la charge.
Define : définir.
Material : matériaux.
Concrete : béton.
Steel : acier.
Frame section : coffrage.
Column : poteau.
Beam : poutre.

IV-4) Manuel d'utilisation du l'ETABS :


Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (figure 1).

Etapas de modélisation :

▼ Première étape :

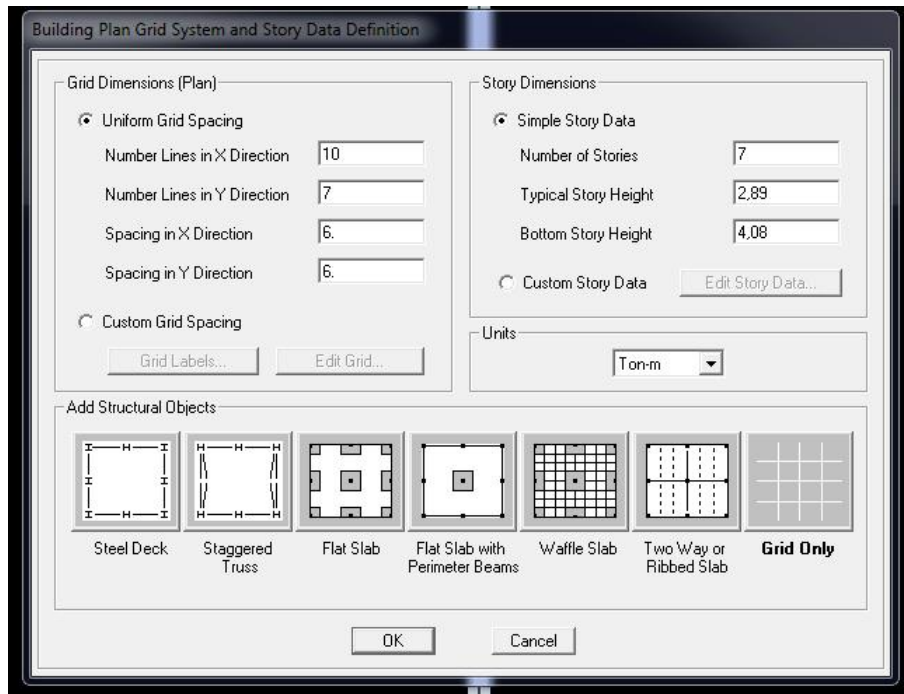
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a- Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne Ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements 

b- Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file puis New model ou bien (ctrl+n). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.



Pour une construction Auto-Stable .on choisit la première icône, 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 de travées dans le sens de Y
(Number of bays along Y)
- Hauteur d'étage **(story High)**
- Langueur de travée dans le sens de X
(Spacing in X direction) (Entre axes)
- Langueur de travée dans le sens de Y
(Spacing in Y direction) (Entre axes)
- Le nombre d'étage **(Number of stories)**
- la hauteur d'étage courant **(typical story High)**
- La hauteur d'étage en bas (RDC) **(bottom story hight)**

c- Modification de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et en le mètre au centre de la structure et ce à partir de menu **(View-change axes location)** une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière en peut déplacer



notre repère dans n'importe quelle position on injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue

- cocher la case spacing

Et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions

-Enfin on valide avec OK.

▼ Deuxième étape :

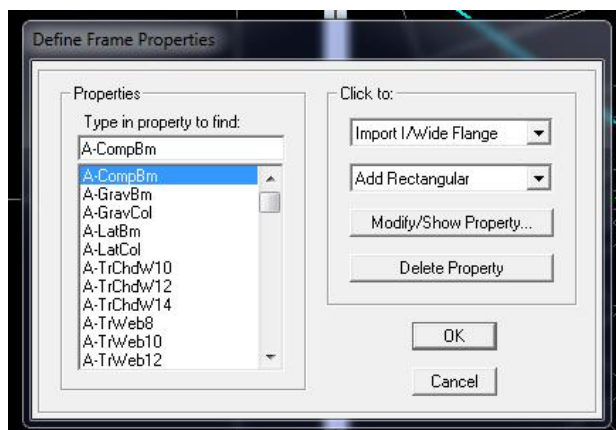
La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

a- Choix des sections :

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profils en acier qui contiennent toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas standard, il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments

Correspondants

b- Définition des sections



Dans le menu déroulant choisir :

Define puis 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)

La boîte de dialogue suivante permet de définir

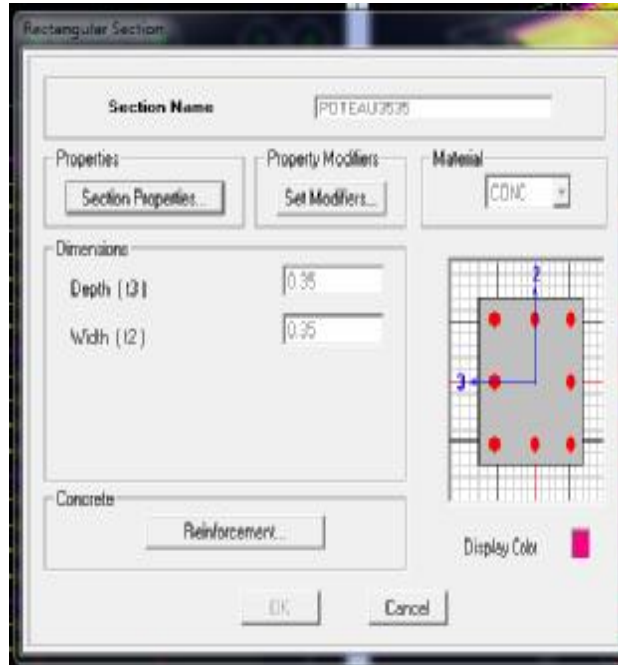
la géométrie de la section :

-Nom de la section **Section Name**

-choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**

-Hauteur : **Depth**

-Largeur : **width**





Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

c-Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :



-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant

l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la souris

-Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**

-On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste titre par **Frame section -Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clic suffira  pour le tracer).

-Pour tracer librement l'élément on choisit  et en cliquant sur le point de départ


ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.

Voiles:**Define –Wall/slab/deck section**

Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là ou il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

Pour rajouter des voiles :

-cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit : 


-Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

▼ Troisième étape :

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis,ect..) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (restraints)

-Sélectionner les noeuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenetre à l'aide de la souris.

-On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur 

-cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à

La base des portiques pour les structures en B.A)

-ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque

- pour les autres nœuds :

Translation dans le sens de X (libérer translation 1)

Translation dans le sens de Y (libérer translation 2)

Rotation autour de Z (libérer rotation about 3)

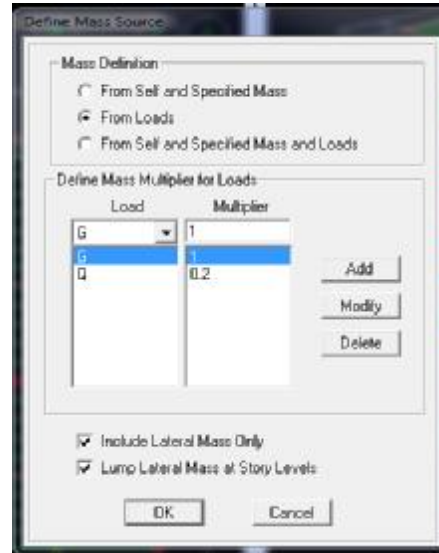
Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X

(Bloquer translation 3.rotation about 1 et rotation about 2)

b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée en leur centre de masse qui est désignée par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par définir masse source une fenêtre sera apparaître
- on donne la valeur 1 pour la charge permanente



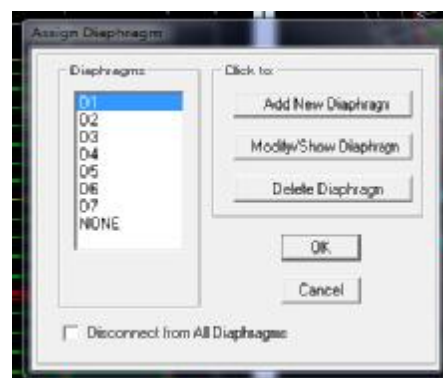
Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges réparties en cochant la case **from load**


c- diaphragmes (constraints) :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

- sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. dans le menu déroulant : **Assigne/pointnt – rigide diaphragm**



- on choisit **Add diaphragm** →
- on va appeler cette **D1 : ETAGE 1**
- on refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers

Il est possible d'afficher différente information (numéros de nœuds d'éléments, etc) sur le modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant sur l'icône **Set elements** 



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- nom de poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)
- restraints : d d l
- contraintes : diaphragme...etc.
- Masses
- Axes locaux
- Section des éléments
- Hide pour faire cacher l'élément
- ...etc

▼ Quatrième étape

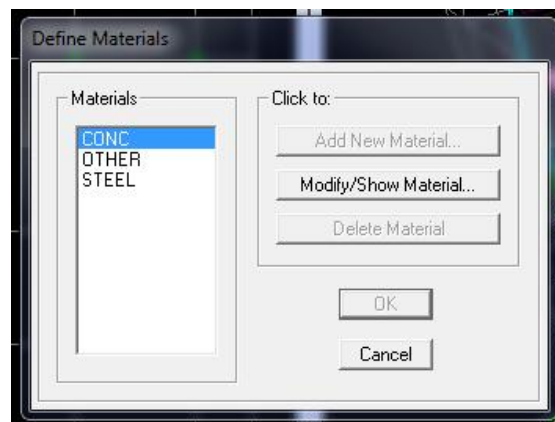
La quatrième étape consiste a définir les chargeas appliquées sur la structure a modéliser.

A) charge statique

a) définition de charge statique :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load cases**

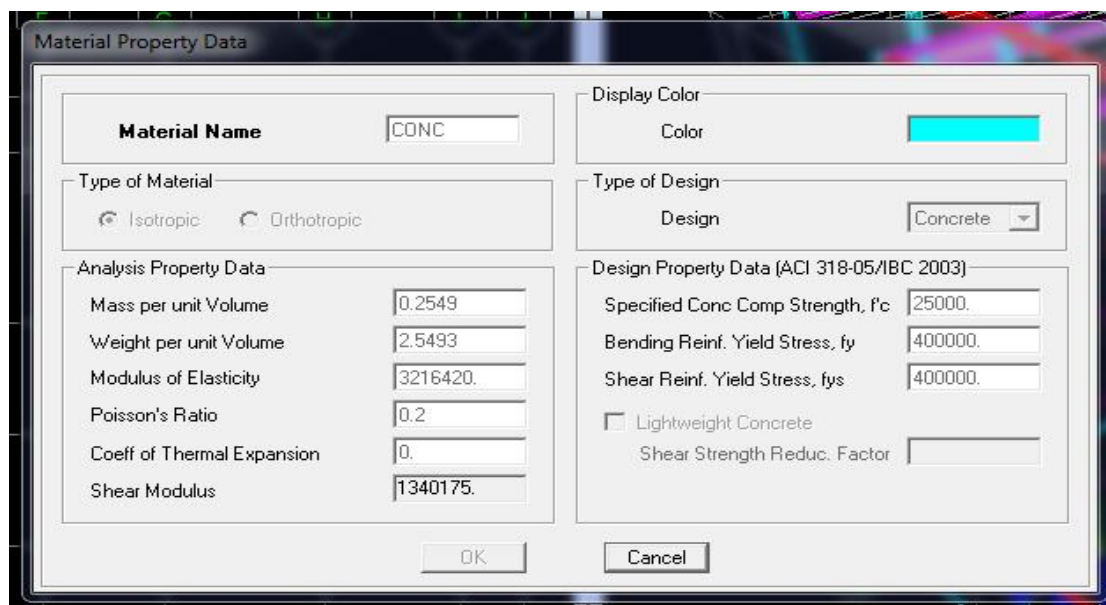
- pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weigth multiplier) et cliquer sur **add new Load**.
- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**)
- **OK**



Define – Materials →

- pour l'ajout d'un nouveau matériau :
cliquer sur **Add new material**

pour modifier les caractéristiques du béton :
Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ Show Material**



Material Property Data

Material Name

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Analysis Property Data
 Mass per unit Volume
 Weight per unit Volume
 Modulus of Elasticity
 Poisson's Ratio
 Coeff of Thermal Expansion
 Shear Modulus


Display Color
 Color

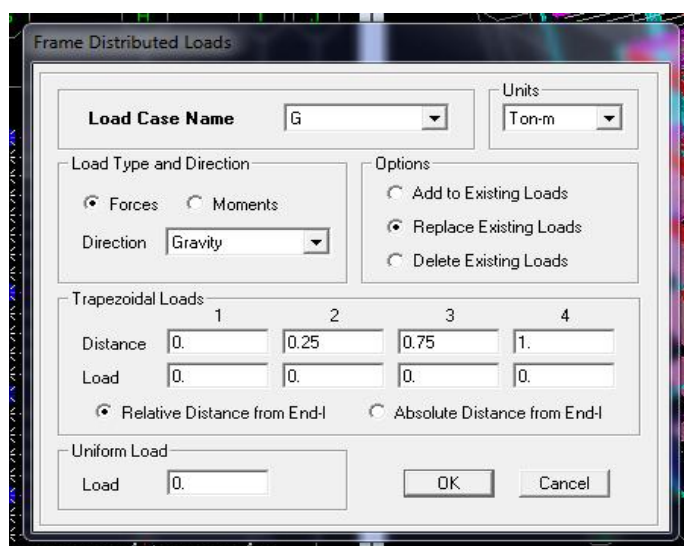
Type of Design
 Design

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)
 Specified Conc Comp Strength, f_c
 Bending Reinf. Yield Stress, f_y
 Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}
 Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduc. Factor

OK Cancel

b) chargement :

Après la sélection de l'élément à charge, on clique sur  qui se trouve dans la barre d'outil. Dans la boîte de dialogue qui apparaît



Frame Distributed Loads

Load Case Name **Units**

Load Type and Direction
 Forces Moments
 Direction

Options
 Add to Existing Loads
 Replace Existing Loads
 Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1	2	3	4
Distance	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0.25"/>	<input type="text" value="0.75"/>	<input type="text" value="1"/>
Load	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load
 Load

OK Cancel

On aura à spécifier :

Le nom de la charge

son type (force ou moment)

sa direction –

La valeur et le point d'application

pour les charges concentrées

La valeur de la charge uniformément répartie.

L'opération à faire (ajouter, remplacer ou

supprimer) .en fin on valide avec OK

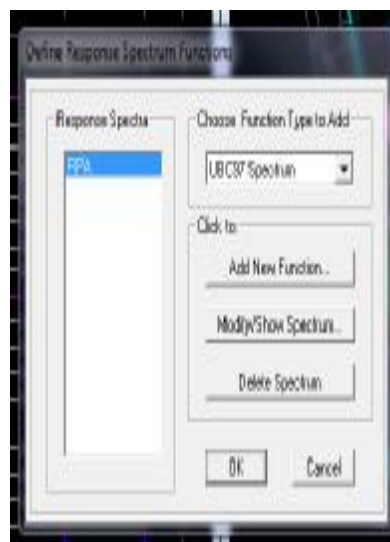
(pour annuler on appuie sur cancel).

Pour charger un voile on clique sur 

A) **charge sismique**a) **Spectre de réponse :**

Definie

Réponse spectrum functions :

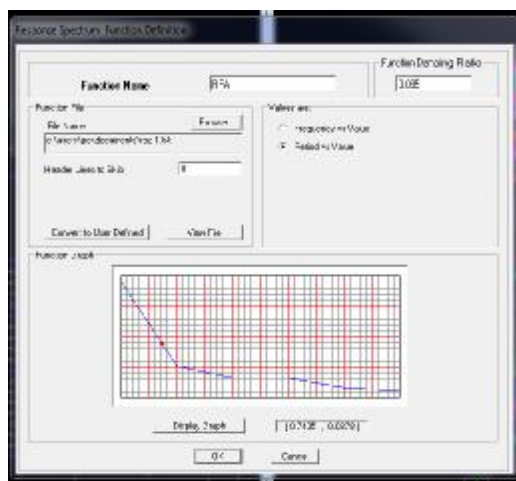
Cliquez sur **Add spectrum from file** →

On introduit le nom de la fonction

Remarque :

On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte c'est-à-dire avec une extension .txt :

- Cliquer sur **Add spectrum from file**
- Cliquer sur **periods and values** et chercher le fichier texte qui



contient le spectre qu'on préparé bien avant avec les programmes appropriés comme celui conçu par le CGS, donnant le spectre de réponse du RPA99, ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes) et il doit être dépourvu de textes. Cocher **periode and values**, **OK**.

ETABS a des spectres de réponse prédéfinis qui sont ceux caractérisant le sol américaine (UBC94S1, UBC94S2, UBC94S3, UNIT)

▼ **cinquième étape :**

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

Define → **Load combination**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leur coefficients par exemple l'**ULU (1.35G + 1.5Q)**.

- choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add
- choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define** → **Load combination**.

