

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



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme du master II en génie civil

Option : construction civil et industriel (CCI)

THEME

***Etude d'un bâtiment(R+9) à usage d'habitations,
commerciales et administratifs contreventé par voiles***

Avec l'application ETABS



Etudié par :

M^{elle} : MECHNOUA Lila

M^{elle} : KACI Fatma

Dirigé par :

M^{me} : ALKAMA.F

**Promotion
2017/2018**



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs années d'études à mes très chers parents pour leurs amour, tendresse, dévouement, leurs soutient et leurs prière tout au long de mes années d'études.

Que Dieu les protège et leur réserve une longue vie Inchia Allahi.

-Mes frères : Mohamed et Sofiane,

-Mes sœurs : Nawal, Ouardia, Yasmine.

-Ma tante : fatma et ma grand-mère faroudja que dieux la porte dans son vaste paradis.

-Mes oncles, mes cousins et cousines spécialement à Moumouh et Nada que je remercie profondément pour leur soutient et encouragement pour mener à bien mon mémoire.

- Ma binôme fatma et toute sa famille.

- Mes amis : Hocine , Thiziri , Kahina, Sabrina , Akila, Karim.

- A toutes les personnes que j'aime et m'aiment.

-Toute la promotion 2017/2018.

Lila



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs années d'études à :

- *Mes très chers parents pour leur amour, tendresse, dévouement, Leurs soutiens et leurs prières tout au long de mes années d'études
Que Dieu les protège et leur réserve une longue vie Incha Allah.*
- *Ma très chère famille ; mes frères, mes sœurs, mes oncles et mes tantes que je remercie profondément pour leur soutien et encouragement pour mener à bien mon mémoire.*
- *Ma binôme Lila et toute sa famille.*
- *Mes amis : Narimene, Dyhia ,Samia, Sabrina, Thiziri, Salim.*
- *à toutes les personnes que j'aime et qui m'aiment.*
- *Toute la promotion 2017/2018.*

Fatma

SOMMAIRE

	Pages
Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	(1 - 7)
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	(8 - 20)
Chapitre III : Calcul des éléments.	
III.1 : calcul de l'acrotère.....	(21- 28)
III.2 : calcul des plancher.....	(29 - 50)
III.3 : calcul des balcons	(51 - 56)
III.4 : calcul de la salle machine.....	(57 - 65)
III.5 : Calcul des escaliers.....	(66 - 93)
III.6 : Etude de la poutre palière.....	(94 - 103)
Chapitre IV : Modélisation de la structure avec logiciel ETABS.....	(104 - 120)
Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA.....	(121- 136)
Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....	(137 - 149)
Chapitre VII : ferrailage des poteaux.....	(150 - 161)
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.....	(162 - 172)
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....	(173 - 178)
Conclusion	
Bibliographie	

Liste des figures

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.	Pages
Figure I-1 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELU.....	3
Figure I-2 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELS.....	4
Figures I-3 : Diagramme de contraintes-déformations des aciers.(CBA 93 - A.2.2.2).....	6
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
FigureII-1: coupe d'un plancher en corps creux.....	9
Figure II-2 : Coupes verticales dans les poutres.....	11
Figure II-3 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.....	11
Figure II-4 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.....	12
Figure II-5 : Coupe transversale de la dalle pleine.....	12
Figure II-6 : Coupe transversale du mur double cloison.....	13
Figure. II-7 : Coupe horizontale d'un mur de séparation.....	14
Figure II-8 : Coupe transversale de l'acrotère.....	14
Figure II-10 : Coupe du voile en élévation.....	19
Figure II-11: Coupe des voiles en plan.....	19
Chapitre III : Calcul des éléments.	
Figure III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère.....	21
Figure III-1-2 : Schémas statiques et diagrammes des efforts internes.....	23
Figure III-1-3 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	25
Figure III-1-4 schéma de ferrailage de l'acrotère.....	28
Figure III-2-1 : Vue en élévation du treillis soudé (20x20).....	30
Figure III-2-2: Plancher avec poutrelles pré fabriquées.(Disposition des poutrelles).....	30
Figure III-2-3: Dimensionnement de la poutrelle	32
Figure III-2-4 : Diagramme des efforts tranchants.....	37
Figure III-2-5 : Diagramme de moment fléchissant.....	38
Figure III-2-5 : Diagramme des efforts tranchants.....	40
Figure III-2-6 : Diagramme de moment fléchissant.....	40
Figure III-2-7 : Diagramme des efforts.....	41
Figure III-2-8 : Diagramme de moment fléchissant.....	41
Figure III-2-9 : schéma de la section de la poutrelle.....	42
Figure III-2-10: La section de calcul de la poutrelle.....	42
Figure III-2-9 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.....	45
Figure III-2-10 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.....	45
Figure III-2-11 : Ferrailage de plancher.....	50
Figure. III-3-1: Schéma statique.....	51
Figure III-3-2: Ferrailage du balcon.....	56
Figure III-4-1 : Les moments dans les 02sens à l'ELU.....	59
Figure III-4-2 : Les moments dans les 02sens à l'ELS.....	63
Figure III-4-3: Plan de ferrailage de la dalle salle machine.....	65

Figure III-5-1 : Schéma de l'escalier	67
FigureIII-5-2 : Schéma statique d'escalier.....	70
Figure III-5-3 : Schéma statique.....	72
FigIII-5-4 : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU.....	73
Fig. III-5-5 : Section de l'escalier	77
FigureIII-5-6:Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS.....	84
FigureIII-5-7 : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU.....	85
FigureIII-5-8 : Section de l'escalier	90
FigureIII-5-9 : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS.....	95
FigureIII-6-1 :Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant a L'ELU.....	96
FigureIII-6-2 : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant a l'ELS.....	99
FigureIII-6-3 : ferrailage de la poutre palière.....	103

Chapitre IV : modélisation de la structure

Figure IV-1 : Vue en trois dimensions de la structure.....	121
--	-----

Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA.

Figure V-1:Condition sur la forme et les décrochements en plan.(RPA99/Paragraphe3.5)...	123
Figure V-2 : Condition sur les décrochements en élévation.(RPA99/Paragraphe3.5).....	124

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.

Figure VIII-1-: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	66
(RPA99modifié2003/Article7.7.4.1).....	170

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.

Figure IX-1 : Schéma de la semelle isolée.....	174
Figure IX-2 : Diagramme des contraintes	182
Figure IX-3: Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	183
FigureIX-4 : Schéma statique du débord.....	189
Figure IX-5 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l' ELU au sens X-X.....	191
Figure IX-6 : Diagrammes des efforts tranchants aux KN à l'ELU au sens X-X.....	191
Figure IX-7 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l'ELS au sens X-X.....	192
Figure IX-8 : Diagrammes des efforts tranchants aux KN à l'ELS au sens X-X.....	192
Figure IX-9 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l' ELU au sens Y-Y.....	193
Figure IX-10 : Diagrammes des efforts tranchants aux KN à l'ELU au sens Y-Y.....	194
Figure IX.11 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l'ELS au sens Y-Y.....	194
Figure IX-12 : Diagrammes des efforts tranchant aux KN à l'ELS au sens Y-Y.....	195

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

Pages

Tableau I-1 : Les caractéristiques des aciers employés.....5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Tableau II-1 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse.....11

Tableau II-2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.....12

Tableau II-3 : valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).....12

Tableau II-4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).....13

Tableau II-5 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur).....13

Tableau II-6: Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.....16

Tableau II-7 : Les sections minimales aux différents niveaux du poteau C2.....17

Chapitre III : Calcul des éléments.

Tableau III-2-1 : valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.....37

Tableau III-5-1: Les charges permanente et surcharges de la paillasse.....69

Tableau III-5-2 : Les charges permanentes et surcharges du palier..... 69

Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA.

Tableau V-1 : périodes et participations massiques.....125

Tableau V-2 : Les valeurs du coefficient d'accélération de zone.....126

Tableau V-3 : Les valeurs de la période caractéristique.....126

Tableau V-4 : valeurs de ξ (%) (RPA99/modifié 2003 Art 4.2).....127

Tableau V-5: Les pénalités pour le facteur de qualité.....127

Tableau V-6 : Calcul de la force sismique à la base.....129

Tableau V-7 : vérification de l'effort tranchant à la base.....130

Tableau V-8 : Vérification des déplacements dans le sens X-X.....131

Tableau V-9 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.....131

Tableau V-10: Vérification de l'effet $P-\Delta$132

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.

Tableau VI-1 : Calcul du ferrailage des poutres principales en travée.....141

Tableau VI-2 : Calcul du ferrailage des poutres principales aux appuis.....142

Tableau VI-3 : Calcul du ferrailage des poutres secondaires en travée.....143

Tableau VI-4 : Calcul du ferrailage des poutres secondaires aux appuis.....	144
---	-----

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux.

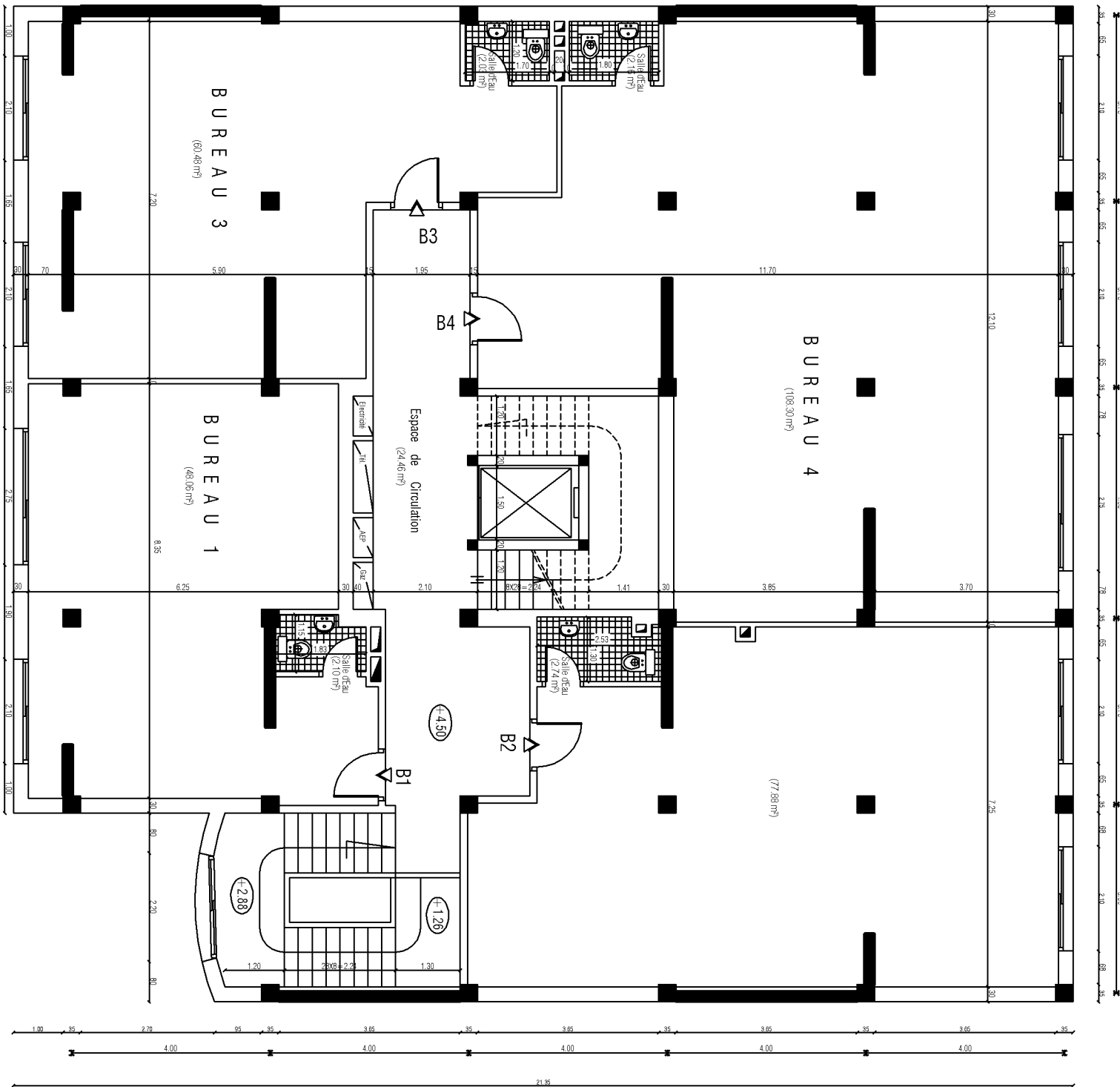
Tableau VII.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	150
Tableau VII-1 : Ferrailage des poteaux.....	155
Tableau VII-2 : vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers.....	160
Tableau VII-3 : vérification de la condition de non fragilité.....	161

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles.

Tableau VIII-1 : Ferrailage des voiles sens Y-Y.....	170
Tableau VIII-2 : Ferrailage des voiles sens X-X (L=1.20m).....	171
Tableau VIII-3: Ferrailage des voiles sens X-X (L=2.20m).....	172

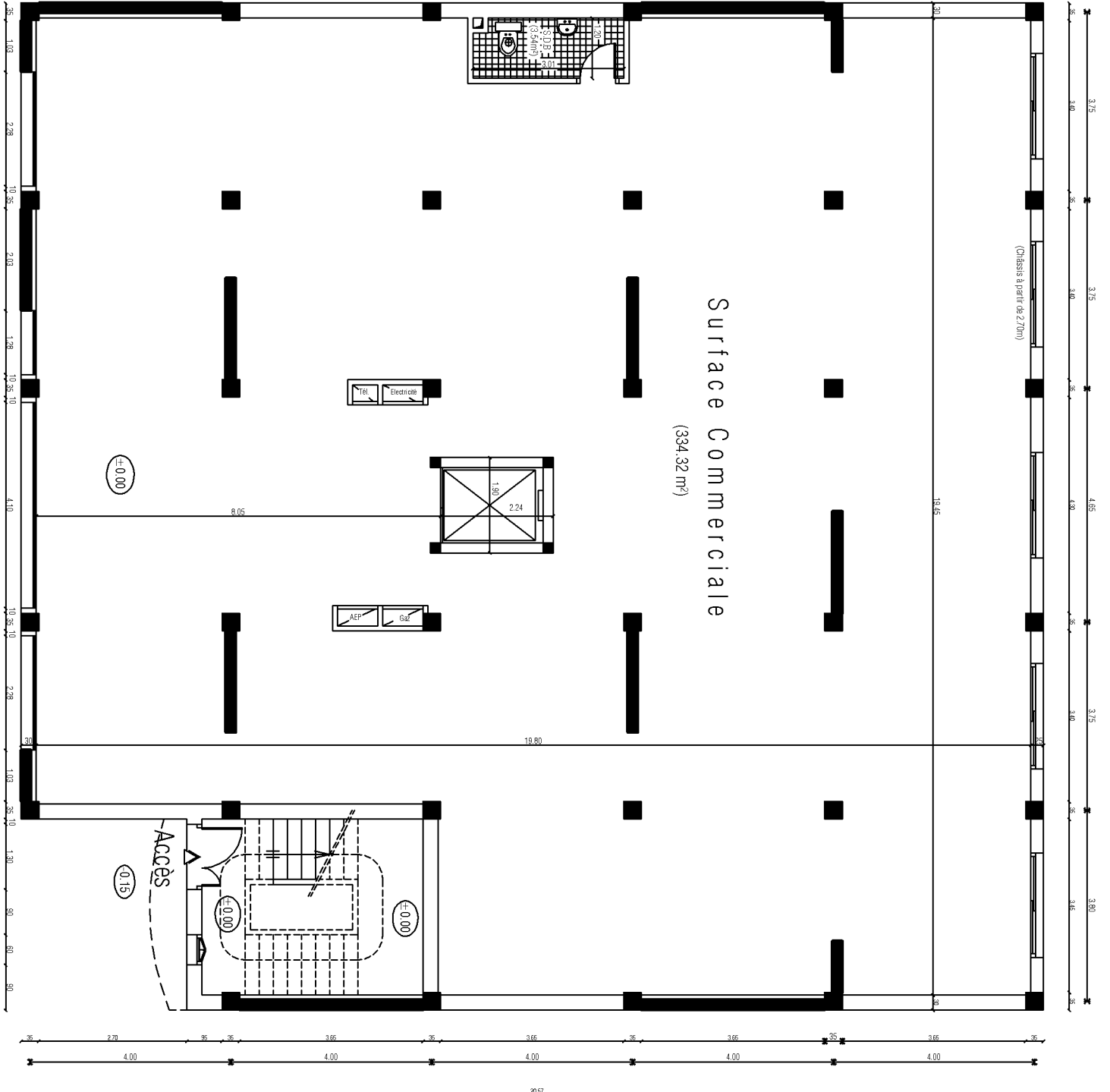
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.

Tableau IX-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	175
Tableau IX-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	175
Tableau IX-3 : Résultante des charges sous poteaux.....	176
Tableau IX-4: contrainte dans le béton.....	188
Tableau X-5 : contrainte dans le béton.....	198



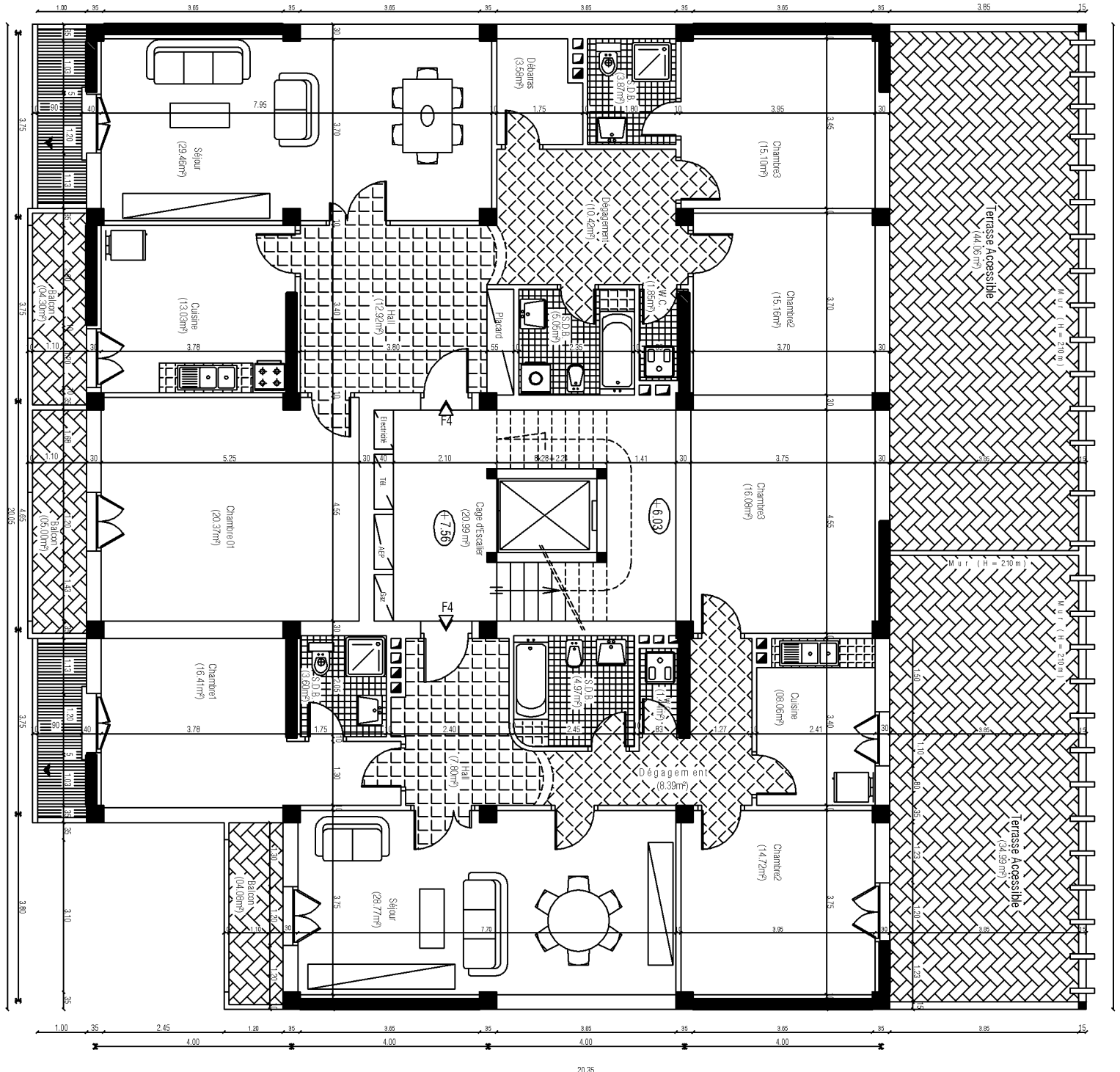
PLAN 1er ETAGE (Services)