Pour définir le coefficient d'une autre combinaison on refait le même travail

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec le **modify**

Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et cliquer sur **Modify**

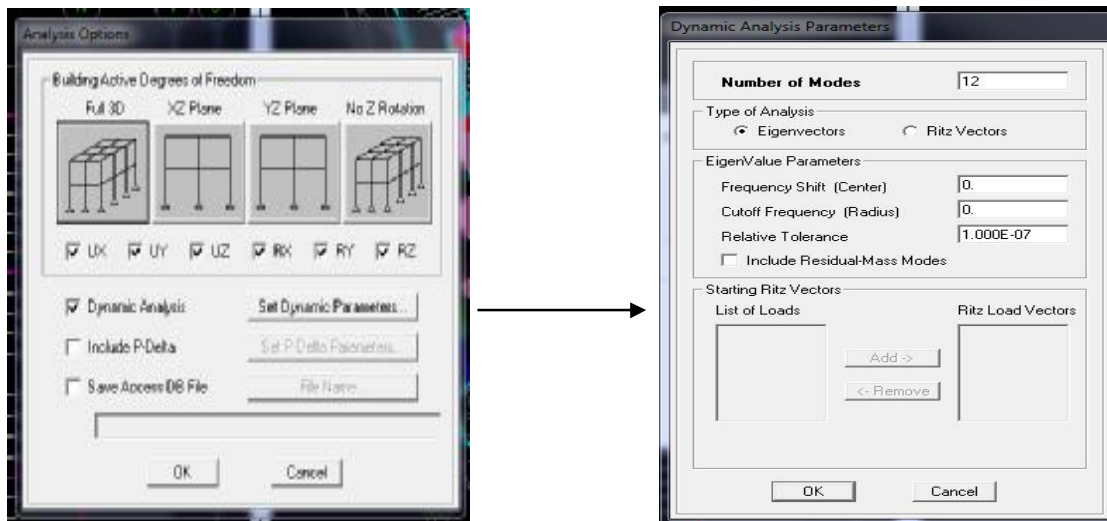
▼ **sixième étape :**

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème du mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier de modes propre en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration :

Analyze → **Set analysis Options**

Cocher **Dynamie Analysis** Et cliquer sur **Set Dynamie parameters**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

Exécution :

Analyze → **Run** (F5), ou cliquer sur  L'ETABS va demander un nom pour le fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être bien avant avec : **File** → **Save as**.

▼ Septième étape

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

a) **Résultat sur fichier :**

S'il n'y a pas eu d'erreur lors de l'exécution du problème les résultats choisis avec **Set Options** dans le menu **analyze** se retrouve dans un fichier **.Out**, généré par l'analyse. Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que **Win Word**. **Word par** ou le **bloc not** de Windows ; pour le faire :

- fermer le SAP2000 sans arrêter l'analyse.
- chercher le fichier **.Out** avec recherche de Windows.

b) **visualisation des résultats à l'écran :**

L'interface graphique de l'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

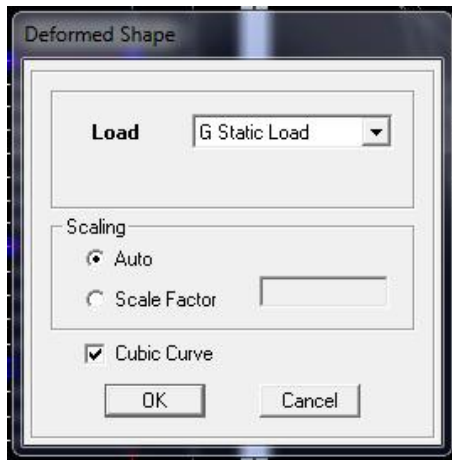
Déplacements :

Avec le menu **Display** il est possible de choisir **Show Deformed shape**

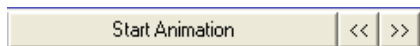
Pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed** conduit à la fenêtre suivante : Il faut spécifier le cas de chargement, **G**

Dans cet exemple. L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisissant un

(**Auto**) L'option **Cubic Curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentation de la flexion dans les membrures



Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start animation**



au bas de l'écran pour voir tel même entendre si on a une carte de sont la structure danser. («et» c'est pour aller d'un mode a un autre) .De plus ;il est même Possible de crée un fichier vidéo **avi** de l'animation avec menu **View** et **Creat Open View** on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print Graphics**

Réaction :

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram-Support/Spring reaction**. On aura la boîte de dialogue suivante :

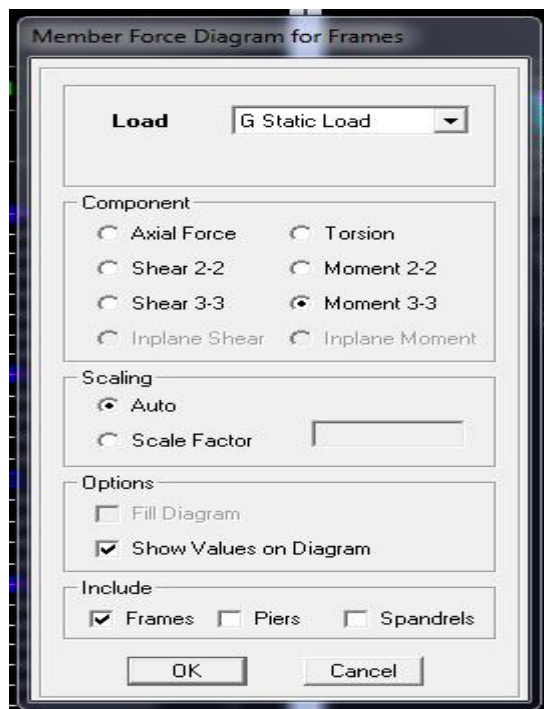
- sélectionner le cas de chargement
- Cocher **Reactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.



Les efforts internes :

Le menu Display permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member 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** affiché l'effort tranchant hors plan.
-
- L'option **Moment 3-3** afficher le diagramme de moments fléchissant tranc (DMF)
- L'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- L'option **Seal factor** permet d'ajuster la taille des Diagrammes.
- Por voir les valeurs dans les diagrammes on Décocher **Fill Diagram** et on coche **Show Values on Diagram**

**Remarque**

2-2, 3-3 et **1-1** sont les axes locaux des sections. Ils sont comme indiqués sur la figure suivante avec 1-1 sortant :

1-1 est sortant (z dans la rotation habituelle)

2-2 (y dans les notations habituelles)

3-3 (x dans les notations habituelles)

- Tous les graphes peuvent être imprimés : **Fill-print Graphics** (c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus).
- Lorsque l'analyse est effectuée. ETABS « verrouille » le modèle .ainsi. pendant toute l'étape de visualisation des résultats. Il est impossible de modèle (géométrie. Connectivité, matériaux, appuis, charges, etc.) L'icône de verrouillage. Dans la barre d'outils. En haut de L'écran, est enfoncé : , pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur l'icône de verrouillage alors elle de viendras comme suit ...
- Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions
- Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **EDB**
- On peut même ferrailer avec ETABS, mais suivant les règlements Américains, Anglais, Australiens ou l'UEROCOD et non pas suivant le B A E L.

VI.1.Ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU} \\ 0,8G\pm E \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Aux appuis}$$

$$1,35G+1,5Q \longrightarrow \text{En travées}$$

VI.1.1.Calcul des armatures à l'ELU :

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissants en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

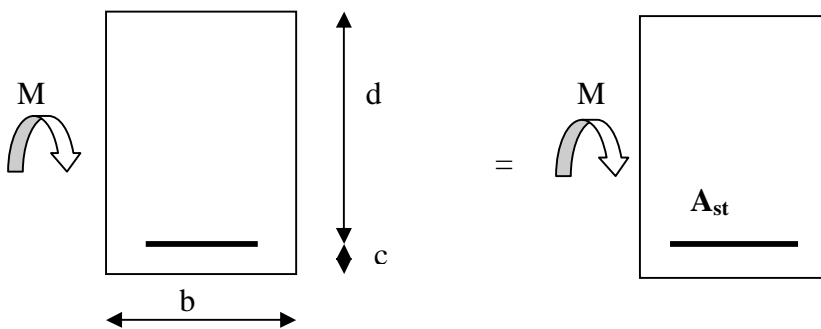
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2\text{MPa}$

Pour les feE400 on a : $\mu_1=0,392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc}=0$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

$\gamma_s=1,5 \rightarrow$ Cas général.

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Cas accidentel.

$f_e=400\text{MPa}$

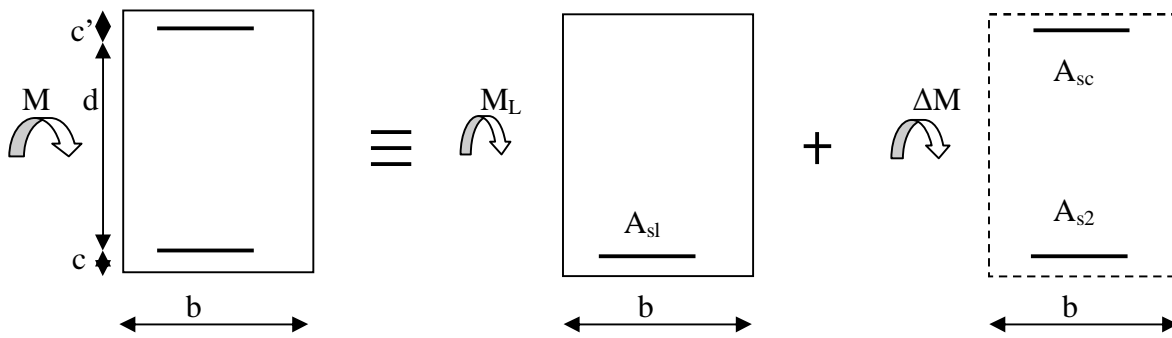
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_t = 0,392$ □ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

Remarque :

En situation courante :

$$\left. \begin{matrix} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

En situation accidentelle :

$$\left. \begin{matrix} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

Recommandation du RPA :

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min} = 0,5\% b h$ dans la section.

-Poutres principales de (25×40) : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (25×30) : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 4.375 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

4% b h : en zone courante

6% b h : en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.

Poutres principales de (25×40) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 40 = \mathbf{40 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 40 = \mathbf{60 \text{ cm}^2}$$

Poutres secondaires de (25×30) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = \mathbf{35 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = \mathbf{52.5 \text{ cm}^2}$$

2) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \quad \text{En zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1. Sens y-y : Les poutres principales

En travée :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée
S-S	ELU	40,162	0,0826	SSA	0,979	3,2	5	3HA14+3HA12	8,01
RDC	ELU	65,719	0,1352	SSA	0,965	5,3	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE1	ELU	78,882	0,1623	SSA	0,963	6,4	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE2	ELU	90,496	0,1862	SSA	0,951	7.4	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE3	ELU	95,01	0,1955	SSA	0,948	7.8	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE4	ELU	99,56	0,2049	SSA	0,946	8.2	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE5	ELU	98,128	0,2019	SSA	0,947	8.0	5	3HA14+3HA12	8,01

Tableau VI.1.1 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée
S-S	ELU	44,052	0,0906	SSA	0,977	3,5	5	3HA14+3HA12	8,01
RDC	ELU	62,882	0,1294	SSA	0,967	5,1	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE1	ELU	73,949	0,1522	SSA	0,960	6	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE2	ELU	84,272	0,1734	SSA	0,955	6,9	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE3	ELU	90,793	0,1868	SSA	0,951	7,4	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE4	ELU	95,882	0,1973	SSA	0,948	7,9	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE5	ELU	100,596	0,2070	SSA	0,945	8,3	5	3HA14+3HA12	8,01

Tableau VI.1.2 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (aux appuis)

2. Sens x-x: Les poutres secondaires

En travée :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée
S-S	ACC	40.1295	0,079	SSA	0,980	3,1	4,375	3HA14+3HA12	8,01
RDC	ACC	65.6747	0,1305	SSA	0,966	5,1	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE1	ACC	78.7751	0,156	SSA	0,959	6,2	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE2	ACC	90.4508	0,180	SSA	0,953	7,19	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE3	ACC	94.9703	0,188	SSA	0,958	7,6	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE4	ACC	99.5248	0,195	SSA	0,948	8	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE5	ACC	98.0998	0,195	SSA	0,949	7,8	4,375	3HA14+3HA12	8,01

Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

5 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	25.97	0,0672	SSA	0,983	2.3	4.375	3HA14+3HA10	6,97
	Nappe inf (0,8G±E)	15.15	0,0392	SSA	0,990	1.3	4.375	3HA14+3HA10	6,97
4 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	29.77	0,077	SSA	0,980	2.6	4.375	3HA14+3HA10	6,97
	Nappe inf (0,8G±E)	17.57	0,0454	SSA	0,989	1.5	4.375	3HA14+3HA10	6,97
3 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	33.75	0,0873	SSA	0,978	3	4.375	3HA14+3HA10	6,97
	Nappe inf (0,8G±E)	20.04	0,0518	SSA	0,987	1.8	4.375	3HA14+3HA10	6,97
2 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	36.37	0,0941	SSA	0,976	3.2	4.375	3HA14+3HA10	6,97
	Nappe inf (0,8G±E)	21.14	0,0547	SSA	0,986	1.9	4.375	3HA14+3HA10	6,97
1 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	39.41	0,1091	SSA	0,974	3.5	4.375	3HA14+3HA10	6,97
	Nappe inf (0,8G±E)	22.36	0,0578	SSA	0,985	2	4.375	3HA14+3HA10	6,97
RDC	Nappe sup (G+Q±E)	41.93	0,1085	SSA	0,972	3.8	4.375	3HA14+3HA10	6,97
	Nappe inf (0,8G±E)	24.34	0,0630	SSA	0,984	2.2	4.375	3HA14+3HA10	6,97
S-S	Nappe sup (G+Q±E)	39.25	0,1016	SSA	0,974	3.5	4.375	3HA14+3HA10	6,97
	Nappe inf (0,8G±E)	22.91	0,0593	SSA	0,985	2	4.375	3HA14+3HA10	6,97

Tableau VI.1.4 : Ferrailage des poutres secondaires (G+Q±E) et (0,8G±E) (aux appuis)

VI.1.2. Vérifications à L'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

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

Poutres principales de (25×40) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,12 < 6,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

Poutres secondaires de (25×30) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 1,1 < 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\text{- Poutres principales} \quad \tau_u = \frac{176.59 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,37} = 1.59 \text{ MPa.}$$

$$\text{- Poutres secondaires} \quad \tau_u = \frac{68.52 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 0.71 \text{ MPa.}$$

c) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 1,59 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un, ou existe M, la section (A) des armatures inférieures doit être

$$\text{telle que l'on ait : } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort

$$\text{égal à } \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

M_u : étant pris avec son signe, généralement négatif, et T_u effort tranchant à droite l'appui étant

$$\text{normalement positif, si on a : } \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$$

$$\begin{aligned} - \text{ Poutres principales : } & 176,58 - \frac{99,56}{0,9 \times 0,37} = -122,47 < 0 \\ - \text{ Poutres secondaires : } & 68,52 - \frac{100,596}{0,9 \times 0,27} = -280,77 < 0 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} - \text{ Poutres principales : } \\ - \text{ Poutres secondaires : } \end{aligned}} \right\} \Rightarrow \text{ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$- \text{ Poutres principales : } T_u = 176,5874 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 37 \times 25 \times 2,5}{1,5} = 555 \text{ KN}.$$

$$- \text{ Poutres secondaires : } T_u = 68,52 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 27 \times 25 \times 2,5}{1,5} = 480 \text{ KN}.$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence :

(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{t}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{t}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$- \text{ Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{176,58 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times (3 \times 14 + 3 \times 12) \times \pi} = 2,50 \text{ MPa} < \bar{t}_{se}$$

$$- \text{ Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{68,52 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times (3 \times 14 + 3 \times 10) \times \pi} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{t}_{se}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

c) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } t_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les T₁₀ : l_s = 35,25cm.

Pour les T₁₂ : l_s = 42,32cm

Pour les T₁₄ : l_s = 49,39cm

Pour les T₁₆ : l_s = 56,43cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0,4 l_s, pour les aciers HA.

Pour les Φ10 : l_a = 14,10cm

Pour les Φ12 : l_a = 16,92cm.

Pour les Φ14 : l_a = 19,75cm.

Pour les Φ16 : l_a = 22,57cm.

e) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1,14 ; 1,2 ; 2,5)$ où Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage.