Echelle: 1/100



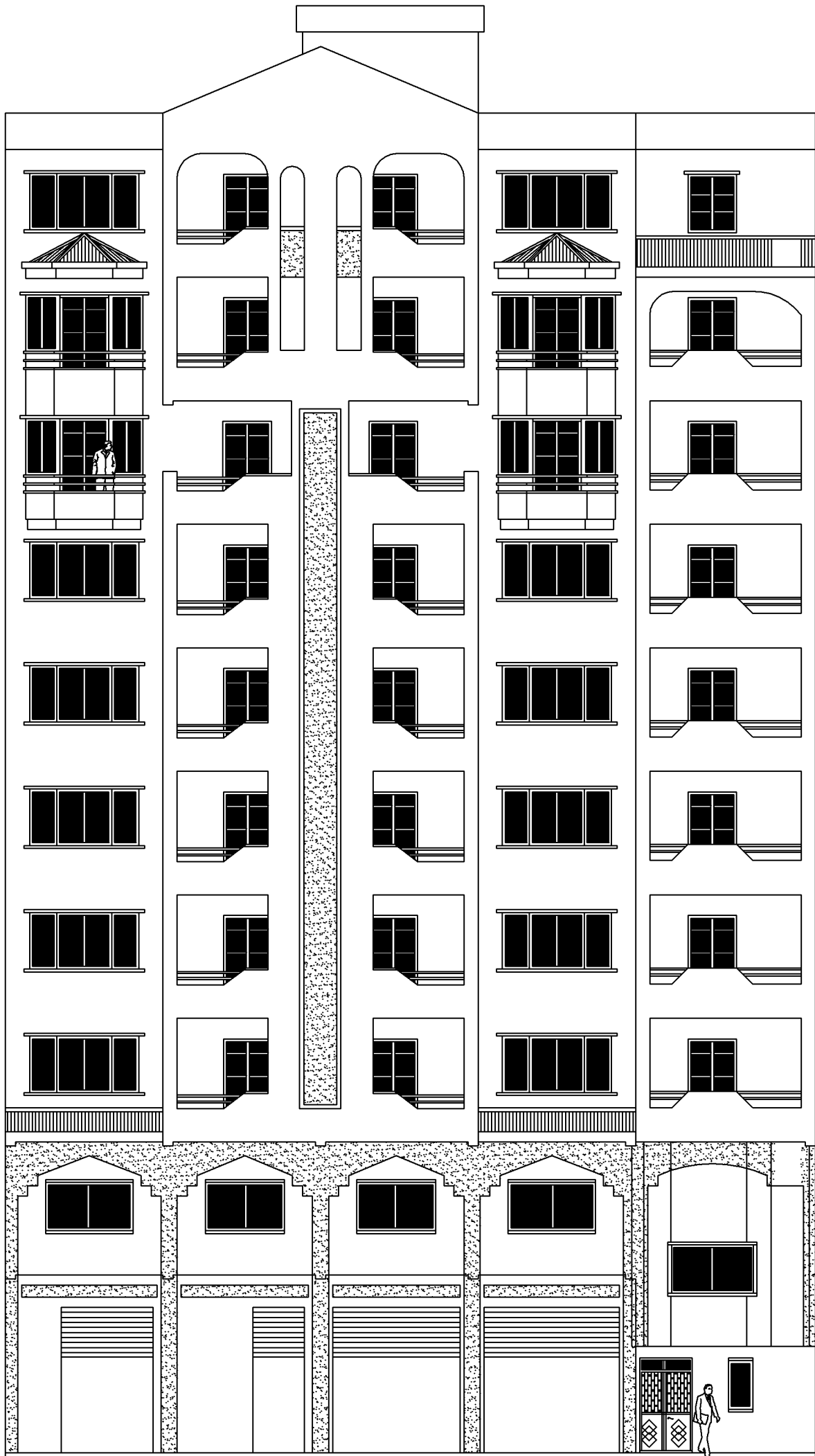
PLAN DU R.D.C. (Commerces)

Echelle: 1/100



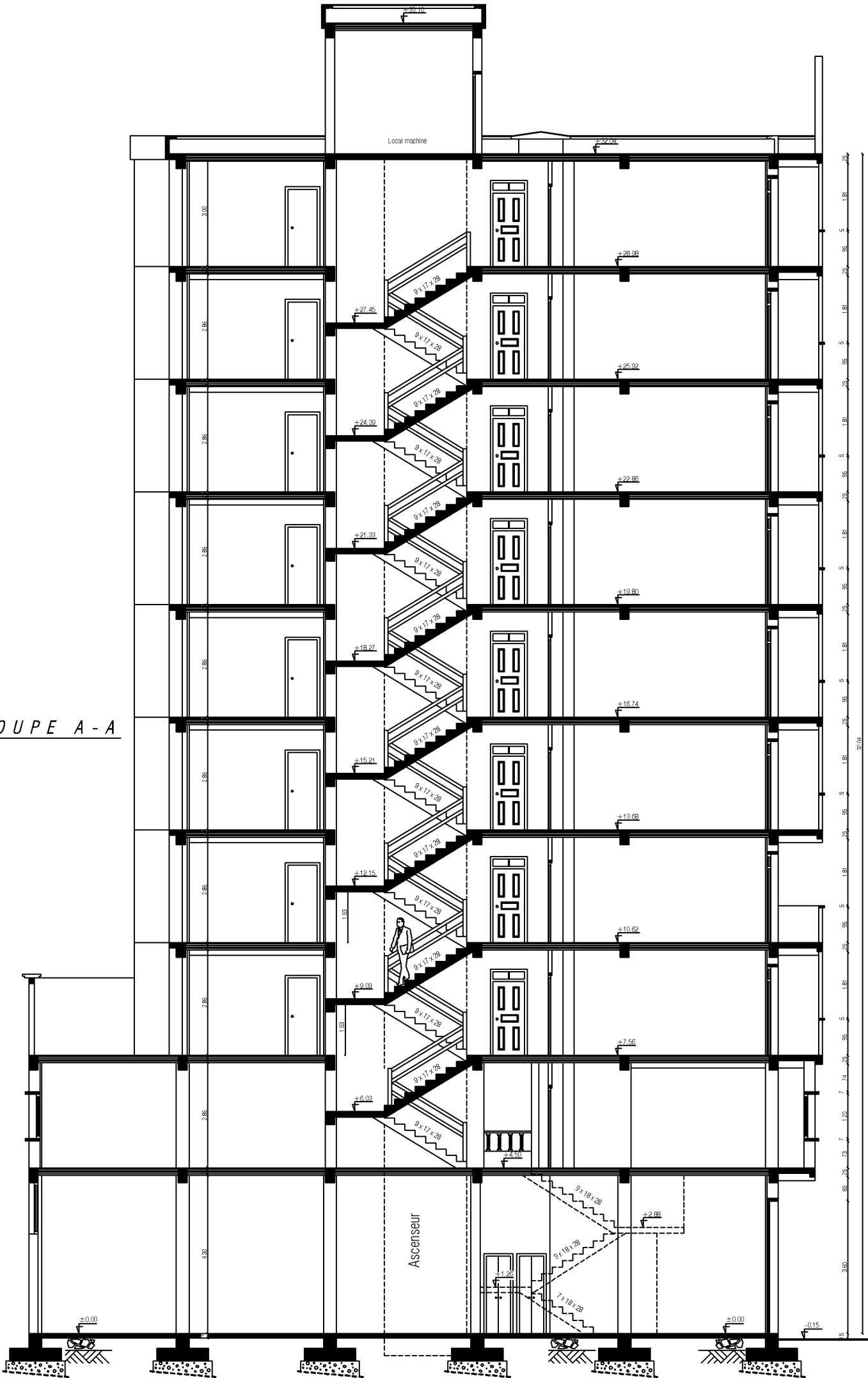
PLAN DU NIVEAU + 7.56 (logements)

Echelle: 1/100



FACADĂ PRINCIPALĂ

COUPE A-A



Introduction

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructure urbaine dont ils assurent la gestion afin de répondre au besoin de la société, tout en assurant la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le cout .

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi pratiquement aux mêmes causes, pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, a savoirs le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du béton aux états limites (BAEL91 modifié 99) et beaucoup d'autres documents techniques (DTU, DTR, CBA92...) .C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

On a commencé par la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés notamment l'acier et le béton. Par la suite on a calculé les différents éléments (acrotère, escaliers, planchers, ...) après avoir défini leurs différentes sections, charges et surcharges.

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

Après avoir suivis les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation et vérification des résultats obtenus qui nous permettrons par la suite de procéder aux ferraillages de la structure.

Dans le dernier chapitre, on s'intéressera à l'étude de l'infrastructure. Enfin on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I-1)-Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+9) à usage d'habitation et commercial, à ossature mixte. Cet ouvrage est composé :

- D'un RDC à usage commercial.
- D'un étage à usage de service.
- De huit étages à usage d'habitation.