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

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

f) Calcul des espacements :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_1 \right) = \min \{ 10 ; 12 \}$

$$S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$

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

1) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots\dots\dots + \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

VI.1.3.Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$ (A_s : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
S-S	46,28	6 ,19	0,669	0,881	23,46	22,93	0,97	15	vérifiée
RDC	46,97	6 ,19	0,669	0,881	23,46	23,27	0,99	15	vérifiée
ETAGE1	31,53	6 ,88	0,929	0,865	22,04	14,31	0,64	15	vérifiée
ETAGE2	32,75	8 ,01	0,865	0,868	19,96	12,73	0,63	15	vérifiée
ETAGE3	33,68	8,01	0,865	0,868	22,88	13,09	0,57	15	vérifiée
ETAGE4	35,09	8.38	1,132	0,854	19,25	13,25	0,68	15	vérifiée
ETAGE5	35,75	8,01	0,865	0,868	22,88	13 ,89	0,60	15	vérifiée

Tableau VI.1.5 : Vérification du ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
S-S	66,76	6,19	0,669	0,881	23,46	33,18	1,41	15	vérifiée
RDC	73,62	6,19	0,669	0,881	23,46	36,48	1,55	15	vérifiée
ETAGE1	58,09	6,19	0,669	0,881	23,46	28,78	1,22	15	vérifiée
ETAGE2	66,05	8,01	0,865	0,868	22,88	25,67	1,12	15	vérifiée
ETAGE3	70,94	8,01	0,865	0,868	22,88	27,57	1,20	15	vérifiée
ETAGE4	78,90	8,01	0,865	0,868	22,88	30,67	1,34	15	vérifiée
ETAGE5	83,98	8,38	0,905	0,866	28,86	31,27	1,08	15	vérifiée

Tableau VI.1.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
S-S	11,90	4,62	0,577	0,887	29,25	9,074	0,25	15	vérifiée
RDC	16,40	6,19	0,773	0,873	24,37	9,48	0,27	15	vérifiée
ETAGE1	23,54	6,97	0,871	0,8835	27,94	11,95	0,34	15	vérifiée
ETAGE2	30,44	8,01	1,001	0,860	35,00	13,80	0,39	15	vérifiée
ETAGE3	34,98	8,01	1,001	0,860	35,00	15,86	0,45	15	vérifiée
ETAGE4	40,04	8,01	1,001	0,860	35,00	18,16	0,51	15	vérifiée
ETAGE5	46,30	8,01	1,001	0,860	35,00	18,06	0,51	15	vérifiée

Tableau VI.1.7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
S-S	24,52	4.375	0,547	0,890	30,45	19,67	0,64	15	vérifiée
RDC	35,17	4.375	0,547	0,890	30,45	28,22	0,92	15	vérifiée
ETAGE1	40,76	4.375	0,547	0,890	30,45	32,71	1,07	15	vérifiée
ETAGE2	50,45	4.375	0,547	0,890	30,45	40,48	1,32	15	vérifiée
ETAGE3	57,79	4.375	0,547	0,890	30,45	46,38	1,52	15	vérifiée
ETAGE4	66,14	4.375	0,547	0,890	30,45	53,08	1,73	15	vérifiée
ETAGE5	47,15	4.375	0,547	0,890	30,45	37,84	1,24	15	vérifiée

Tableau VI.1.8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

VI.1.4. Vérification de la flèche :**a) Sens transversal (poutres principales) :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{40}{400} = 0,10 \geq \frac{46,97}{10 \times 80,37} = 0,058 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{40}{370} = 0,108 \geq 0,062 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{400} ; \frac{6,19}{925} = 0,0066 \leq 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc on va pas procéder au calcul de la flèche.

Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- Ø $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- Ø $\frac{1}{4}$ 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.
- Ø La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée 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.

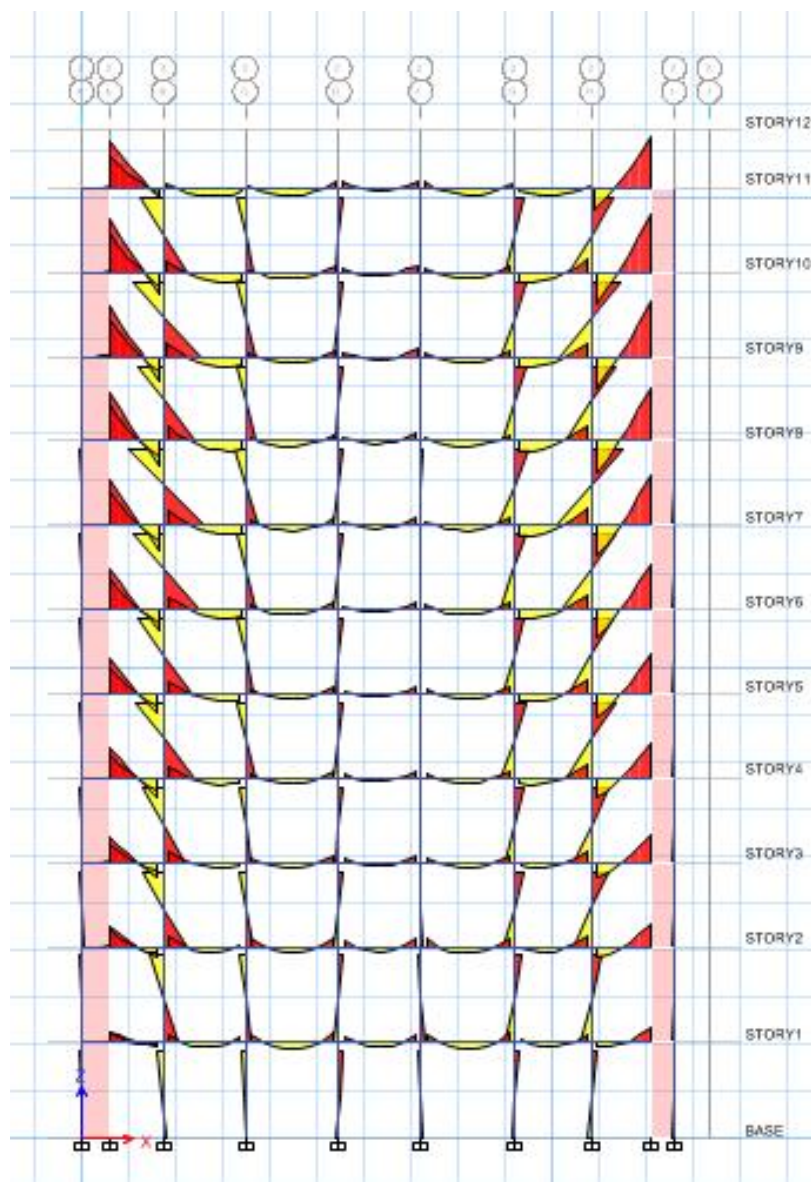


Figure VI.1 : Exemple du Moment 3-3 des poutres, axe2

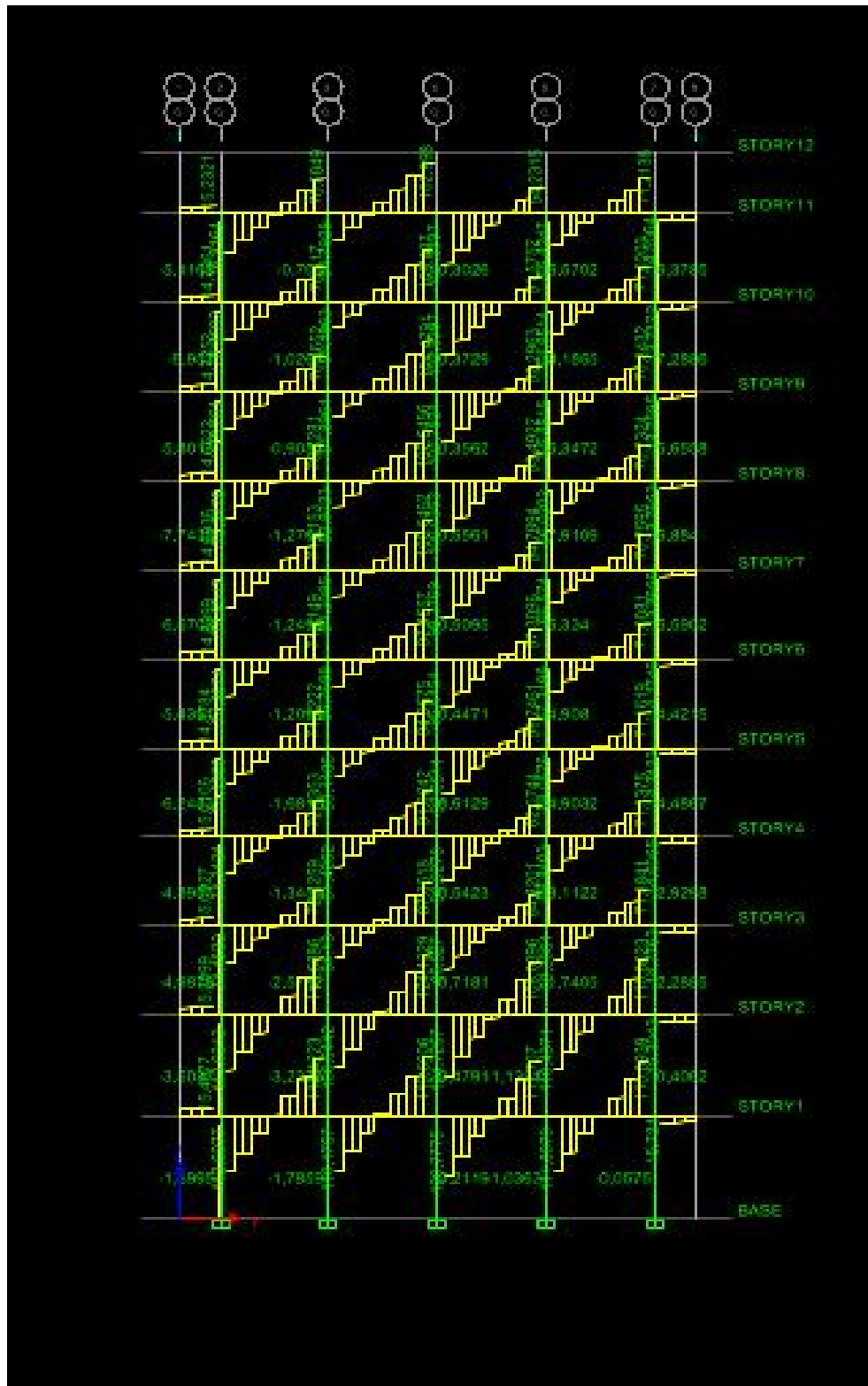


Figure VI.2 : Exemple de l'effort tranchant des poutres, axe 2

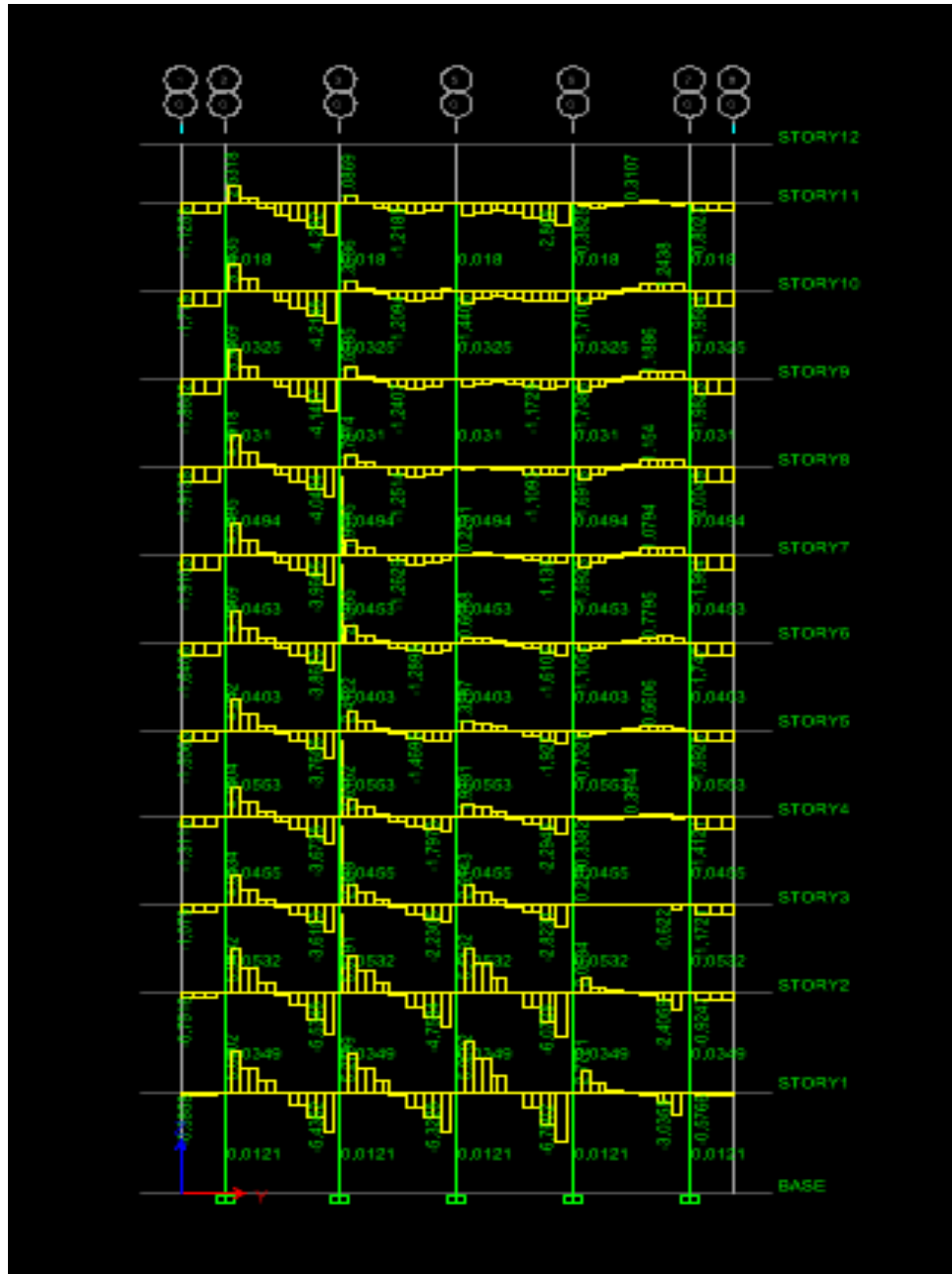


Figure VI.3: Exemple de la torsion aux des poutres, axe2

VI.2. Ferrailage des poteaux :**VI.2.1.Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) en tenant compte des combinaisons considérées comme suivante :

1,35G+1,5Q ELU

G+Q ELS

0,8G±E RPA2003

G+Q±E RPA2003

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

En procédant à des vérifications à l'ELS.

VI.2.2.Recommandations du RPA2003 :

Les armatures longitudinales doivent être :

En haute adhérence (HA), droites et sans crochets.

Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.

a)La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).

b)La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

c)Le pourcentage minimal est 0,8% ($b \times h$)

d) Le pourcentage maximum est :

4% (zone courante)

6 % (zone de recouvrement) ;

e)Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

a) Les armatures longitudinales :

-Le pourcentage minimal sera :

$$\text{Poteaux (35}\times\text{35)} \quad A_{\min}=0,008\times 35\times 35=9.80\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30}\times\text{30)} \quad A_{\min}=0,008\times 30\times 30=7.20\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (25}\times\text{25)} \quad A_{\min}=0,008\times 25\times 25=5.00\text{cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera :

$$\text{Poteaux (35}\times\text{35)} \quad A_{\max}=0,04\times 35\times 35=49\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30}\times\text{30)} \quad A_{\max}=0,04\times 30\times 30=36\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (25}\times\text{25)} \quad A_{\max}=0,04\times 25\times 25=25\text{cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :

$$\text{Poteaux (35}\times\text{35)} \quad A_{\max}=0,06\times 35\times 35=73.50\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30}\times\text{30)} \quad A_{\max}=0,06\times 30\times 30=54\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (25}\times\text{25)} \quad A_{\max}=0,06\times 25\times 25=37.50\text{cm}^2$$

b) Les armatures transversales :

1) Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} St \leq \min (10 \varphi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ St \geq \min 15 \varphi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

3) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite

de $10 \Phi_t$ minimum.

VI.2.3. Calcul du ferrailage

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

-Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

la condition suivante doit être vérifiée :

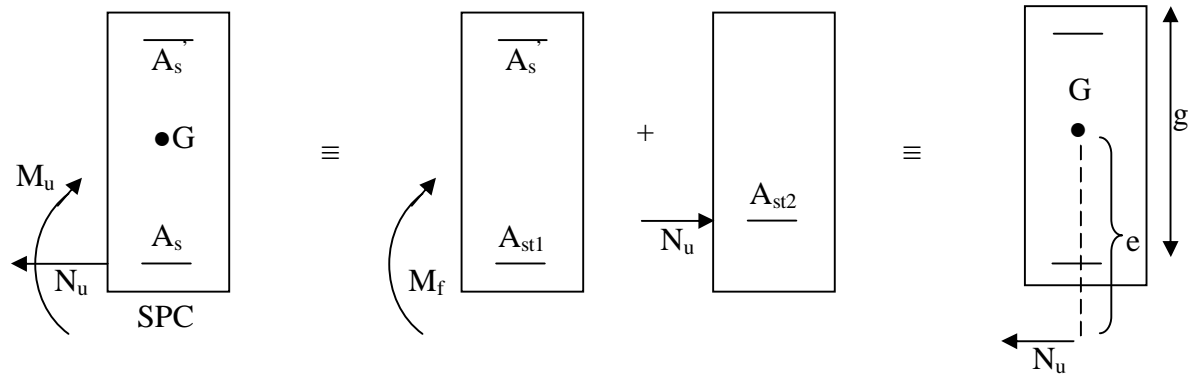
$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \longrightarrow \text{section rectangulaire}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

• **Déterminations des armatures :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA). ($A' = 0$)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$D'où \text{ la section réelle est } A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} (+) \text{ si } N : \text{ Effort de traction.} \\ (-) \text{ si } N : \text{ Effort de compression.} \end{array} \right.$$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA). ($A' \neq 0$)

On calcul:

$$M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A' \quad , \quad A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$.