L'ouvrage sera implanté à la nouvelle ville de Tizi-Ouzou, classée selon le RPA 99 modifié en 2003 (DTR-B.C.2.48) dans la zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I-2)-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale : 32.04 m.
- La hauteur du RDC : 4.50 m.
- La hauteur d'étage courant : 3.06 m.
- La longueur totale : 20.35 m.
- La largeur totale : 20.05m.
- La hauteur de l'acrotère 0.60m.

I-3)-Eléments de l'ouvrage :**A. Ossature :**

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte, composé de :

- Poteaux et poutres, formant un système de portiques dans les deux sens transversale et longitudinale, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Des voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, constituent un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

B. Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

1) plancher en corps creux :

Les planchers assurent deux fonctions principales :

1-1) Fonction de résistance mécanique : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

1-2) Fonction d'isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression.

Le plancher terrasse (inaccessible) ayant un complexe d'étanchéité et le béton en forme de pente (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

2) dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé son prévue en niveau des balcons et de la salle machine.

C. Remplissage : On distingue deux types :

- **Murs de façade** : seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées pour une lame d'air de 5 cm.
- **Murs de séparation intérieurs** : seront réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm.

D. Revêtement :

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalier enduit ciment.
- Mur intérieure +plafond enduit plâtre.
- Salle d'eau +cuisine céramique.
- Locaux de service enduit en ciment lissé
- Espace habitable dalle de sol +seuil en marbre.

E. les escaliers :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment .un escaliers contient également des paliers de pose.

F. Cage d'ascenseur :

Le bloc comporte aussi une cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place.

G. système de coffrage :

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

I-4)-Caractéristiques mécaniques des matériaux:

1) Béton :

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m³ de ciment CPA 325.Quant à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

Dans les cas courants pour 1m³ de béton armé :

- Granulats :-Sable-----380 à 450 cm³ (Dg ≤ 5mm).
- Gravillons-----750 à 850 cm³ (Dg ≤ 25mm).
- Ciment-----300 à 400 Kg.
- Eau-----150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{eau}{ciment} = \frac{E}{C} = 0.5$

1-1) Résistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistance :

a. Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise notée f_{c28} , cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32cm, écrasées en compression centrée.

On peut estimer la résistance à l'âge de « j »jours notée f_{cj} .

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,98j} f_{c28} \rightarrow \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.2.1.11)}$$

Dans notre calcul on prend : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b=1,15$ pour les situations accidentelles (séisme).
- $\gamma_b=1,5$ pour les situations durables (ELU).

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

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

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

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

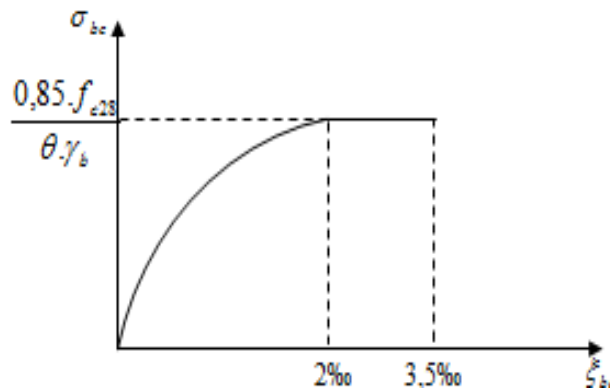


Figure I-1 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELU.

Le béton qu'on utilise dans la réalisation de notre ouvrage a donc pour contrainte limite à la compression à l'ELU, la valeur : $\bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ inférieure à 60MPa.

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

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

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

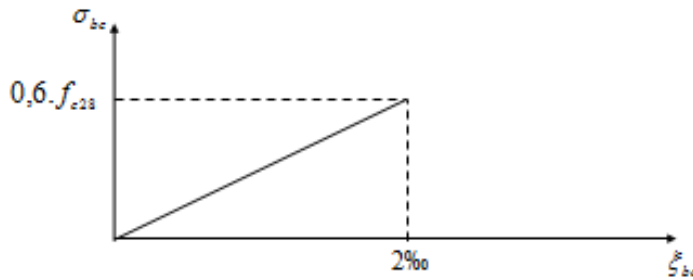


Figure I-2 : Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELS.

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

d. Résistance caractéristique à la traction:

La résistance à la traction du béton à j jours (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \rightarrow \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Art A.1.2.1.2)}$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25)$ D'où : $f_{t28} = 2,1MPa$

e. Module de déformation longitudinale du béton :

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 :

1) Module d'élasticité instantané:

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{-----pour } f_{c28} \leq 60MPa \quad (\text{art A-2.1. 21 BAEL 91})$$

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

2) Module d'élasticité différé:

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

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{-----pour } f_{c28} \leq 60MPa \quad (\text{art A -2.1.22 BAEL 91})$$

D'où: pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ----- $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

3) Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Avec: } G = 13400MPa.$$

E : Module de Young,
 ν: Coefficient de Poisson.

4) Coefficient de poisson :(Art A.2.1.3 BAEL91)

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

- $\nu = 0.2$ béton non fissuré (ELS)
- $\nu = 0$ béton fissuré (ELU)

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

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

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

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

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

g. Le dosage :

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

2) Les aciers :

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

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

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I-1 : Les caractéristiques des aciers employés.

• **Le module d'élasticité longitudinal (module de YOUNG) :**

$E_s = 200000$ MPa..... (BAEL 91 /Art A.2.2, 1).

• **Les contraintes limites de l'acier :**

➤ **A l'état limite ultime (ELU) :**

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Pour les situations durables.
- $\gamma_s = 1,00 \rightarrow$ Pour les situations accidentelles.

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

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

- Fissuration peu nuisible : il n'y a aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries.

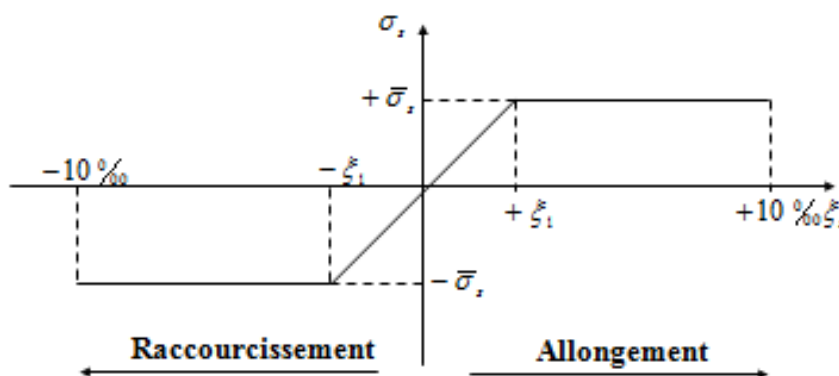
$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} \dots\dots \text{(BAEL91 / Art A.4.5, 34)}$$

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

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

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

- $\eta = 1$: Pour les aciers doux (RL).
- $\eta = 1,6$: Pour les aciers à haute adhérence (HA).
- $\eta = 1,3$: Pour les treilles soudés (T.S).



Figures I-3 : Diagramme de contraintes-déformations des aciers. (CBA 93 - A.2.2.2).

3) Protection des armatures : [Art A.7.2,4 /BAEL91] :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et 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 suivantes :

- $C \geq 5$ cm pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm.....pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux et canalisation).
- $C \geq 2$ cm.....pour les éléments situés dans les locaux non couverts soumis à la condensation
- $C \geq 1$ cm..... pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

Introduction :

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

II- Pré-dimensionnement des éléments :**II-1)- Les planchers :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils assurent deux fonctions essentielles.

- ✓ **Une fonction de résistance mécanique** ; qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- ✓ **Une fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité** ; qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.
- **Plancher à corps creux :**

Il s'agit de plancher, constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriqués servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 6 cm d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place, armée par un treillis soudé de nuance (FE520) dont les mailles ne dépassants pas :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

-30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants.

Pour remplir ses taches, le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son Poids propres et les surcharge d'exploitations ; pour cela sa hauteur est donné par les formules suivantes : (**Art B 64.24/BAEL91 modifié 99**)

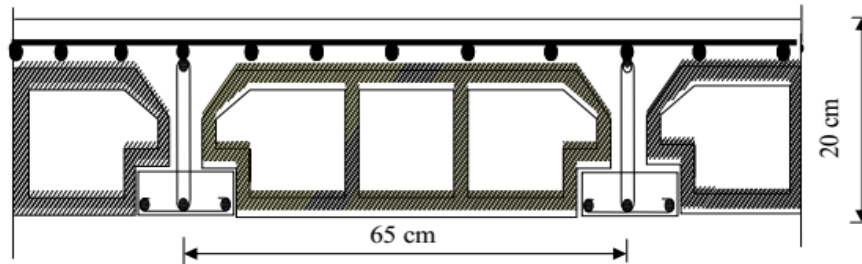
$$\frac{h_t}{L_{max}} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

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

Dans notre cas : $L_{max} = 400 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{400}{22,5} = 17,78 \text{ cm}$

Soit : $h_t = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$

Conclusion : On optera pour un plancher une épaisseur de $h_t = (16+4)$ cm, soit :
 16cm : épaisseur du corps creux
 4cm : épaisseur de dalle de compression
 Il sera valable pour tous les planchers.



FigureII-1: coupe d'un plancher en corps creux.

II.2. Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).
 On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

h_t : hauteur comprise entre $\frac{l_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{max}}{10}$ (Art A. 4. 14 BAEL 91)

b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.

L_{max} : portée libre de la poutre.

Par ailleurs, le RPA exige pour une zone IIa :

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

II.2.1. poutres principales :

La hauteur: $430/15 \leq h_t \leq 430/10$
 $28,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 43 \text{ cm}$ } On prend : **$h_t = 40$ cm**

La largeur : $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$
 $16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$ } On prend : **$b = 30$ cm.**

❖ Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5,1):

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \rightarrow$ Condition vérifiée

II.2.2. Poutres secondaires :

La hauteur: $365/15 \leq ht \leq 365/10$
 $24,33 \text{ cm} \leq ht \leq 36,5 \text{ cm}$ } On prend : **ht = 35cm**

La largeur : $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$
 $14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$ } On prend : **b = 30 cm.**

❖ Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5,1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

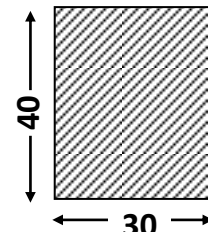
Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

• **Les poutres principales :**

La hauteur (h_{pp}): 40cm

La largeur (b_{pp}): 30cm

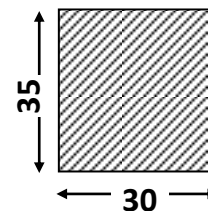


Poutres principales

• **Les poutres secondaires :**

La hauteur (h_{ps}): 35cm

La largeur (b_{ps}): 30cm



Poutres secondaires

Figure II-2 : Coupes verticales dans les poutres.

II-3 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS, en compression simple, en supposant que le béton seul reprend l'effort normal.

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

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91)}$$

N_s : L'effort normal de compression agissant sur le poteau le plus sollicité ; il sera déterminé par la descente de charges.

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible à la compression du béton à l'ELS.

B : La section du poteau le plus sollicité.

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

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

II-3-1 Détermination des charges et surcharges :

A. Charges permanentes

➤ Plancher terrasse :(inaccessible) :

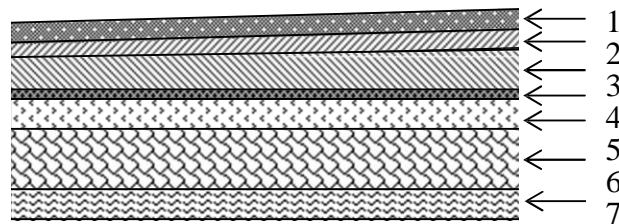


Figure II-3 :Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravier roulé	5	1.00
2. Etanchéité multicouches	2	0.12
3. Béton en forme de pente	7	1.54
4. pare vapeur (feuille polyane)	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	4	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		Gt = 5.83KN/ m².

Tableau II-1 : Valeur de la charge permanente Gt du plancher terrasse.

➤ Plancher d'étage courant :

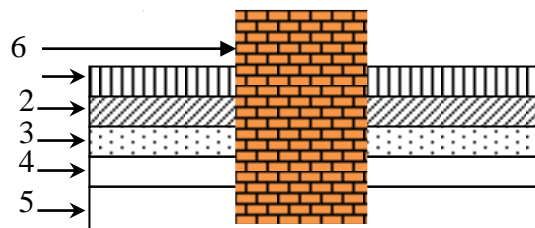


Figure II-4 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.60
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	2	0.20
6. Cloison	10	0.90
		Gt = 5.56

Tableau II-2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.

➤ Dalle pleine (balcon):

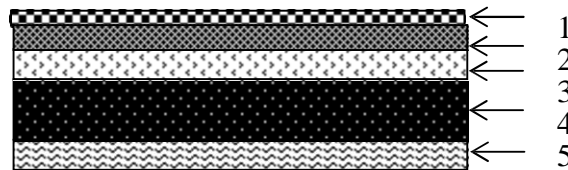


Figure II-5 : Coupe transversale de la dalle pleine

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.44
2. Mortier de pose	3	0.44
3. Couche de sable	2	0.36
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Mortier de ciment	1,5	0.33
		Gt = 5.32

Tableau II-3 : valeur de la charge de le dalle pleine (balcon).

a. Les murs :

❖ Mur extérieur :

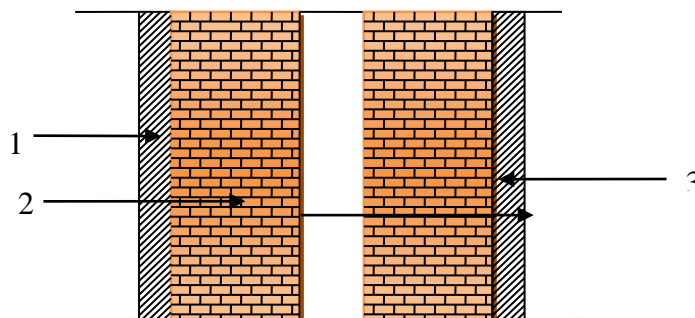


Figure II-6 : Coupe transversale du mur double cloison

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	2	0.36
2. Brique creuse	2x10	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. Lambe d'air	5	/
		Gt = 2.36

Tableau II-4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

❖ Mur intérieur :

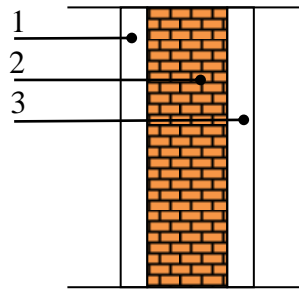


Figure. II-7 : Coupe horizontale d'un mur de séparation.

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2x2	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	0.9
		Gt = 1.3

Tableau II-5 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

e) L'acrotère :

1. Calcul de son poids propre

$$G = \left[(0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left(0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] \times 25$$

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

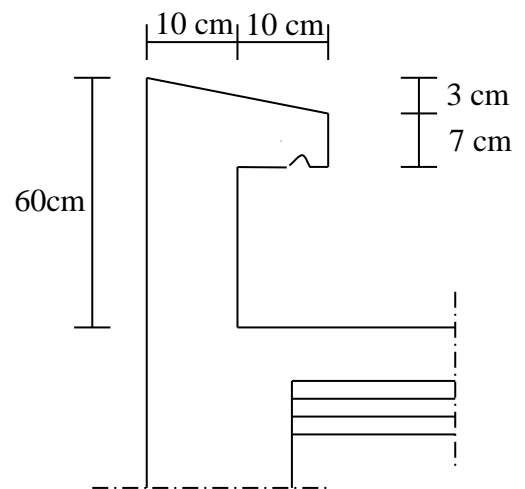


Figure II-8 : Coupe transversale de l'acrotère

B. Les surcharges d'exploitation:

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

- Plancher terrasse Q = 1,00 KN/m²
- Plancher étage courant : à usage d'habitation Q = 1,50 KN/m²
- Plancher étage de service..... Q = 2,50 KN/m²
- L'acrotère..... Q = 1,00 KN/ml
- L'escalier..... Q = 2,50 KN/m²
- Balcons..... Q = 3,50 KN/m²

C. Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est « C2 »

1) Surface d'influence :

$$S = (1,725 \times 1,85) \times 2 + (2,175 \times 1,85) \times 2 = 14,43 \text{ m}^2$$

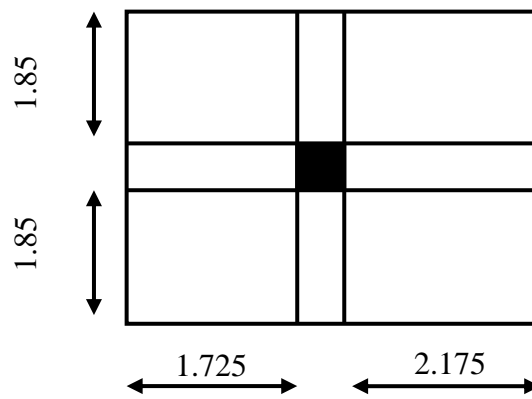


Figure II-9 : Surface d'influence du poteau C-2

2) Charge permanente :**Charge permanente revenant à chaque plancher :**

- Plancher terrasse : Gt = 5,83 KN/m².
- Plancher étage courant : Gt = 5,56 KN/m².
- Plancher RDC : Gt = 5,56 KN/m².

Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher P = G X S.

- **Plancher terrasse :**
P = 5,83 x 14,43 = 84.13KN.
- **Plancher étage courant :**
P = 5,56 x 14,43 = 80.23 KN.

Poids propre revenant à chaque poutre :

- **Poutres principales :**
P = [(1,725 x 0,40 x 0,30) + (2,175 x 0,40 x 0,30)] = 11,7 KN.
- **Poutres secondaires :**
P = ((1,85 x 0,35 x 0,30) x 2 x 25) = 9,71 KN.

D'où le poids totale : $P = 11,7+9,71$

Ce qui donne : $P = 21,41 \text{ KN}$.

3) Surcharge d'exploitation :

La surface d'influence : $S_0 = (4,65 \times 4) - (0,3)^2 = 18,51 \text{ m}^2$

- plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times (4,65 \times 4) = 18,60 \text{ KN}$.
- plancher d'étage de service $Q_1 = 2,50 \times 18,51 = 46,27 \text{ KN}$.
- plancher d'étage courant $Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 18,51 = 27,76 \text{ KN}$.

II-3-2 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

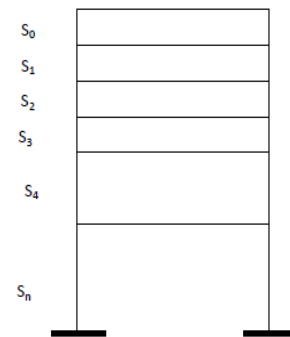
- **Définition de la descente de charge:**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

- **Principe de calcul:**

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de Structure niveau par niveau avec le sens de portée de la charpente et des planchers, les balcons, les poteaux, les poutres, etc... Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton).



Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation.

Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i ($i = 1$ à 11)

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Coefficients de dégression des surcharges

$$\Sigma 0 = S_0$$

$$\Sigma 1 = S_0 + S_1$$

$$\Sigma 2 = S_0 + 0,95 (S_1 + S_2)$$

$$\Sigma 3 = S_0 + 0,90 (S_1 + S_2 + S_3)$$

$$\Sigma 4 = S_0 + 0,85 (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \quad \text{pour } n \geq 5$$

$$\Sigma n = S_0 + [(3 + n) / 2n].$$

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66

Tableau II-6: Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.