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

-Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si : $(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

2^{eme} cas :

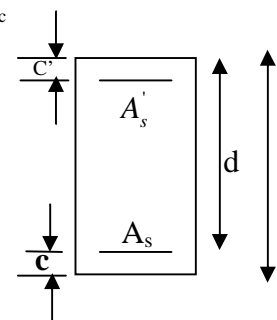
Si : $N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$



Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

VI.2.4. Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} . \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$-\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée. (SEC)}$$

$$-\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée (SPC)}$$

M_s : Moment de flexion à l'ELS.

N_s : L'effort normal à l'ELS

$B_0 = b \times h + 15(A + A')$ \longrightarrow section total homogène.

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \frac{bh^2}{2} + 15 \left\{ (A \cdot c' + A' \cdot d) \right\} ; \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

On doit vérifier que :

- **La section entièrement comprimée :**

$$\sigma_{bsup} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{binf} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

- **La section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + c$$

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante : $y_1^2 = py_2 + q = 0$

$$y = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

Pour effectuer la résolution, on procède comme suite :

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines.

$$1) y_1' = a \cos f\left(\frac{f}{3}\right)$$

$$2) y_1' = a \cos\left(\frac{f}{3} + 120^\circ\right)$$

$$3) y_1' = a \cos\left(\frac{f}{3} + 240^\circ\right)$$

Avec :

$$\varphi = \arccos\left[\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right] ; a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour (y) celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_1}{I} y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A \times (d - y_{ser}) + A' \times (y_{ser} - c') \right]$$

VI.2.5. Ferraillage des poteaux :

Nu (d-c')-Mf(x)

(0,337-0,81c'/h) bh²fbc(y)

Tableau VI.2.1.Ferrailage des Poteaux longitudinaux sens (x-x) ; (M_2) :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Niv	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	h/2-c	e_u (cm)	obs	A' Cm^2	A Cm^2	Amin	Ferrailage Cm^2
3,4,5	N_{max}	-3.9	0.01	10	0.25	SEC	0	0	5	3HA12+3HA12 Soit : 6.78
	N_{min}	-476.4	-14.95	10	3.13	SEC	0	0	5	
	M_{max}	-128.5	27.95	10	21.75	SPC	0	2.41	5	
1,2	N_{max}	-94.6	-0.33	12.5	0.34	SEC	0	0	7.2	4HA12+4HA12 Soit : 9.04
	N_{min}	-855.4	-16.86	12.5	1.97	SEC	0	0	7.2	
	M_{max}	-632.9	-32.83	12.5	5.18	SEC	0	0	7.2	
Sous/ Sol RDC	N_{max}	-185.2	-0.31	15	0.16	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12 Soit : 10.68
	N_{min}	-1207.6	9.08	15	0.75	SEC	0	0	9.8	
	M_{max}	-1043.5	36.72	15	3.51	SEC	0	0	9.8	

Tableau VI.2.2.Ferrailage des Poteaux transversaux sens (y-y) ; (M₃) :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Niv	sollicitation	N (KN)	M (KNm)	h/2-c	e _u (cm)	obs	A' Cm ²	A Cm ²	A _{min} Cm ²	Ferrailage Cm ²
3,4,5	N _{max}	-3.9	0.13	10	3.33	SEC	0	0	5	3HA12+3HA12 Soit : 6.78
	N _{min}	-476.4	5.86	10	1.23	SEC	0	0	5	
	M _{max}	-82.7	15.75	10	19.04	SPC	0	0.96	5	
1,2	N _{max}	-94.6	9.39	12.5	9.92	SEC	0	0	7.2	4HA12+4HA12 Soit : 9.04
	N _{min}	-855.4	6.87	12.5	0.80	SEC	0	0	7.2	
	M _{max}	537.2	15.96	12.5	2.97	SEC	0	0	7.2	
Sous/Sol	N _{max}	-185.2	10.4	15	5.61	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12 Soit : 10.68
	N _{min}	-1207.6	1.92	15	0.15	SEC	0	0	9.8	
RDC	M _{max}	-212.6	12	15	5.64	SEC	0	0	9.8	

VI.2.6.Vérification à l'ELS :**Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC****a)Poteaux longitudinaux :**

Niv	sollicitation	N (KN)	M (KNm)	h/2- c	e _s (m)	Obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs	σ_{ssup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
3,4,5	N _{max}	-2.9	0	10	0	SEC	0.04	0.04	15	C.V	0.56	0.56	400	C.V
	N _{min}	-341.9	-10.54	10	3.08	SEC	1.64	7.18	15	C.V	32.9	99.4	400	C.V
	M _{max}	-94.6	20	10	21.14	SPC	7.79	0	15	C.V	90.6	-118.6	400	C.V
1,2	N _{max}	-68.3	-0.23	12.5	0.33	SEC	0.58	0.65	15	C.V	8.75	9.61	400	C.V
	N _{min}	-612.9	-11.84	12.5	1.93	SEC	3.74	7.25	15	C.V	60.5	104.3	400	C.V
	M _{max}	-453.4	23.37	12.5	5.15	SEC	7.52	0.6	15	C.V	104.2	17.7	400	C.V
Sous/Sol et RDC	N _{max}	-133.7	-0.22	15	0.16	SEC	0.86	0.9	15	C.V	12.9	13.5	400	C.V
	N _{min}	-863.2	6.46	15	0.75	SEC	6.29	5.07	15	C.V	93.1	77.4	400	C.V
	M _{max}	-747.7	26.05	15	3.48	SEC	7.31	2.54	15	C.V	104.5	43.2	400	C.V

b) Poteaux transversaux :

Niv	sollicitation	N (KN)	M (KNm)	h/2-c	e _s (m)	Obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs	σ_{ssup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
6,4,5	N _{max}	-2.9	0.09	10	3.10	SEC	0.06	0.01	15	C.V	0.85	0.28	400	C.V
	N _{min}	-477.6	6.32	10	1.32	SEC	7.82	4.5	15	C.V	112.4	72.5	400	C.V
	M _{max}	-384.9	11.37	10	2.95	SPC	7.96	1.98	15	C.V	110.4	38.6	400	C.V
1,2	N _{max}	-68.3	6.7	12.5	18.30	SEC	1.66	0	15	C.V	22.2	-5.47	400	C.V
	N _{min}	-612.9	4.9	12.5	0.79	SEC	6.22	4.77	15	C.V	91.7	113.3	400	C.V
	M _{max}	-384.9	11.37	12.5	2.95	SEC	5.13	1.76	15	C.V	72.8	30.7	400	C.V
Sous/Sol et RDC	N _{max}	-133.7	7.41	15	5.54	SEC	1.56	0.2	15	C.V	21.9	4.48	400	C.V
	N _{min}	-863.2	1.36	15	0.15	SEC	5.81	5.56	15	C.V	86.8	83.6	400	C.V
	M _{max}	-153.7	8.51	15	5.53	SEC	1.79	0.23	15	C.V	25.2	5.16	400	C.V

Chapitre VI

Ferrailage des portiques

c) Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

1-Diamètre des aciers : selon le BAEL 99

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \longrightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66\text{mm, soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t=2,01\text{cm}^2=4\text{HA8}$

2-Espacement des armatures :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

-En zone de recouvrement :

$$S_t \leq \min 15\phi_1^{\min} = 18\text{cm} \longrightarrow S_t = 15\text{cm}$$

3-Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

4-Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad l_f = 0,7h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : RDC avec : $h=4,08\text{m}$.

$$l_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,856}{0,45} = 6,37$$

-En zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05\text{cm}^2$$

-En zone de recouvrement :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 35 \times 14 = 1,47\text{cm}^2$$

Donc on a :

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 1,05\text{cm}^2 \\ A_{\min} = 1,47\text{cm}^2 \end{array} \right\} < A_t = 2,01\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5-Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Selon le RPA 99:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 7,14 > 5 \end{array} \right. \longrightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875$$

Selon BAEL99 :

$$\tau_{bu} = \min (0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_{bu} = \min (3,25; 5 \text{ MPa})$$

Niveau	Sections (Cm ²)	T _{max} (KN)	τ _b (MPa)	λ _g	ρ _b	$\overline{\tau_{bu}}$ (RPA99)	$\overline{\tau_{bu}}$ (BAEL99)	Obs
3,4,5	25×25	14.4	0.02	6.37	0,075	1,875	3,25	C.V
1,2	30×30	17.2	0.019	6.37	0,075	1,875	3,25	C.V
Sous/Sol RDC	35×35	12.2	0.01	6.37	0,075	1,875	3,25	C.V