➤ Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 18,6 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 18,6 + 27,76 = 46,36 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 18,6 + 0,95(2 \times 27,76) = 71,34 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18,6 + 0,90(3 \times 27,76) = 93,55 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18,6 + 0,85(4 \times 27,76) = 112,98 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18,6 + 0,80(5 \times 27,76) = 129,64 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18,6 + 0,75(6 \times 27,76) = 143,52 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 18,6 + 0,71(7 \times 27,76) = 156,57 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 18,6 + 0,68(8 \times 27,76) = 169,61 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 18,6 + 0,66(8 \times 27,76 + 46,27) = 195,71 \text{ KN}$$

Niv	Charges permanents KN					Charges d'exploitation KN		Efforts normaux N=G _c +Q _c	Section des poteaux cm ²	
	G plancher	G poteau	G Poutre	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}		S =N/σ _{bc}	S adoptées
9	84,13	8,55	21,41	114,09	114,09	18,6	18,6	132,69	88,46	30X30
8	80,23	5,98	21,41	107,62	221,71	27,76	46,36	268,07	178,71	30X30
7	80,23	5,98	21,41	107,62	329,33	27,76	71,34	400,67	267,11	35x35
6	80,23	5,98	21,41	107,62	436,95	27,76	93,55	530,5	353,67	35X35
5	80,23	5,98	21,41	107,62	544,57	27,76	112,98	657,55	438,36	35X35
4	80,23	5,98	21,41	107,62	652,19	27,76	129,64	781,83	521,22	40x40
3	80,23	5,98	21,41	107,62	759,81	27,76	143,52	903,33	602,22	40X40
2	80,23	5,98	21,41	107,62	867,43	27,76	156,57	1024	682,67	40X40
1	80,23	5,98	21,41	107,62	975,05	46,27	169,61	1144,66	763,10	45x45
RDC	80,23	9,22	21,41	110,86	1085,91	27,76	195,71	1281,62	854,41	45X45

Tableau II-7 : Les sections minimales aux différents niveaux du poteau C2.

❖ **Vérifications relatives aux exigences du RPA:(Art 7. 4 .1du RPA99)**

- Pour le RDC et 1^{er} étage:

Min (b ;h)= 45≥25cm Condition vérifiée.

Min (b ;h) =45≥ h_e /20=450/20=22,5cmCondition vérifiée.

1/4<b/h<4.....Condition vérifiée.

- Pour l'étage 2,3,4 :

Min (b ;h)= 40≥25cm Condition vérifiée.

Min (b ;h) =40≥ h_e /20=306/20=15,30cm Condition vérifiée.

1/4<b/h<4.....Condition vérifiée.

- Pour l'étage 5,6,7 :

Min (b ;h)= 35≥25cm Condition vérifiée.

Min (b ;h) =35≥ h_e /20=306/20=15,30cm Condition vérifiée.

1/4<b/h<4.....Condition vérifiée.

- Pour l'étage 8,9:

Min (b ;h)= 30≥25cm Condition vérifiée.

Min (b ;h) =30≥ h_e /20=306/20=15,30cm Condition vérifiée.

1/4<b/h<4.....Condition vérifiée.

❖ **Vérification des poteaux au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivant :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

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

S : Section transversale du Poteau ($B=a \times b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = 2,42 l_0 / b$

- Poteaux du RDC et du 1^{er} étage :

$$\left. \begin{aligned} l_0 &= 450 - 40 = 410 \\ l_f &= 0,7 l_0 = 0,7 \times 410 = 2,87 \text{ m} \\ I &= bh^3 / 12 = 0,45^4 / 12 = 3,417 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ B &= 0,45^2 = 0,2025 \text{ m}^2 \\ i &= (3,417 \times 10^{-3} / 0,2025)^{1/2} = 0,129 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda = 2,87 / 0,129 = 22,24 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Poteaux du 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étages :

$$\left. \begin{aligned} l_0 &= 306 - 40 = 266 \\ l_f &= 0,7 l_0 = 0,7 \times 266 = 1,862 \text{ m} \\ I &= bh^3 / 12 = 0,40^4 / 12 = 2,134 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ B &= 0,4^2 = 0,16 \text{ m}^2 \\ i &= (2,134 \times 10^{-3} / 0,16)^{1/2} = 0,115 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda = 1,862 / 0,115 = 16,19 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Poteaux d'étage courant (5,6,7) :

$$\left. \begin{aligned} l_0 &= 306 - 40 = 266 \\ l_f &= 0,7 l_0 = 0,7 \times 266 = 1,862 \text{ m} \\ I &= 0,35^4 / 12 = 1,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ B &= 0,35^2 = 0,1225 \text{ m}^2 \\ i &= 0,1 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda = 1,862 / 0,1 = 18,62 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Poteaux d'étage courant (8,9) :

$$\left. \begin{aligned} l_0 &= 306 - 40 = 266 \\ l_f &= 0,7 l_0 = 0,7 \times 266 = 1,862 \text{ m} \\ I &= 0,30^4 / 12 = 0,675 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ B &= 0,30^2 = 0,09 \text{ m}^2 \\ i &= 0,0866 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda = 1,862 / 0,0866 = 21,50 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

II-4) Les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

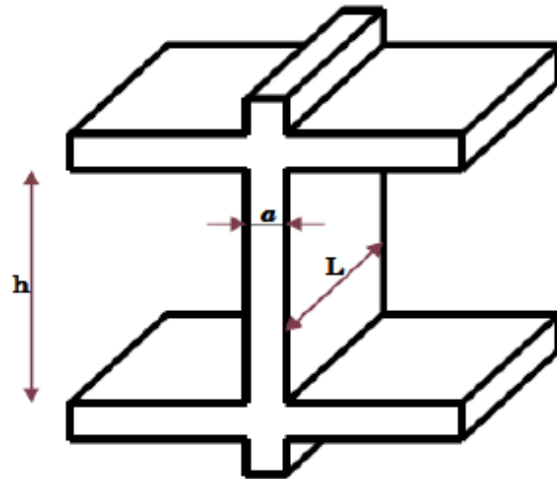
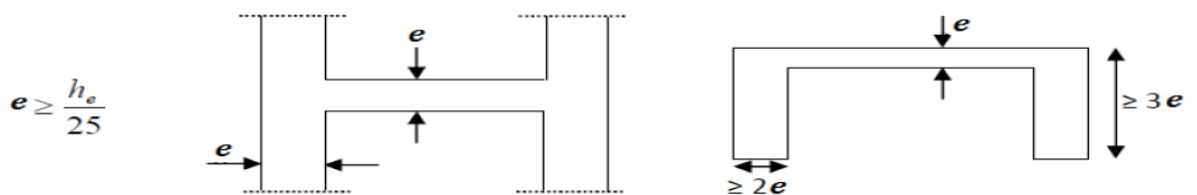


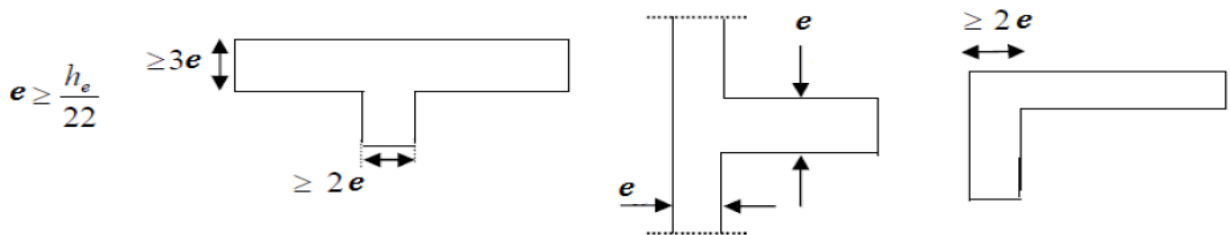
Figure II-10 : Coupe du voile en élévation.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités :

1^{er} cas :



• **2^{ème} cas :**



• **3^{ème} cas :**



Figure II-11: Coupe des voiles en plan

Dans notre cas :

$$e_{\max} \geq \frac{h_e}{20}$$

$h_e = h_{e \max} = \text{hauteur du RDC} = 4.50 - 0.40 = 4.10 \text{ m}$

$$\text{Donc : } e_{\max} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{410}{20} = 20.5 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur : **$e = 25 \text{ cm}$** .

❖ **Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (**ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.**

$$L_{\min} \geq 4 \times e \Rightarrow L_{\min} \geq 4(0.25) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

L'ouvrage est implanté à Tizi Ouzou zone de moyenne sismicité (IIa).

$$e = 25 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

Introduction :

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour des éléments non structuraux secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA**.

III-1)- Calcul de l'acrotère:

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à un effort G vertical dû à son poids propre, et un effort Q horizontal dû à la main courante, qui provoque un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée à l'ELU, pour une bande de (1m) de largeur, et les vérifications sont à l'ELS.

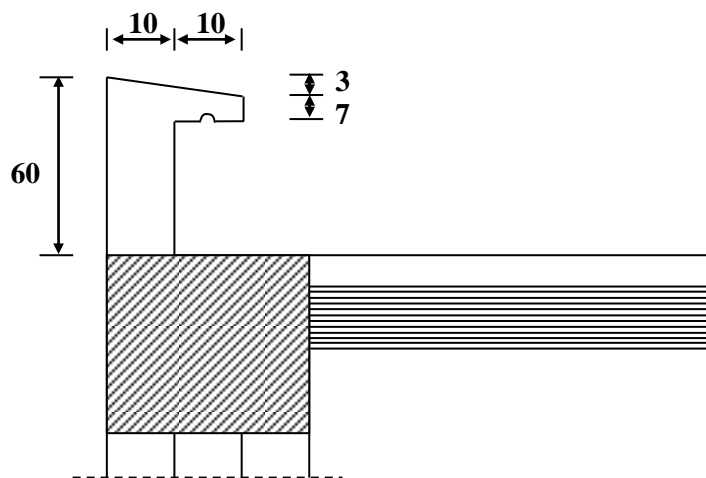


Figure III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III-1-1 Détermination des charges et des surcharges (KN/ml) :**A. Charges permanentes:**

Poids propre :

$$G_{\text{acrotère}} = S \cdot \gamma_b$$

$$S = \left[(0,50 \times 0,10) + (0,07 \times 0,20) + \left(\frac{1}{2} \times 0,20 \times 0,03 \right) \right] = 0,067 \text{ m}^2.$$

S : La section transversale d l'acrotère.

γ_b : Le poids volumique du béton armé.