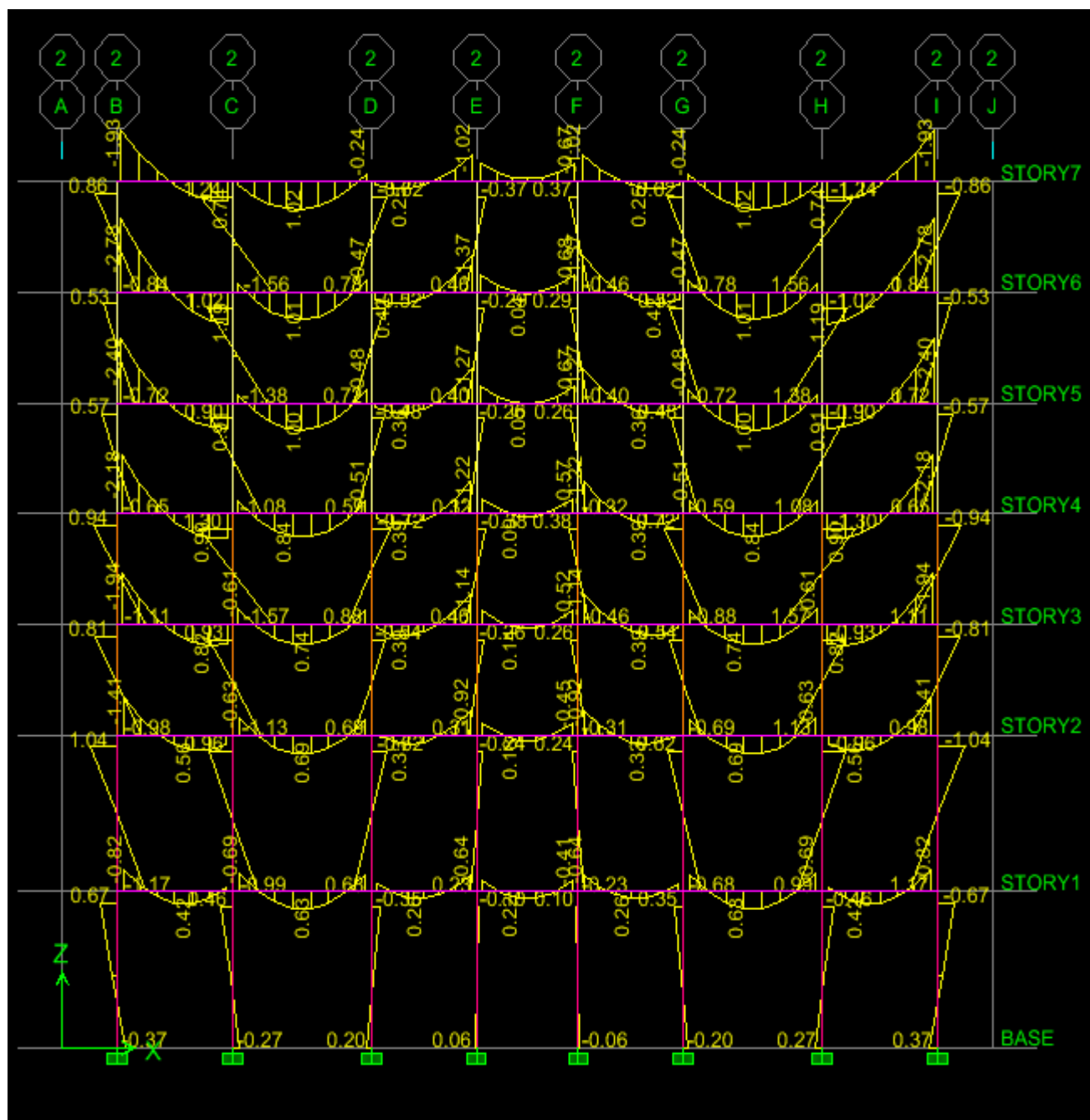


Figure VI.1 : Exemple du Moment 3-3 des poteaux, axe 2

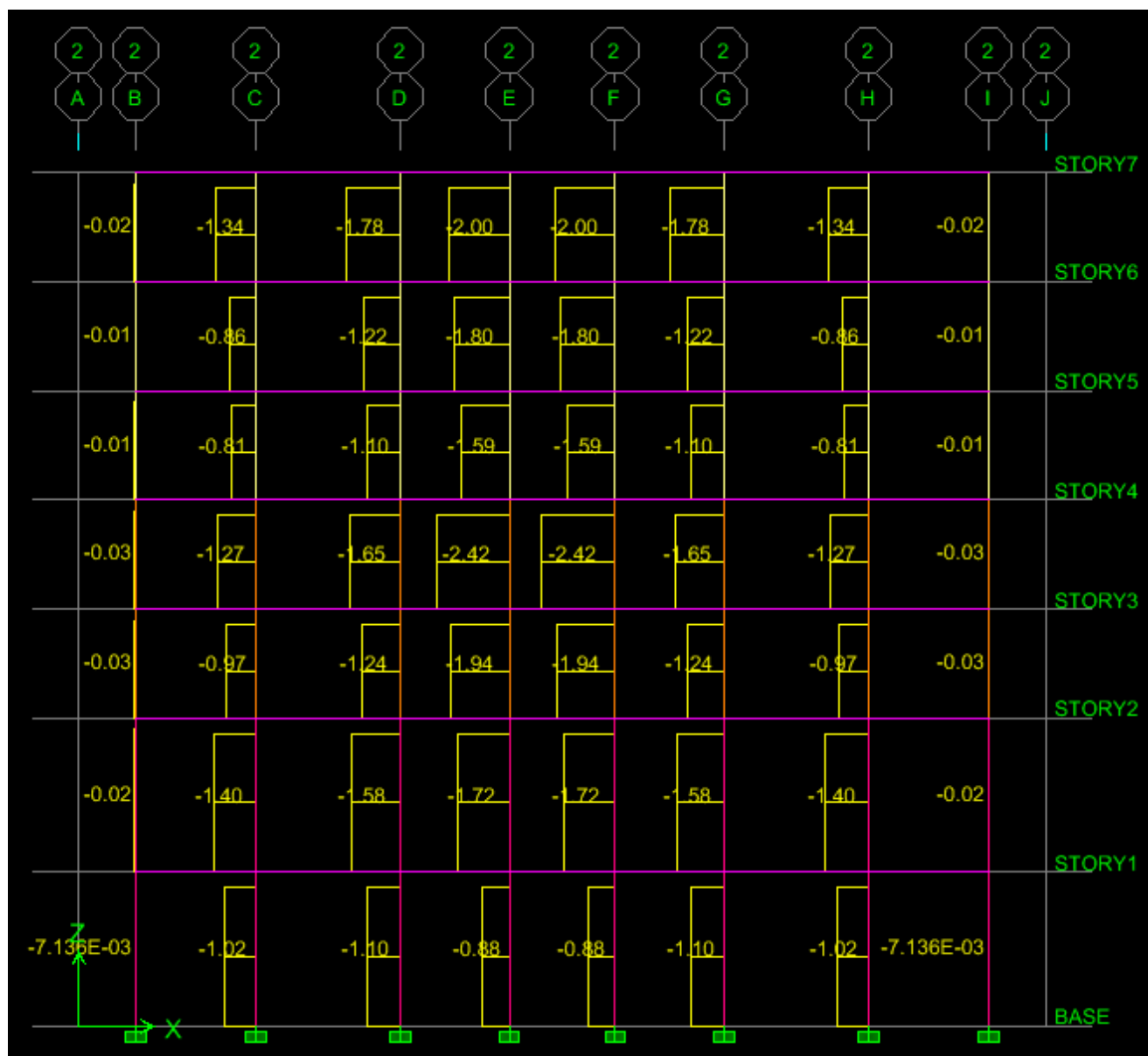


Figure VI.2 : Exemple de l'effort tranchant des poteaux, axe 2

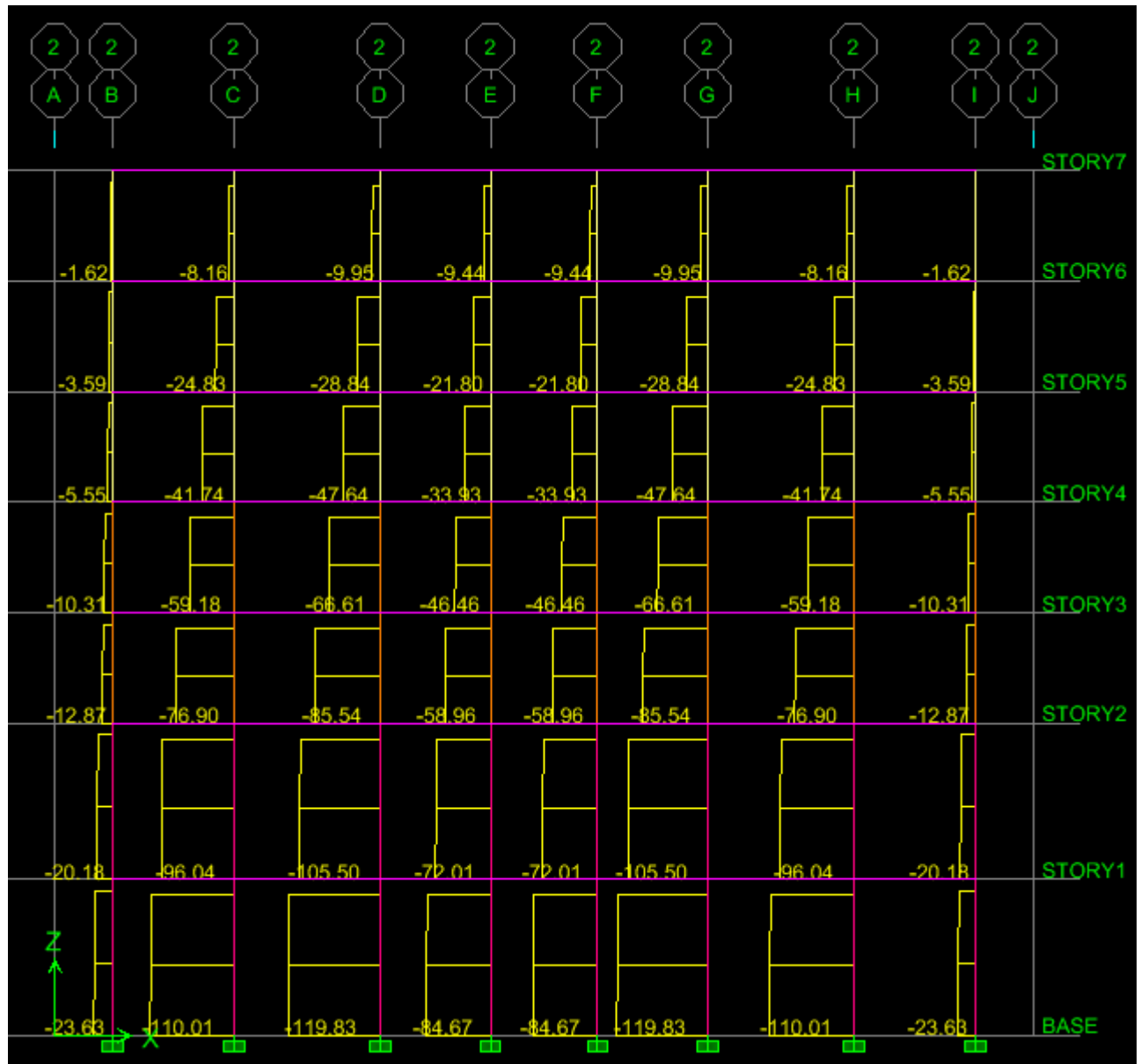


Figure VI.3 : Exemple de force axiale des poteaux, à l'ELU, axe 2

Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en quatre zones de calcul :

- **Zone I** → Sous/sol, R.D.C
- **Zone II** → 1^{er} et 2^{eme} étage
- **Zone III** → 3^{eme}, 4^{eme}, et 5^{eme} étage

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA 99révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues

VIII.2. Armatures verticales :

VIII.2.1. Section entièrement comprimée et entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \quad \text{Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$

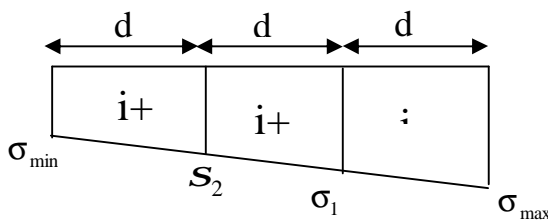


Figure VIII-1 : diagramme d'une section entièrement tendue

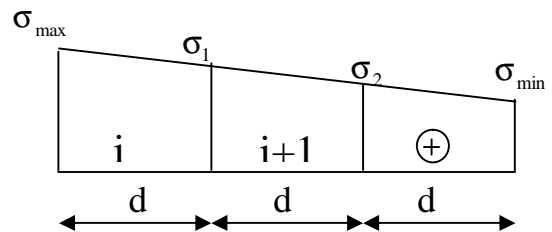


Figure VIII-2 : diagramme d'une section entièrement comprimée

a) Pour une section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$: contrainte de l'acier.

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

b) Pour une Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales :**

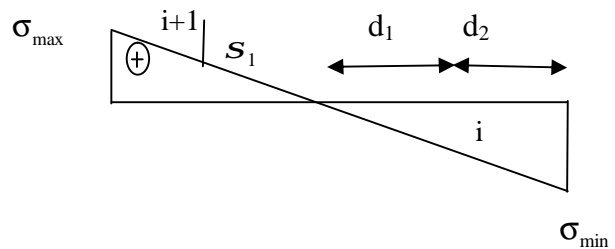
$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_c}; 0,15\% B \right\}$$

VIII.2.1.1. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$



- a) Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_c}; 0,15\% B \right\}$$

- b) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- [BAEL 91] : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- [RPA 99/2003] :

$A_h \geq 0,15\% B$ Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0,10\% B$ En zone courante

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale.

- c) Armature de couture :**

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 :

$$A_{vj} = 1 \times 1 \frac{\bar{T}}{f_c} \quad \text{avec} \quad \bar{T} = 1,4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

e) Armature pour 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.

- **Dispositions constructives :**

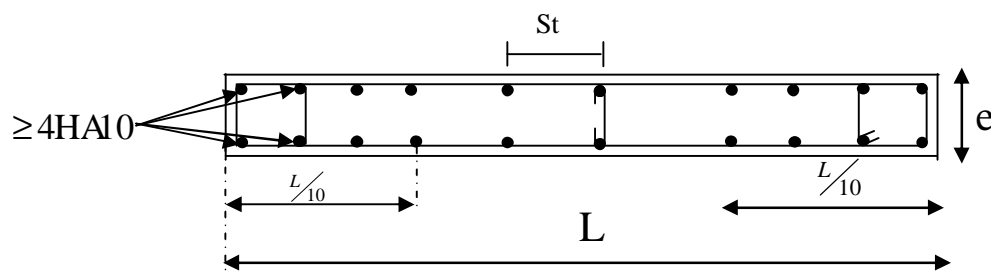
-Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



-Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à : **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

- **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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VIII.3.Vérification :**1) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il est considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**-Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$T = 1.4 \times T_{u,\text{calcul}}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

e : Epaisseur du linteau ou du voile.

-Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa. Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : t_u : contrainte de cisaillement

- Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile (VL1) dans la zone I:

Caractéristiques géométriques :

$$L = 3,20 \text{ m}, \quad e = 0,20 \text{ m}, \quad V = V' = L/2 = 1,6 \text{ m}$$

$$I = \frac{e x L^3}{12} = \frac{0,2 x 3,2^3}{12} = 0,546 \text{ m}^4$$

$$B = e \times L = 0,2 \times 3,2 = 0,64 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 142,89 \text{ Ton/m} \\ \sigma_{\min} = -248,01 \text{ Ton/m} \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1,17 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3,2 - 1,17 = 2,03 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

a) Calcul de la longueur (d) :

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0,78 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d_1 = 0,78 \text{ m}$; $d_2 = 2,03 - 0,78 = 1,25 \text{ m}$

b) Détermination des armatures :**1^{ère} bande : d= 0,78 m**

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1)\sigma_{max}}{l_t} = \frac{(2,03 - 0,78)142,89}{2,03} = 87,98 \text{ Ton/m}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 15,69 \text{ Ton}$$

1. Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{15,69 \times 100}{348} = 4,5 \text{ cm}^2$$

2. Section minimale :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,015B \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,64 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,015 \times 0,64 \times 10^4 \right\} = 33,6 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande : d=1,25 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{87,98 \times 1,25 \times 0,2}{2} = 10,99 \text{ Ton}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{10,99 \times 100}{348} = 3,16 \text{ cm}^2$$

1. Section minimale :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,015B \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,64 \times 2,1}{400}; 0,015 \times 0,64 \right\} 10^4 = 33,6 \text{ cm}^2$$

2. Armatures de coutures :

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande : $22\text{HA}14 = 33,86 \text{ cm}^2$ par rapport à d_1 soit: $11\text{HA}14$ par rapport à une nappe avec un espacement de 9 cm

2^{ème} bande : $22\text{HA}14 = 33,86\text{cm}^2$ par rapport à d_2 soit: $11\text{HA}14$ par rapport à une nappe avec un espacement de 9 cm

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15\% B \right\}$

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{33,86}{4} = 8,46\text{cm}^2$$

Soit $2 \times 5\text{HA}12 = 11,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. Soit HA8.

c) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Ferrailage des voiles longitudinaux VL1 ; VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.2	3.2	3.2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.64	0.64	0.64	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5726.4	4349	6253.6	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5726.4	-4349	-6253.6	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	9.1	12.8	37.5	
	L _t (m)	1.60	1.60	1.60	
	L _c (m)	1.60	1.60	1.60	
	d (m)	0.800	0.800	0.800	
	σ_1 [KN/m ²]	2863.200	2174.500	3126.800	
	N (kN)	N ₁	687.17	521.88	750.43
		N ₂	229.056	173.960	250.144
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17.18	13.05	18.76
		A _{v2}	5.73	4.35	6.25
	A _{vj} (cm ²)		0.35	0.49	1.44
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17.27	13.17	19.12
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.73	4.47	6.61
	A _{min} (cm ²)		8.40	8.40	8.40
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	21.64	21.64	21.64
		Bonde 2	7.91	7.91	7.91
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*14HA14	2*14HA14	2*14HA14
		Bonde 2	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12
	S _t (cm)	Bonde1	12.3	12.3	12.3
		Bonde 2	26.66	26.66	26.66
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4.80	4.80	4.80
	A _H /nappe (cm ²)		5.41	5.41	5.41
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA10	12HA10
	ep =20cm		(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	t _u (MPa)	0.016	0.022	0.065
		t _b (MPa)	0.022	0.031	0.091
	ELS	N _s (kN)	-1381	-1006.4	-590.1
		S _b (MPa)	-2.02	-1.47	-0.86

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.8	3.8	3.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.76	0.76	0.76	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5712.3	2887.1	1899.3	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5712.3	-2887.1	-1899.3	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	0.1	5	0.6	
	L _t (m)	1.90	1.90	1.90	
	L _c (m)	1.90	1.90	1.90	
	d (m)	0.950	0.950	0.950	
	σ_1 [KN/m ²]	2856.150	1443.550	949.650	
	N (kN)	N ₁	814.00	411.41	270.65
		N ₂	271.334	137.137	90.217
	A _v (cm ²)	A _{v1}	20.35	10.29	6.77
		A _{v2}	6.78	3.43	2.26
	A _{vj} (cm ²)		0.00	0.19	0.02
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	20.35	10.33	6.77
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.78	3.48	2.26
	A _{min} (cm ²)		9.98	9.98	9.98
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.64	18.08	18.08
Bonde 2		9.04	9.04	9.04	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*16HA14	2*16HA12	2*16HA12
		Bonde 2	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12
	S _t (cm)	Bonde1	12.66	12.66	12.66
		Bonde 2	27.14	27.14	27.14
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5.70	5.70	5.70
	A _H /nappe (cm ²)		6.16	4.52	4.52
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA10	12HA10
ep =20cm		(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	t _u (MPa)	0.000	0.007	0.001
		t _b (MPa)	0.000	0.010	0.001
	ELS	N _s (kN)	-3728.8	-2617.6	-1539.3
		S _b (MPa)	-4.60	-3.27	-1.92

Ferrailage du voile transversale VT1 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.6	4.6	4.6	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.92	0.92	0.92	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5869.9	3207.8	3682.6	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5869.9	-3207.8	-3682.6	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	50.3	88.1	152	
	L _t (m)	2.30	2.30	2.30	
	L _c (m)	2.30	2.30	2.30	
	d (m)	1.150	1.150	1.150	
	σ_1 [KN/m ²]	2934.950	1603.900	1841.300	
	N (kN)	N ₁	1012.56	553.35	635.25
		N ₂	337.519	184.449	211.750
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25.31	13.83	15.88
		A _{v2}	8.44	4.61	5.29
	A _{vj} (cm ²)		1.94	3.39	5.85
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	25.80	14.68	17.34
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	8.44	5.46	6.76
	A _{min} (cm ²)		12.08	12.08	12.08
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	26.18	26.18	26.18
Bonde 2		11.3	11.3	11.3	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*17HA14	2*17HA14	2*17HA14
		Bonde 2	2*10HA12	2*10HA12	2*10HA12
	S _t (cm)	Bonde1	14.37	14.37	14.37
		Bonde 2	25.55	25.55	25.55
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.90	6.90	6.90
	A _H /nappe (cm ²)		6.55	6.55	6.55
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA10	12HA10
ep =20cm		(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	t _u (MPa)	0.061	0.106	0.184
		t _b (MPa)	0.085	0.149	0.257
	ELS	N _s (kN)	-3404.2	-2381.3	-1390.7
		S _b (MPa)	-3.49	-2.44	-1.42

Chapitre X

Etude de L'infrastructure

VIII-1) Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la super structure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

L'ingénieur est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

Choix et type de fondations :

- le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :
- stabilité de l'ouvrage (rigide).
- facilite d'exécution (coffrage).
- économie.

Etude de sol :

L'étude géologique du site de notre ouvrage, a donné une contrainte de 1.5 bars.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m³ de ciment.

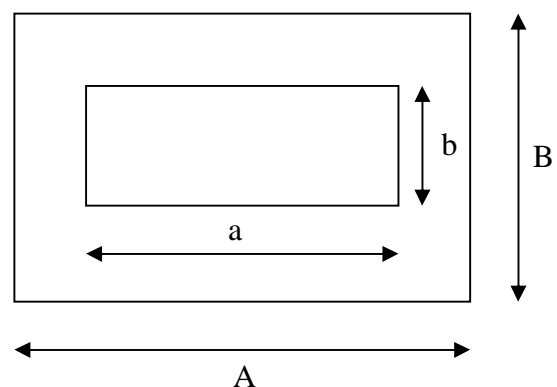
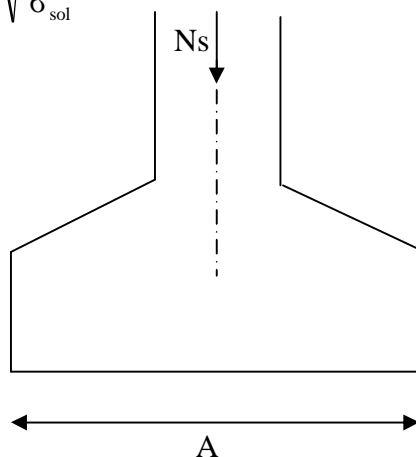
VIII-2) Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{max}}$ qui est obtenu à la base de tout les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{35}{35} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$



Exemple de calcul :

$$N_{\text{ser}} = 1512.3 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1512.3}{200}} = 2.75\text{m} \Rightarrow A = B = 2.75\text{m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles entrain un chevauchement des fondations, alors Il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

VIII-3) semelles filantes :**3-1) Semelles sous poteaux :****a) hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

c) Exemple de calcul :**Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : (portique C-C) :**

Poteaux	N (G+Q) (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e _i (m)	N _i e _i (KN.m)
1	-774.8	3342.7	-5.72	7.6	-5888.48
2	-216.8		-0.02	3	-650.4
3	-791.3		9.8	0	0
4	-771.7		5.69	-3	2315.1
5	-788.1		-9.77	-7.6	5989.56
					1765.78

o Résultante :

$$R = \sum N_i = 3342.7 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1765.78 - 0.02}{3342.7} = 0.52 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e veut : **0.52 m**

o Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 0.52 \leq \frac{15.2}{5} = 3.04 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{3342.7}{15.2} \left(1 + \frac{6 \times 0.52}{15.2} \right) = 265.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{3342.7}{15.2} \left(1 - \frac{6 \times 0.52}{15.2} \right) = 174.77 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(B/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{3342.7}{15.2} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.52}{15.2} \right) = 242.48 \text{ KN / ml}$$

Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{242.48}{200} = 1.21 \text{ m}$$

Soit B=1.25 m

Nous aurons donc, $S = 1.25 \times 15.2 = 19.00 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_t = 19.00 \times 5 = 95.00 \text{ m}^2$$

3-2) semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq s_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq s_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{s_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Ø Sens Transversale :

Voiles	(G+Q)KN	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	3404.2	4.6	3.7	1X3.7X4.6= 17.02

Ø Sens Longitudinale :

Voiles	(G+Q)KN	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	1381	3.20	2.15	1X3.2x2.15 =6.88
VL2	3728.8	3.80	4.90	1X3.8x4.9= 18.62
				25.5

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$\rightarrow S_v = 42.52 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_v + S_p$$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 351.07 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = 42.52 + 95 = 137.52 \text{ m}^2$ (39.17%)

$$S_t < 50 \% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour des semelles filantes comme fondation à ce bâtiment.

4)-Calcul de semelle :**4-1)-Hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec B : largeur de la semelle.

h_s : Hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{125-35}{4} + 5 = 27.5 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h_s = 30 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$L = 15.2 \text{ m}$$

$$B = 125 \text{ cm}$$

$$h_s = 30 \text{ cm}$$

A fin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

4-2)-Etude de la poutre de rigidité :**4-2-1)-Dimensionnement :**

Il faut que : La hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

$$\text{La largeur } \frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4.60 \text{ m} \Rightarrow \frac{460}{9} \leq h_p \leq \frac{460}{6}$$

$$\Rightarrow 51.11 \leq h_p \leq 76.66$$

On adopte une hauteur $h_p = 70 \text{ cm}$

$$h_p = 70 \text{ cm} \Rightarrow \frac{70}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 70}{3}$$

$$\Rightarrow 23.33 \leq b_p \leq 46.66$$

On adopte une largeur $b_p = 40 \text{ cm}$

4-2-2)-Ferrailage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur six appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Calcul de la charge uniforme :

pot	Ni	Mi	ei	Ni*ei
1	1104.6	13.78	7.6	8494.96
2	1083.9	-8.04	3	3251.7
3	2094.2	2.54	0	0
4	1079.6	8	-3	-3238.8
5	1100.1	-13.74	-7.6	-8360.76
Somme	6462.4	2.54	0	147.1

Tab 3: Sollicitations sur la poutre de rigidité

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{147.1 - 2.54}{6462.4} = 0.02m$$

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{6462.4}{15.5} \left(1 + \frac{3 \cdot 0.02}{15.5} \right) = 418.54 \text{ kN/ml}$$

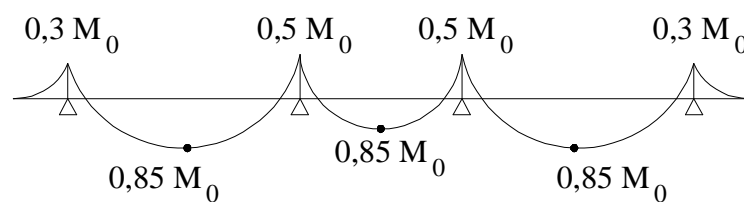
4-2-3)-Calcul des moments isostatiques :

Les travées AB,DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{418.54 \cdot (4.6)^2}{8} = 1107.04 \text{ kN.m}$$

La travée BC, CD :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{418.54 \cdot (3.00)^2}{8} = 470.85 \text{ kN.m}$$



4-2-4)-Calcul des armatures :

Aux appuis :

Appui	M_a (kN.m)	μ	β	A_u (cm ²)	A_{min}	Observation	A (adoptée)
A	332.11	0.119	0.969	14.07	14	$A_u > A_{min}$	4HA16+4HA16 = 16.08
B	553.52	0.199	0.948	23.98	14	$A_u > A_{min}$	6HA16+4HA20= 24.62
C	235.42	0.085	0.978	9.88	14	$A_u < A_{min}$	4HA16+4HA16 = 16.08
D	553.52	0.199	0.978	23.98	14	$A_u > A_{min}$	6HA16+4HA20= 24.62
E	332.11	0.119	0.969	14.07	14	$A_u > A_{min}$	4HA16+4HA16 = 16.08

Tab 4 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

En travée :

Travée	M_t (kN.m)	μ	β	A_u (cm ²)	A_{min}	Observation	A (adoptée)
A-B	940.98	0.338	0.907	42.60	14	$A_u > A_{min}$	7HA 20+7HA20 =43.96
B-C	400.22	0.144	0.963	17.07	14	$A_u > A_{min}$	5HA16+5HA16 = 20.1
C-D	400.22	0.144	0.963	17.07	14	$A_u > A_{min}$	5HA16+5HA16 = 20.1
D-E	940.98	0.338	0.907	42.60	14	$A_u > A_{min}$	7HA 20+7HA20 =43.96

Tab 5 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

4-2-5)-Calcul de l'espacement en tenant compte de l'effort tranchant :

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$t_u = \frac{1512.3 \cdot 10^3}{400.680} = 1.88 \text{ MPa}$$

Calcul de l'espacement entre cadre :

$$\frac{A_T}{bS_t} \geq \frac{t_u - 0.3Kf_{ij}}{0.8f_e(\sin a + \cos a)}$$

Cadres droits : $\sin a + \cos a = 1$

$$f_{ij}=2.1$$

$$K=1$$

$$A_T = 6HA8 = 3.02$$

$$f_e = 235$$

$$S_t \leq \frac{A_T \times 0.8 f_e}{b(t_u - 0.3 K f_{ij})}$$

$$S_t \leq \frac{3.02 \times 10^{-4} \times 0.8 \cdot 235}{0.4(1.88 - 0.3 \cdot 2.1 \cdot 1)} = 15.14 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 15cm

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

Remarque :

Le choix des A_t nous a conduit à prendre 3 cardes de HA8 se qui fais, $A_t = 6HA8 = 3,02$ dans ce cas.

5)-Vérifications :

5-1)-Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 40 \times 68 \times \frac{2,1}{400} = 8.55$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la condition de cisaillement :

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{g_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$T_u = 1512.3 \text{ kN} \Rightarrow t_u = \frac{1512.3 \cdot 10^3}{400.680} = 1.88 \text{ MPa}$$

$$t_u < \bar{t} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Calcul des armatures transversales :

$$f_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; f_{l \max} \right) \text{ cm}$$

$$f_t \leq \min (2.57 ; 6 ; 2) \text{ cm}$$

$$f_t \leq 20 \text{ mm} \text{ On prend } f_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

d) Calcul des espacements :

✓ Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 f_t ; 30 \right) cm$$

$$S_t \leq \min (22.5 ; 24 ; 30)$$

$S_t \leq 22.5 cm$ On prend $S_t = 10 cm$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 cm \quad \text{On prend } S_t = 30 cm$$

On a :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 10 \cdot 60 = 1.8 cm^2$$

$$A_t = 6f8 = 3,02 cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Selon le BAEL 91 :

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (1,68 - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0,8 \times 39,94 \times 40}{60 \times (1,68 - 0,3 \times 2,1 \times 0,1)} = 13,17 cm$$

$$S_t \leq 13,17 cm$$

$$S_t = 10 cm$$

e) La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40f$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°.

5-2)-Vérification à l'ELS :**Etat limite de compression du béton :**

-Dans le béton : On doit vérifier :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$r_1 = \frac{100 A}{b d}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$s_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

-Dans l'acier : On doit vérifier :

$$s_s \leq s_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{h \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\text{Avec : } s_s = \frac{M_s}{A \cdot b_1 \cdot d} ; A_s = \frac{M_s}{b_1 \cdot d \cdot s_{st}}$$

Calcul des moments isostatiques :

Les travées AB, DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{378.63 \cdot (4.6)^2}{8} = 1001.47 \text{ kN.m}$$

La travée BC, CD :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{378.63 \cdot (3)^2}{8} = 425.95 \text{ kN.m}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis :

Appui	M_s (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
A	300.44	0.360	0,907	38.76	2,35	15	Vérifiée
B	500.73	0,580	0,887	29.25	3.32	15	Vérifiée
C	212.97	0,360	0,907	38.76	3.14	15	Vérifiée
D	500.73	0,360	0,907	38.76	3.14	15	Vérifiée
E	300.44	0,580	0,887	29.25	3.32	15	Vérifiée

Tab 6 : Vérifications des contraintes aux appuis.

En travée :

Travée	M_s (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
A-B	851.25	0.940	0.863	21.50	12,96	15	Vérifiée
B-C	362.05	0,460	0.897	33.54	7.08	15	Vérifiée
C-D	362.05	0.429	0.900	35.00	12.39	15	Vérifiée
D-E	851.25	0,460	0.897	33.54	7.08	15	Vérifiée

Tab 7 : Vérifications des contraintes en travée.

6)-Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf}(B-b)}{8 d s_{st}} \quad \text{Où} \quad N_{uf} = B \cdot s_{\left(\frac{3}{4}\right)} \cdot 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$B = 1,6 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 314,06 \times 1,6 \times 1 \text{ m} = 502,51 \text{ kN}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{502,51 \cdot 10 \cdot (160 - 45)}{8 \cdot 45 \cdot 348} = 5,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **6 HA 12 = 6.79 cm²/ml**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,30 \text{ cm}^2$$

On prend **5 HA 10 = 3.92 cm²**

7)-Ferrailage de la semelle sous voiles :**Dimensionnement :**

On prend : $B = 160 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{160-45}{4} + 5 = 33,75 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 160 cm

h = 35 cm

Vérification de la contrainte du sol :

$$s_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{s}_{sol} \Rightarrow s_{sol} = \frac{634,158}{1 \cdot 3} = 211,39 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$s_{sol} = 211,39 < \bar{s}_{sol} = 250 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_u = 870,736 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8 B} \Rightarrow M_u = \frac{870,736 \cdot (1-0,45)^2}{8 \cdot 1} = 32,92 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z S_s} \quad (Z = 0,9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0,9 d S_s} \Rightarrow A = \frac{32,92 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 38 \cdot 348} = 2,76 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{5 \text{ HA}14} = \mathbf{7,69 \text{ cm}^2}$$

8)-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soient $\mathbf{5HA 10} = \mathbf{3,92cm^2}$

9)-Ferrailage de la longrine :

Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{a} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

a : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.(Site : S_2 ;zone IIa)

Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm) : Site de catégorie S_2 et S_3

-(30 cm × 30 cm) : Site de catégorie S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 35)cm²**.

Armatures longitudinales :

$$N = 502,52 \text{ kN}$$

$$a = 15 \text{ (Zone II a ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{a} = \frac{502,52}{15} = 33,50 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{S_s} = \frac{33,50 \cdot 10}{348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 25 \cdot 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 4HA14 =6,15 cm²**

Armatures transversales :

$$f_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; f_{l \min} \right) cm$$

$$f_t \leq \min (0.86 ; 2.5 ; 1.4) cm$$

$$f_t \leq 1.00 cm \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20 ; 15f_t) cm$$

$$S_t \leq \min (20 ; 21) cm$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 cm$

X)- Calcul du Mur Plaque :**a) Introduction :**

Le mur plaque est considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

b) Dimensionnement :

Le RPA99 (article 10.1.2, page81) prévoit une épaisseur minimale de 15cm, on prendra $e = 20 \text{ cm}$.

c) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V \quad , \quad \text{avec} \quad K_0 = \frac{1 - \sin j}{\cos j}$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : angle de frottement interne.

Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q = 1 \text{ t/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$.

1)-Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin j}{\cos j} = 0,577$$

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \quad \text{avec} \quad 0 < h < H$$

à l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

-pour : $h=0 \rightarrow \sigma_H = 0,865 \text{ t/m}^2$

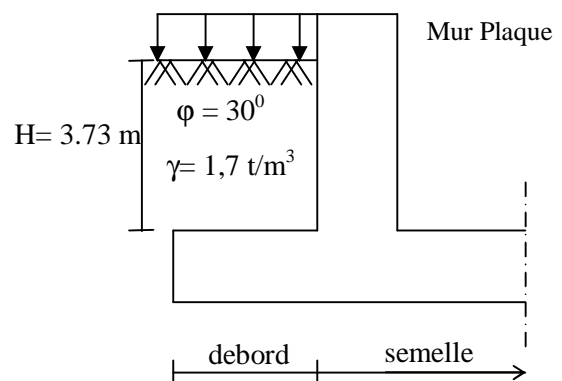
-pour : $h=3,7\text{m} \rightarrow \sigma_H = 8,1880 \text{ t/m}^2$

à l'ELS :

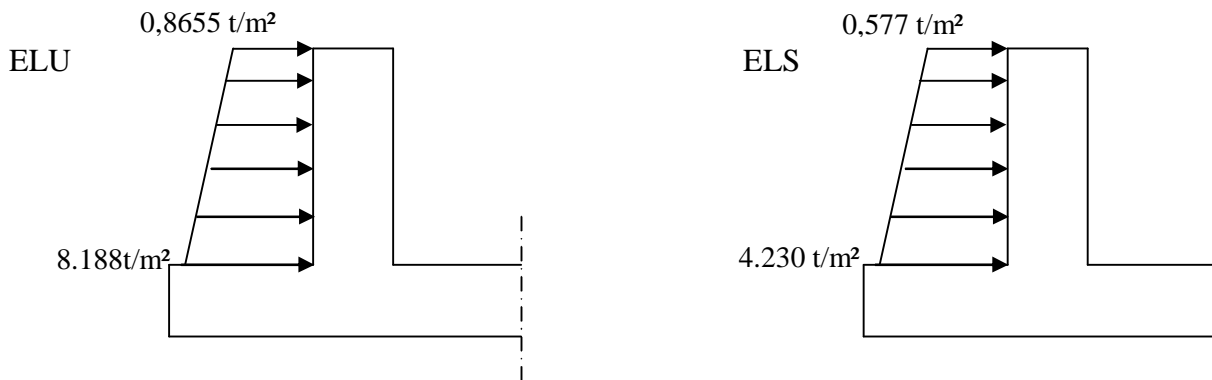
$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

-pour $h=0 \rightarrow \sigma_H = 0,577 \text{ t/m}^2$

-pour $h=3,73\text{m} \rightarrow \sigma_H = 4,23 \text{ t/m}^2$



2)-Diagramme des contraintes :



3)-Méthode de calcul :

Le Mur Plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées (au niveau des semelles, des poteaux ainsi qu’au niveau du plancher de RDC).

4)-Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :

$$ELU : q_u = \frac{(3s_1+s_2).1m}{4} = \frac{(3 \times 8,188 + 0,8655).1}{4} = 6.35 \text{ t/m}$$

$$ELS : q_s = \frac{(3s_1+s_2).1m}{4} = \frac{(3 \times 4,23 + 0,577).1}{4} = 3.31 \text{ t/m}$$

d) Ferrailage du Mur Plaque :

- Moments isostatiques dans le panneau encastré du coté des terres :

Panneaux	L _x	L _y	ρ=L _x /L _y	Sens porteur	ELU v=0		q _u =6.36 t/m	
					μ _x	μ _y	M _{0x} [Kn.m]	M _{0y} [t.m]
1	3,73	3.8	0.983	2 sens	0,0478	0,740	3.31	3.72

- Calcul du ferrailage :

Panneaux travaillant dans les deux sens.

Sens (x-x) :

- Aux appuis : M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 . 3.72 = 1.86 t.m
- En travée : M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 . 3.31 = 3.162 t.m

Sens (y-y) :

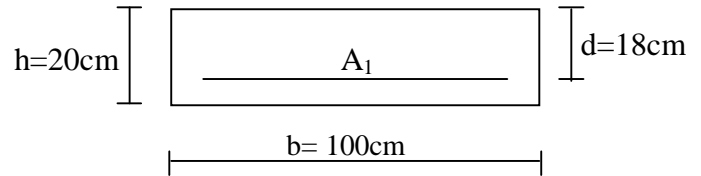
- Aux appuis : M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 . 3.22 = 1.61 t.m
- En travée : M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 . 3.22 = 2.737 t.m

Les efforts qui seront utilisés dans les calculs sont :

$$M_{t \max}^x = 3.162 \text{ t.m}$$

$$M_{t \max}^y = 2.737 \text{ t.m}$$

$$M_{a \max} = 1.86 \text{ t.m}$$



Calcul des sections d'armatures :

Sens	zone	M_u t.m	m_b	b	A_u [cm ²]	A_{min} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]	St [cm]
x-x	appuis	1.86	0,040	0,980	0,296	1,60	5HA12 = 5,65	20
	travée	3.162	0,068	0,965	5.04	1,60	4HA14=6,16	20
y-y	appuis	1.86	0,040	0,980	0,296	1,60	5HA12 = 5,65	20
	travée	2.737	0,059	0,969	4.36	1,60	4HA14=6,16	20

Recommandation du RPA99 :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
 $A \geq 0,001.b.h \Rightarrow A \geq 0,001 \times 100 \times 16 \Rightarrow A \geq 1,6 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre $\phi 8$.

e) Vérification à l'ELS :

Les moments isostatiques :

- aux appuis : $M_{a \max} = 2.22 \text{ t.m}$
- en travée : $M_{t \max} = 1.92 \text{ t.m}$

Moment [t.m]	\bar{s}_b [Mpa]	\bar{s}_s [Mpa]	s_b [Mpa]	s_s [Mpa]	Observation
$M_a=2.02$	15	201,63	2.96	198.62	Vérifiée
$M_t=1.92$	15	201,63	4.66	188.79	Vérifiée