Donc : $G_{\text{acrotère}} = 0,067 \times 25 \times 1 = 1,675 \text{ KN / ml}$

B. Surcharges dues à la main courante: $Q_{\text{acrotère}} = 1 \text{ KN / ml}$.

III-1-2 Calcul des sollicitations:

- **L'effort normal** : dû au poids propre.

$$N_G = G_{acrotère} \times 1ml = 1,675 \times 1 = 1,675 \text{ KN}$$

- **L'effort tranchant** : dû à l'effet de la surcharge (Q) :

$$T_Q = Q \times 1ml = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant** : dû aussi à la surcharge (Q) :

$$M_Q = Q \times h \times 1ml = 1 \times 0,60 \times 1 = 0,60 \text{ KN.m}$$

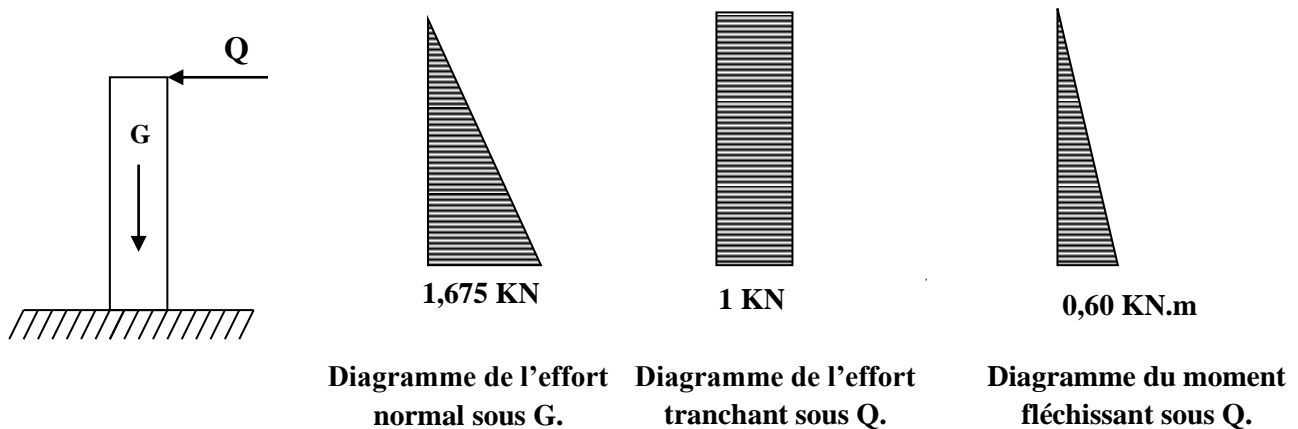
III-1-3 Schémas statiques et diagrammes des efforts internes :

Figure III-1-2 : Schémas statiques et diagrammes des efforts internes.

III-1-4 Combinaisons de charges :

➤ **A'ELU :**

La combinaison de charges à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

Effort normal: $N_u = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN}$.

L'effort tranchant : $T_u = 1,5 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN.m}$.

➤ **A'ELS :**

La combinaison de charges à considérer dans ce cas est : $G+Q$.

L'effort normal : $N_s = 1,675 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $T_s = 1 \text{ KN}$

Le moment fléchissant : $M_s = 0,60 \text{ KN.m}$

III-1-5 Calculs des armatures à l'ELU:

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

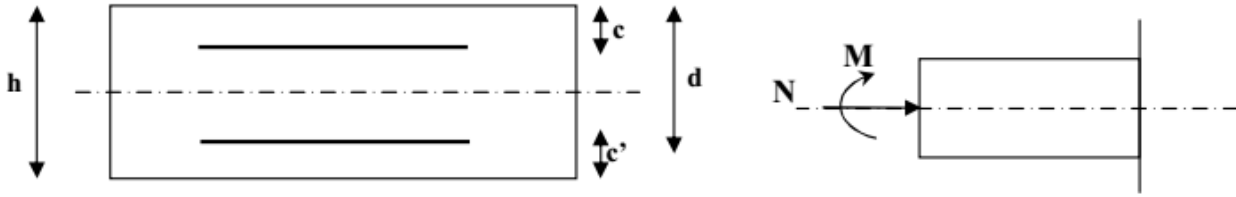


Figure III-1-3 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile.

(c et c') la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême de béton (Enrobage).

❖ **Position de centre de pression à l'ELU :**

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,261} = 0,398 \text{ m} = 40 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c &= \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c \right)$$

➤ Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion composée, en suivant les étapes présentées ci-dessous :

❖ **Calcul du moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left[d - \frac{h}{2} \right]$$

$d - \frac{h}{2} = y$: La distance entre le CDG de la section du béton et le CDG de celle des armatures tendues.

A.N : $M_{uf} = 0,90 + 2,261 \left[0,08 - \frac{0,10}{2} \right] = 0,968 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des armatures fictives :**

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,968 \times 10^6}{100 \times 10 \times 80^2 \times 14,2} = 0,01065$$

$\mu_u = 0,01065 < \mu_l = 0,392$: La section est simplement armée (Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires).

$\mu_u = 0,01065 \longrightarrow \beta_u = 0,995$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_u \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

A.N :
$$A_f = \frac{0,968 \times 10^2}{0,995 \times 8 \times 34,8} = 0,35 \text{ cm}^2$$

On opte pour le choix de barres : 4HA8 soit $2,01 \text{ cm}^2$.

❖ **Calcul des armatures réelles :**

$$\begin{aligned} A &= A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,261 \times 10^3}{348 \times 10^2} \\ &= 0,285 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{aligned}$$

On opte pour le choix de barres : 4HA8 soit $2,01 \text{ cm}^2$.

❖ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On opte pour le choix de barres : 4HA8 soit $2,01 \text{ cm}^2$.

4HA8 réparties sur 60cm de hauteur, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-1-6 Vérifications à l'ELU :

➤ **La condition de non fragilité (BAEL 91/Art 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{0,675} = 0,358 \text{ cm}$$

Donc :
$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{358 - 0,445 \times 8}{358 - 0,185 \times 8} = 0,96 \text{ cm}^2$$

On a : $A_u = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91) :**

On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

On a :
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; \quad T_u = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 10 \times 80} = 0,019 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91) :**

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, $\Rightarrow \psi_s = 1,5$: pour les barres à haute adhérence.

$\Rightarrow \psi_s = 1,0$: pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi \quad ; \quad n : \text{Le nombre de barres.}$$

A.N : $\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 10,05 \times 10} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1 \times 2,1 = 2,10 \text{ MPa} > 0,207 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'ancrage des barres :**

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1^2 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa.}$$

A.N : $L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 1,26} = 63,49 \text{ cm}$

Soit : $L_s = 65 \text{ cm}$

$$L_a = 0,4 \cdot L_{se} = 0,4 \times 65 = 26 \text{ cm}$$

On prend : $L_a = 26 \text{ cm}$

➤ **Vérification des espacements des barres :**

• **Les armatures transversales :**

$$esp_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$esp_t \leq \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

On prend : $esp_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

• **Les armatures de montage :**

$$esp \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$esp \leq \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

On prend : $esp = 33 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$

Conclusion : Les conditions de l'espacement sont vérifiées.

III-1-7 Vérifications à l'ELS:

Les sollicitations à considérer pour l'état limite de service sont :

$$\text{L'effort normal : } N_{ser} = 1,675 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s = 1 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment fléchissant : } M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_s = 0,358 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} .$$

On a: $e_s = 0,358 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3$: Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Vérification de l'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A5.3.2) :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \quad , \quad 100 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right\} \quad \beta : \text{En fonction de } \rho$$

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

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL).

$$\underline{\text{A.N:}} \quad \rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad ; \quad \beta_1 = 0,920 \quad ; \quad k_1 = 47,50$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^6}{201 \times 0,920 \times 80} = 40,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 40,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 266,67 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton (BAEL 91/Art A4.5.2) :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k_1}$$

$$\underline{\text{A.N:}} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{266,67}{47,50} = 5,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au séisme (RPA 99/Art 6.2.3) :**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontal calculée par la relation suivante : $F_p = 4.A.C_p.W_p$

- A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

⇒ A=0.15 (Art 4.2.3 tab 4-1).

- C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires, ses valeurs sont comprises entre 0,3 et 0,8.
- W_p : Poids de l'acrotère = 1.675 KN/ml.

A.N: $F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN / ml}$

$F_p = 0,804 \text{ KN / ml} < 1 \text{ KN / ml} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion :

La condition étant vérifiée alors l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile, et ferrailage adopté précédemment reste Convenable.