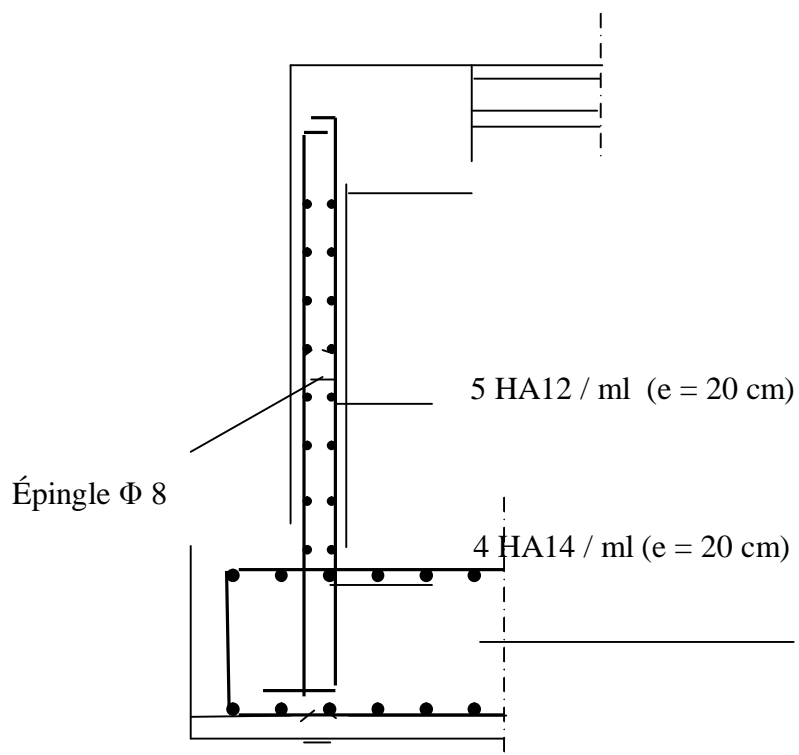
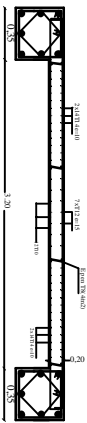
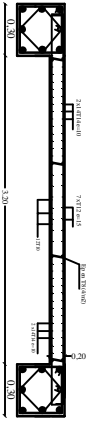


Figure : Ferrailage du Mur Plaque

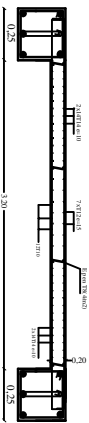
Ferrailage des voiles de contreventement type VL1 (ZONE 1)



Ferrailage des voiles de contreventement type VL1 (ZONE 2)



Ferrailage des voiles de contreventement type VL1 (ZONE 3)



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSIE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

ETUDIEN PAR:

MEZIANE Aghiles

DIRIGER PAR:

Mr. MESSIED Mourad

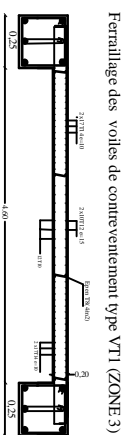
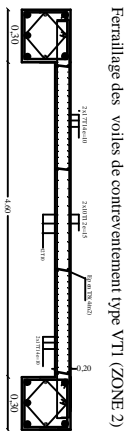
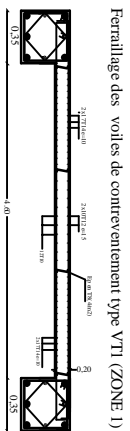
TITRE:

Plans de Ferrailage des Voiles Type VL1

Echelle:

Planche N°: 02

Promotion: 2013-2014



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSIE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
MEZIANE Aghiles

DIRIGER PAR:
Mr MESSIED Mourad

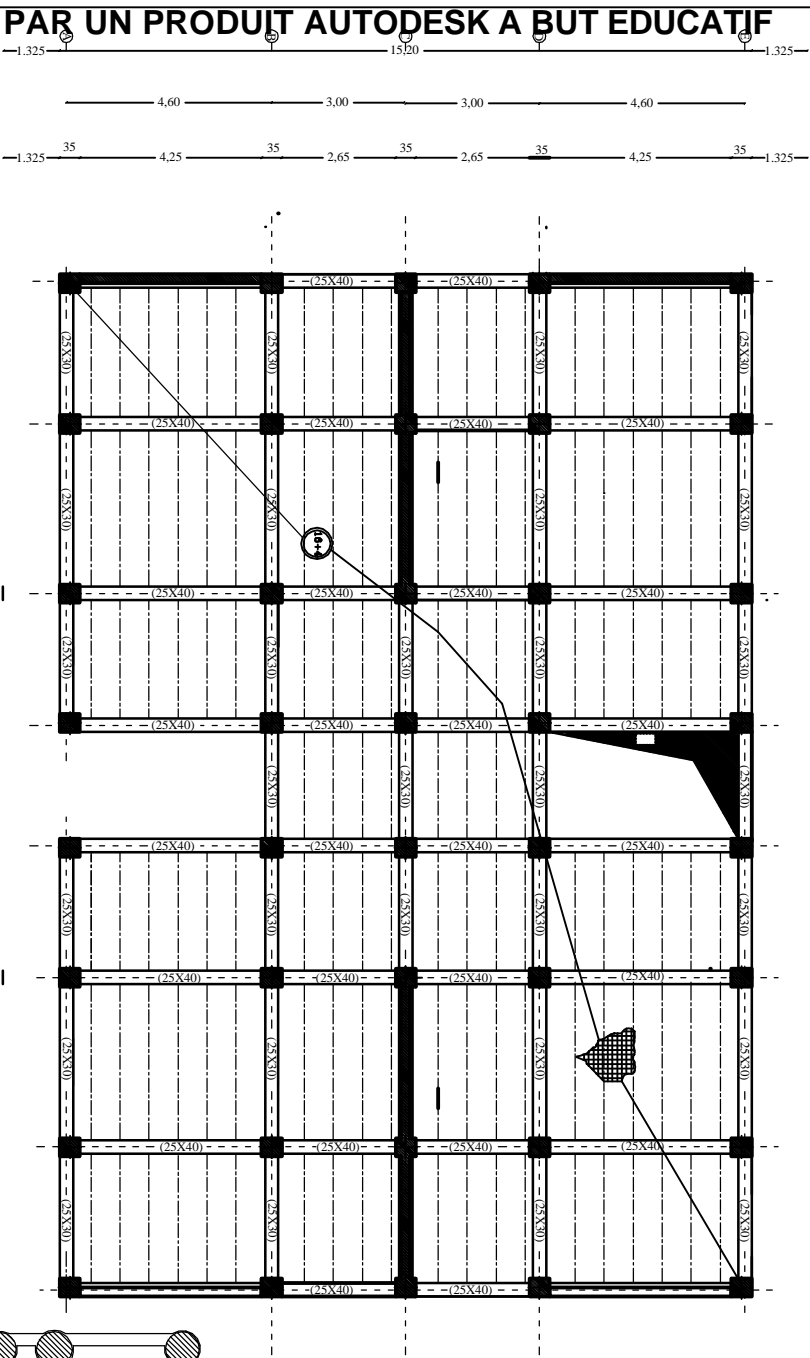
TITRE:

Plans de Ferrailage des Voiles Type VT1

Echelle:

Planche N° : 02

Promotion: 2013-2014



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSIE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
 MEZIANE Agihles

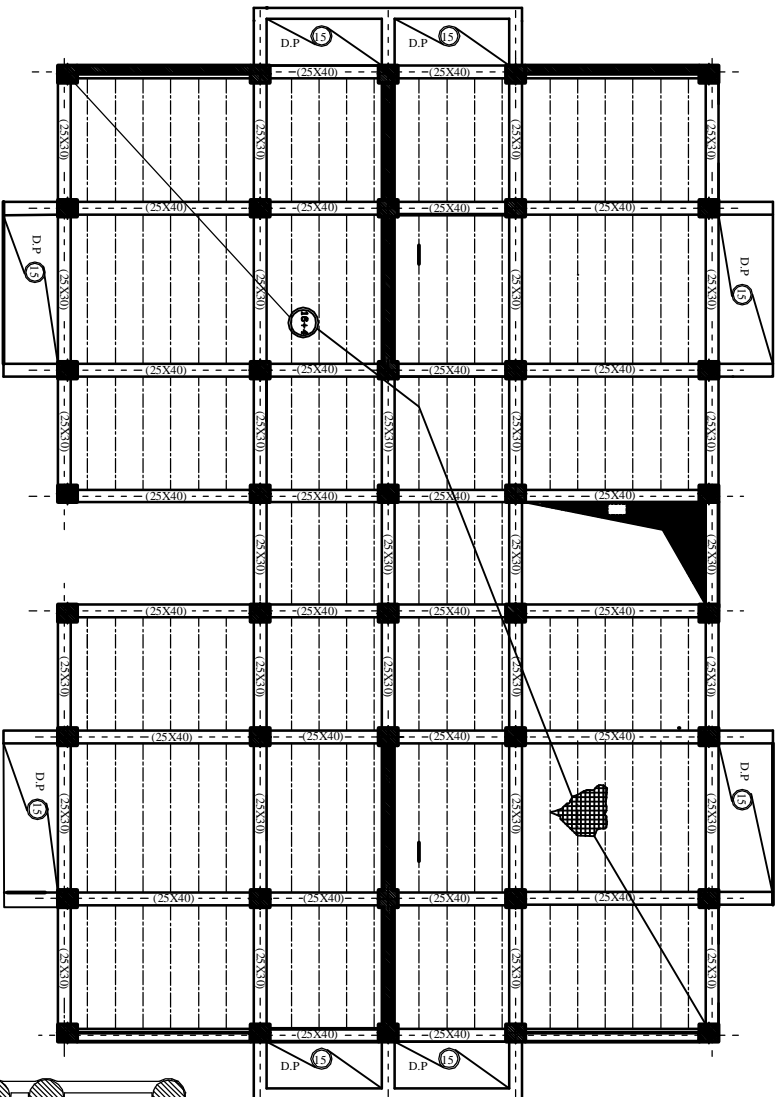
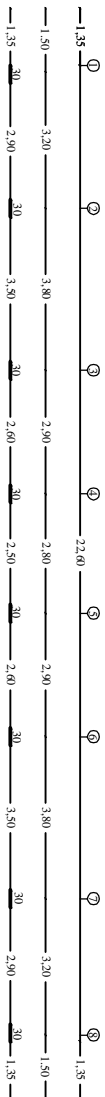
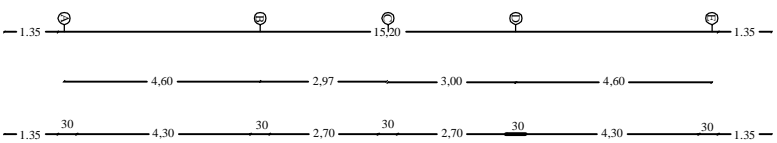
DIRIGER PAR:
 Mr. MESSIED Mourad

TITRE:
 Plan de Coffrage RDC

Echelle:

Planche N° : 02

Promotion : 2013-2014



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

ETUDIANT PAR:
 MEZIANE Aguilas

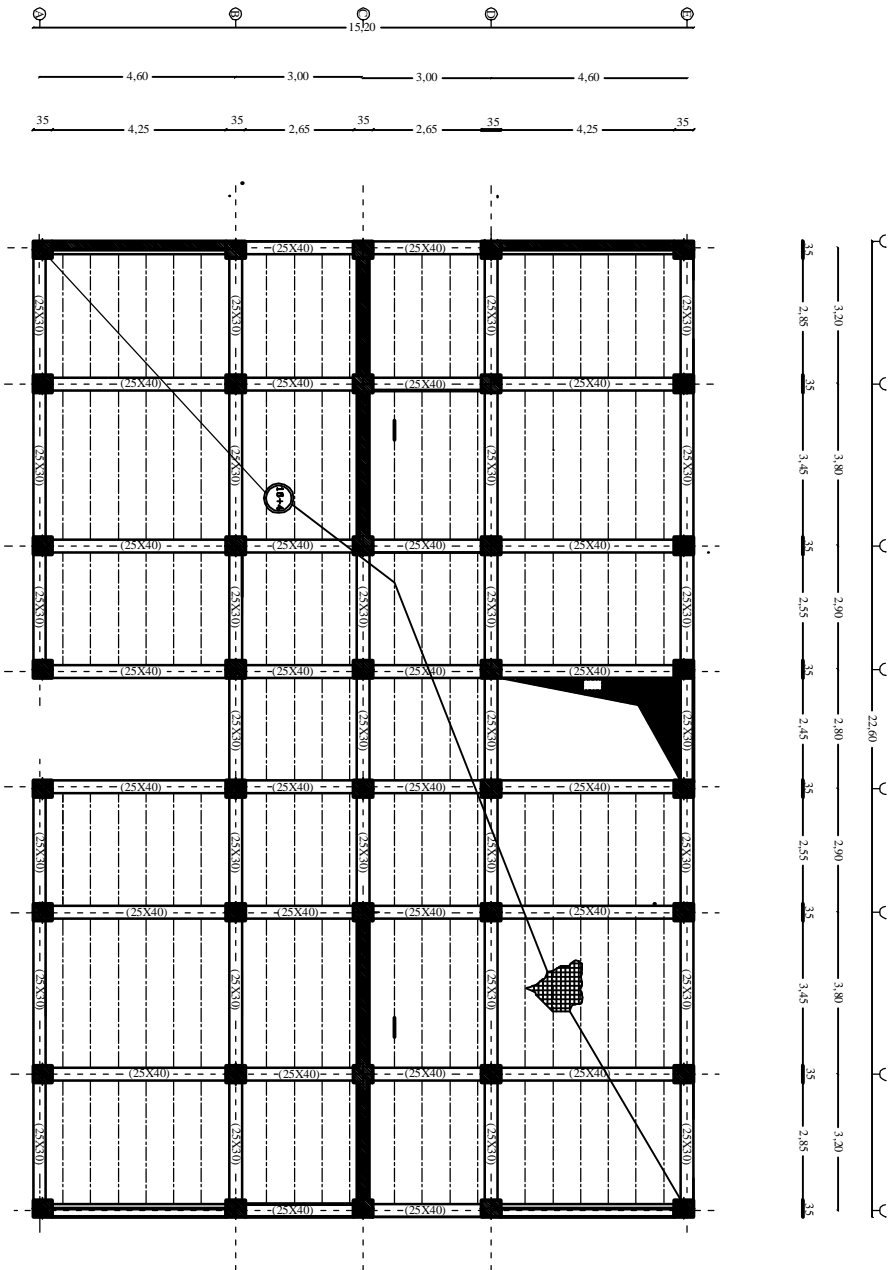
DIRIGER PAR:
 Mr. MESSIED Mourad

TITRE:
 Plan de Coffrage 1 et 2ème Etage

Echelle:

Planche N° : 02

Promotion : 2013-2014



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

ETUDIANT PAR:
 MEZIANE Agniles

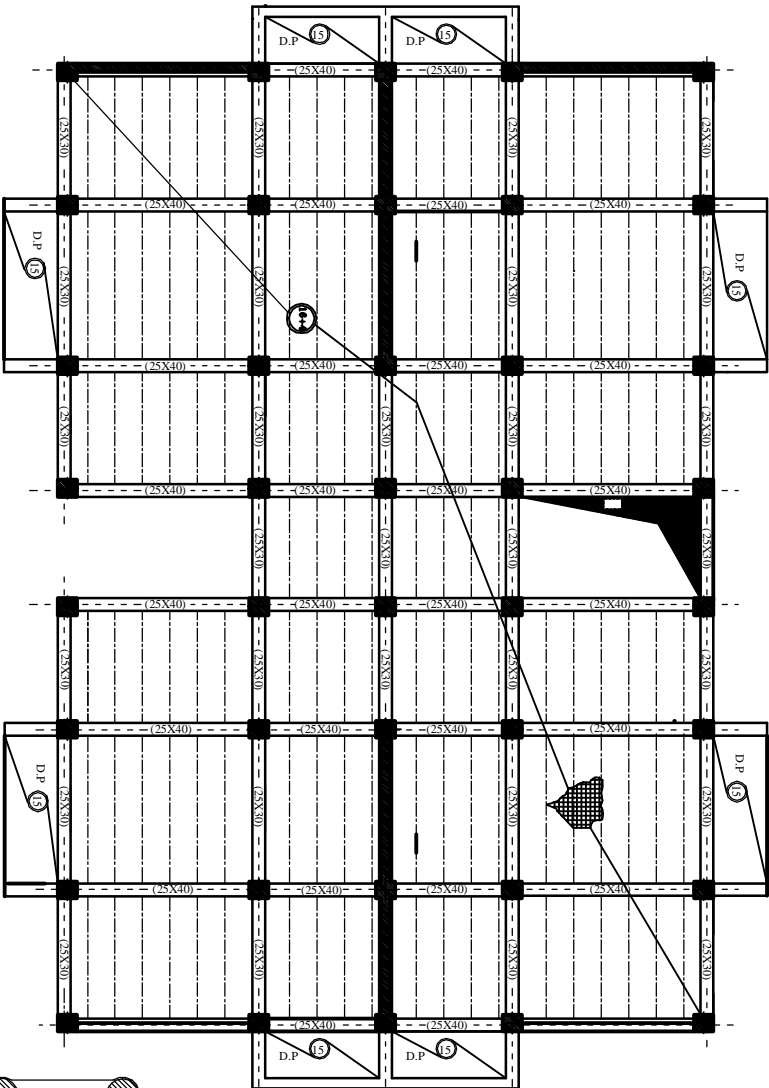
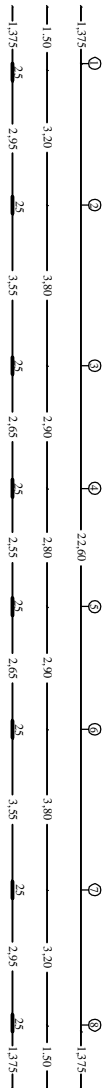
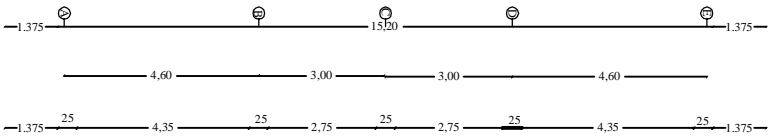
TITRE:
 Plan de Coffrage Sous/Sol

DIRIGER PAR:
 Mr. MESSIED Mourad

Echelle:

Planche N°: 02

Promotion: 2013-2014



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSIE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

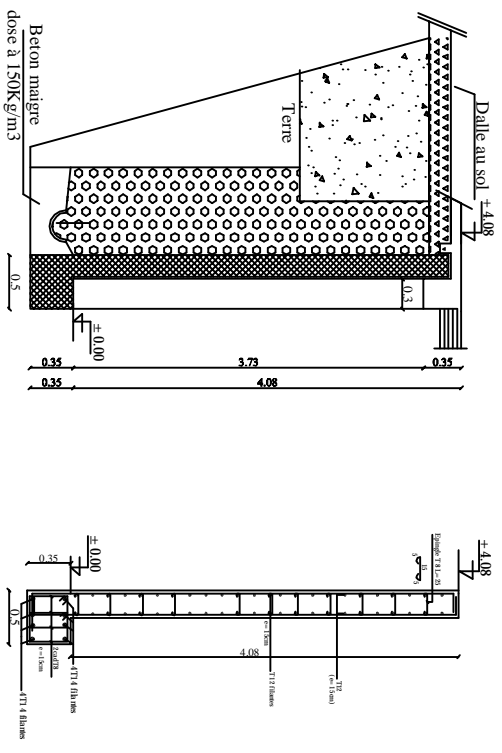
ETUDIANT PAR:
 MEZIANE Agniles
 DIRIGER PAR:
 Mr MESSIED Mourad

TITRE:
 Plan de Coffrage 3, 4 et 5ème Etage

Echelle:

Planche N° : 02

Promotion: 2013-2014



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSIE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

ETUDIENR PAR:
 MEZIANE Aghiles
 DIRIGER PAR:
 Mr. MESSIED Mourad

TITRE:
 Plans de Coffrage et Ferrailage Mur Plaque

Echelle:

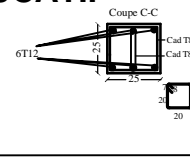
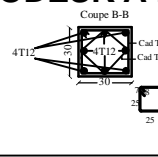
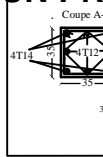
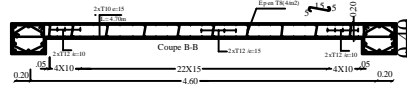
Planche N°: 02

Promotion: 2013-2014

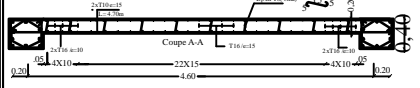
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ech.1/20

Ferrailage des voiles de contreventement type V1 du bloc pour etages courants



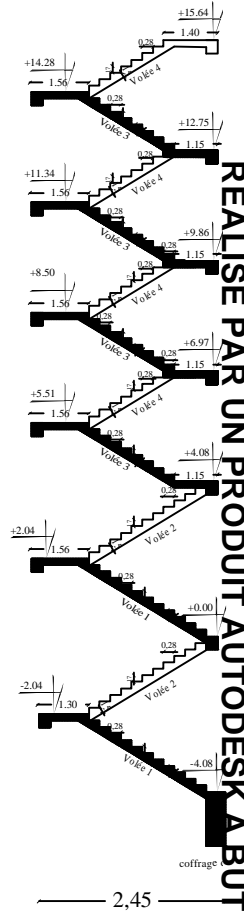
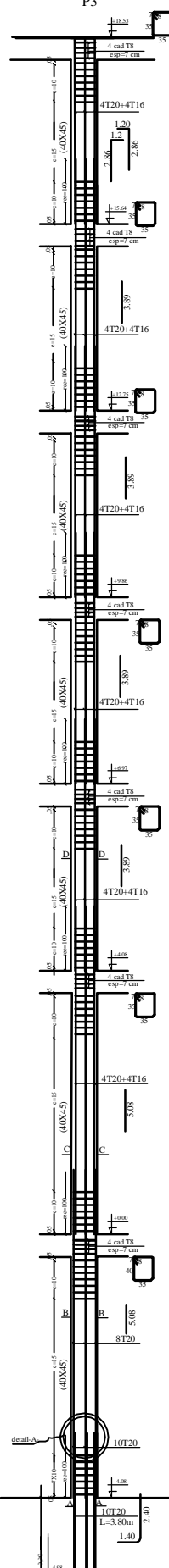
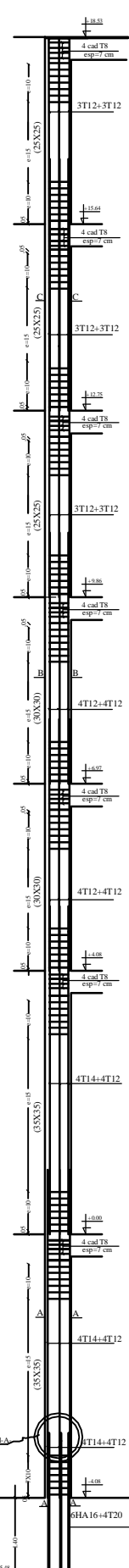
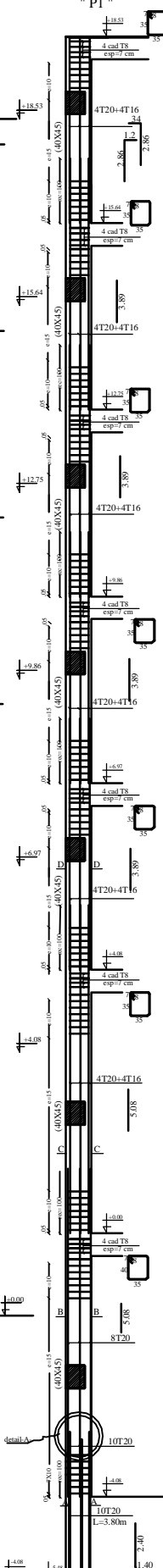
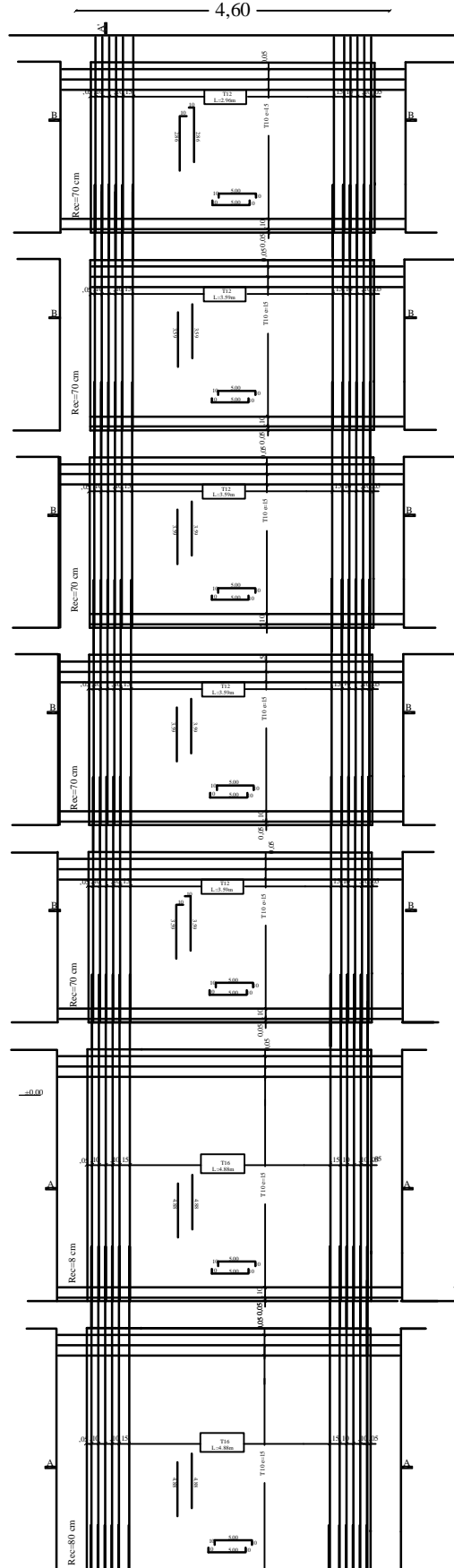
Ferrailage des des voiles de contreventement type V1 du bloc pour SS et RDC



Ferr poteaux "P1"

Ferr poteaux "P2"

Ferr poteaux "P3"



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET P

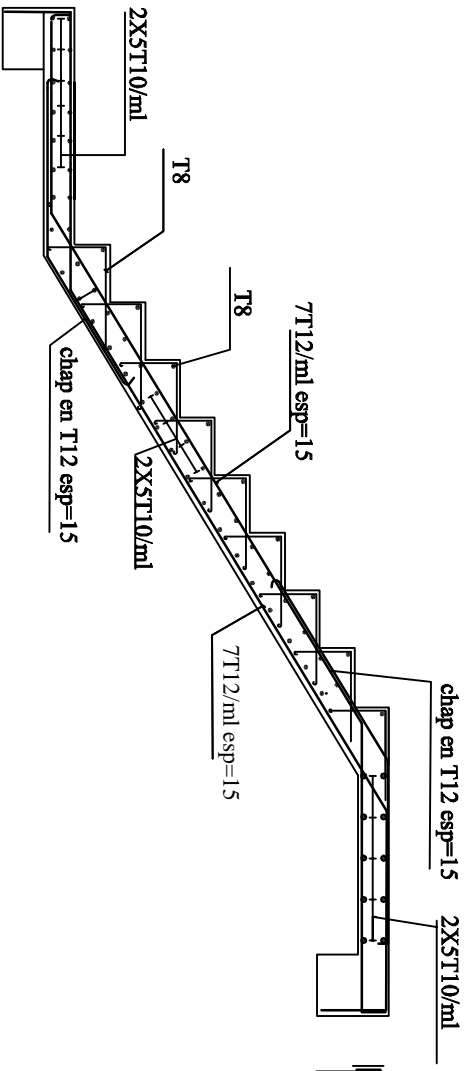
Wilaya de: BOUMERDES
 Daïra de:BOUMERDES
 Commune de: TIDJELABNE

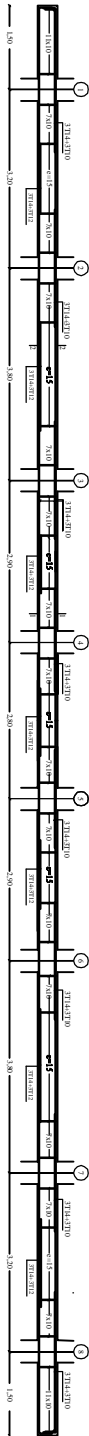
Bureau d'études Génie Civil
 MEZIANE Yamina
 Cité des 12 Logis: TADMATT 15
 Tél : 0770. 34. 27. 19

PROJET:
 ETUDE ET SUIVI DE 100LOGEMENT
 SOCIAUX PARTICIPATIFS A TIDJEL
 <<Bloc A1>>

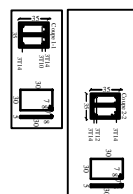
Dossier : Génie Civil	Phase : Exécution	Plans de ferru + voile de cont + poteaux. Plans du Coff
Maitre de l'ouvrage: M1 DE BOUMERDES	Echelle: 1/25	Date: FEVRIER2011
Dessiné par :	Approuvé par :	

Ferr des escaliers (volée 1)

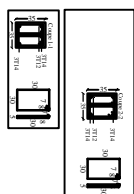
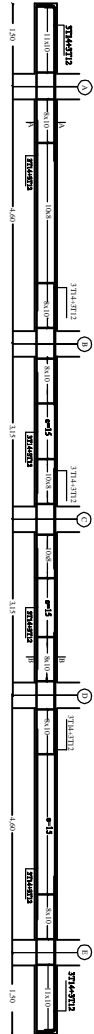


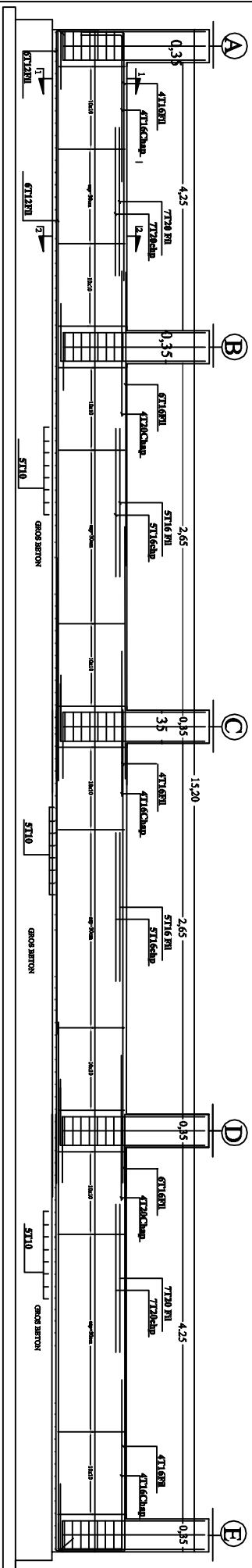


Poutre Secondaire (25x30)



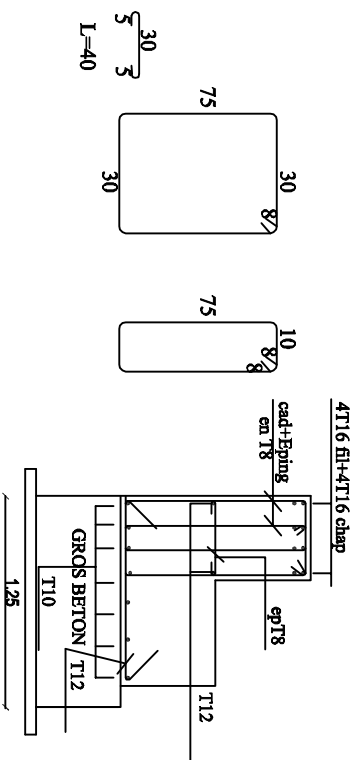
Poutre Principale (25x40)



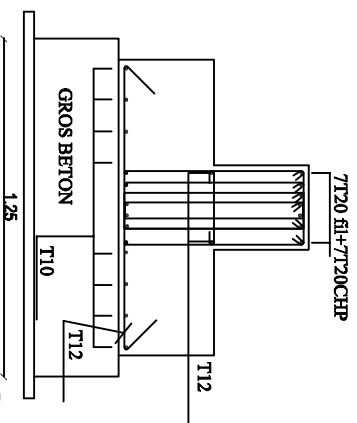


Ferrailage semmelle

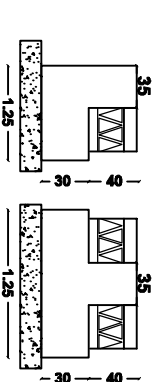
COUPEPE 1-1



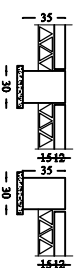
COUPEPE 2-2



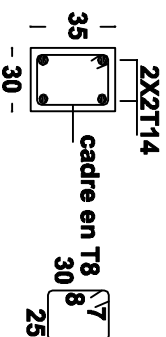
Coffrage semmelle



Coffrage longrines



Ferrailage des Longrines 30x35



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
 MEZIANE Aghlies

DIRIGER PAR:
 Mr. MESSIED Mourad

TITRE:
 Plans de coffrage et ferrailage des fondations

Echelle:

Planche N°: 02

Promotion: 2013-2014

Conclusion

L'étude que j'ai menée dans le cadre de ce projet m'a permis de mettre en application les acquis théorique assimilés tout le long de mon cursus et d'affiner mes connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil dans tous les domaines de l'information (logiciels de calculs), comme par exemple :E T A B S que j'ai appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du R P A qu'il faut faire passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats technique et les illustrations de cette étude par le biais de L'E T A B S, m'ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il m'a permis une grande rentabilité de mon travail en matière de temps et d'efficacité.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures, l'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique, mais le comportement dynamique d'une structure en vibration, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Concernant la disposition des voiles, je me suis rendu compte que celle-ci est un facteur beaucoup plus emportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Quand au choix de la meilleure approche d'autres études complémentaire celle-ci a été nécessaire en prenant compte d'autre paramètre comme (forme complexe, chargement, la nature du site, ...) pour une meilleur prise de décision.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

J'espère, par le biais de mon présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projet des promotions à venir.

Bibliographie

- Ø *Document technique réglementaire(D .T.R BC22)charges permanentes et surcharges d'exploitation.*
- Ø *RèglesBA EL91modifié99.*
- Ø *Cours et TD de l'université.*
- Ø *Règlement parasismique algérien(R .P.A 99 modifié 2003).*
- Ø *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton arméA LBERT Fuentes.*
- Ø *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.*