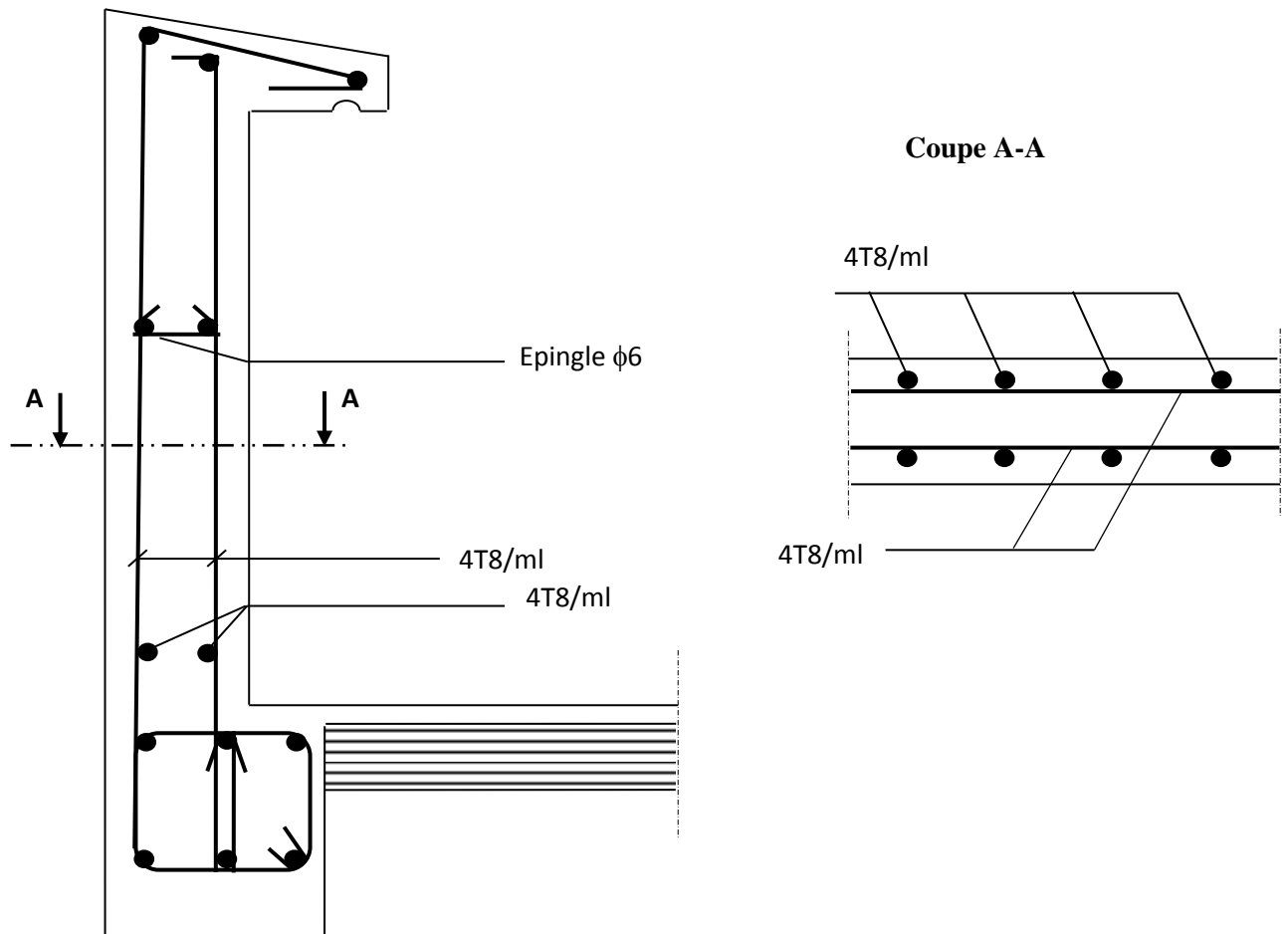


Figure III-1-4 schéma de ferrailage de l'acrotère.

III-2)- Calcul des Planchers :**Introduction :**

Tous les planches de notre bâtiment sont a corps creux d'épaisseur (16 + 4) ,avec une dalle de compression de 4cm ,sauf pour les balcons, et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) ,ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévus.

Le plancher en corps creux est constitué de ;

- Nervures appelées poutrelles de section en T.
- Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 5cm d'épaisseur elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait ;
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges

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

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

- 20 cm pour les armatures(A_{\perp}) perpendiculaires aux nervures (poutrelles) ;
- 33 cm pour les armatures ($A_{//}$) parallèles aux nervures (poutrelles).

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec L : Entre axe des poutrelles (50 cm ≤ L ≤ 80 cm)

Soit : $A_{\perp} = 5 T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$

Espacement : e = 20 cm

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 4T5 = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; e = 25 cm

D'après les diamètres disponibles sur le marché on adopte pour :

$$A_{//} = A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2 / mL$$

$$\text{Espacement : } e = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

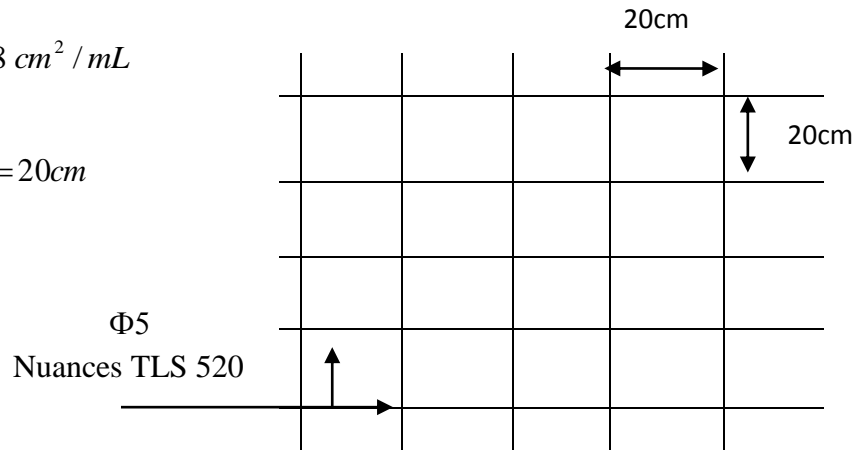


Figure III-2-1 : Vue en élévation du treillis soudé (20x20).

III-2-2)-Etude de la poutrelle:

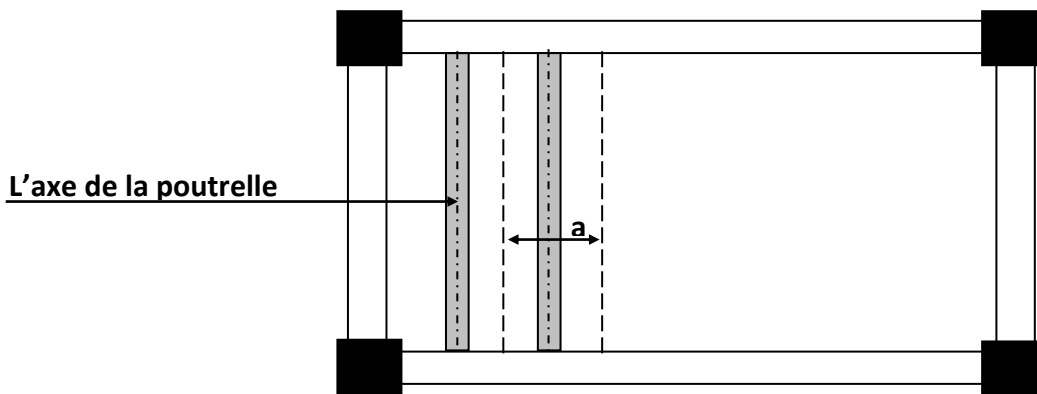


Figure III-2-2: Plancher avec poutrelles pré fabriquées. (Disposition des poutrelles).

a : La largeur de la partie du plancher reprise par La poutrelle.

Les poutrelles sont sollicitées à une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

A. Avant le coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $G_1 = 25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- poids total : $G_{\text{Tot}} = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ Calculs des armatures à l'ELU:

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

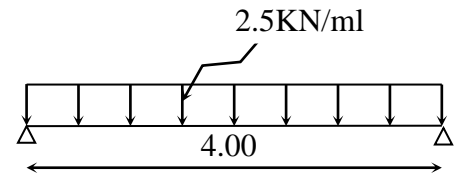
▪ **Combinaison d'actions :**

$$q_u = 1,35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

▪ **Calcul du moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5.00 \text{ KN.m.}$$

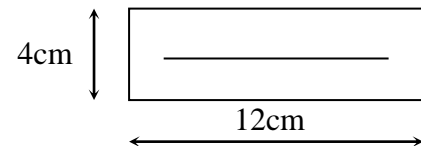
$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5.00 \text{ KN.}$$



• **Ferraillage de la poutrelle :**

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.00 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.335 > 0.392$$



$$\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion:

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaires afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

B. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

❖ Détermination des dimensions de la section en T :

L : Longueur de la plus longue travée.

L_0 : Distance entre deux poutrelles.

b_0 : La largeur de la poutrelle.

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

b_1 : La largeur du hourdis à prendre en compte dans les calculs.

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

$$\begin{aligned} \underline{\text{A.N}} : L &= 400 \text{ cm} \quad , & h_0 &= 4 \text{ cm} \quad , \\ L_0 &= 65 - 12 = 53 \text{ cm} \quad , & b_1 &= \min \left\{ \frac{400}{10} , \frac{65-12}{2} , 32 \right\} = 26,5 \text{ cm} \\ b_0 &= 12 \text{ cm} \quad , & b &= 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm} \end{aligned}$$

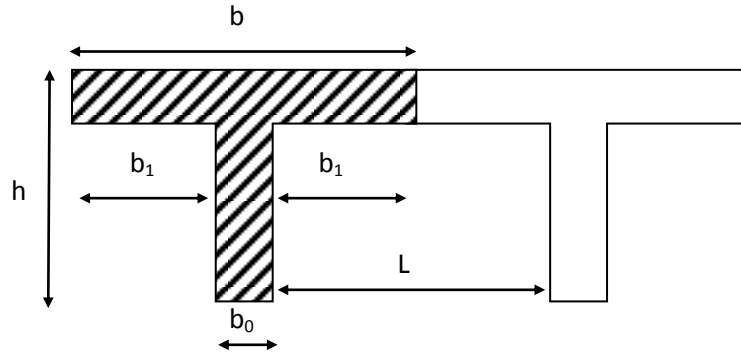


Figure III-2-3: Dimensionnement de la poutrelle

❖ Charges et surcharges :➤ Charge permanente :

$$G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$$

Nous considérons pour nos calculs le plancher le plus défavorable qui est celui de service (bureaux).

➤ Surcharge d'exploitation :

- Plancher étage de bureau : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.63 \text{ KN/ml}$;
- Plancher étage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$;
- Plancher terrasse : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

❖ Combinaison d'actions :

$$\text{\AA l'ELU} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(3.614) + 1.5(1.63) = 7.32 \text{ KN/ml} ;$$

$$\text{\AA l'ELS} : q_s = G + Q = 3.614 + 1.63 = 5.24 \text{ KN/ml}.$$

III-2-3)-Choix de la méthode:

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

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

❖ **Méthode forfaitaire :**

a) **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Elle s'applique aux constructions dont :

- 1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN

$$\begin{array}{l}
 Q < 2G \quad \text{on a: } Q = 2.50 \text{ KN/ml} < 2 \times 3.614 = 7.23 \text{ KN/ml} \\
 Q \leq 5 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Q = 2.50 \text{ KN} < 5 \text{ KN}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} Q < 2G \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- 2) le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \Rightarrow **Condition vérifiée.**

- 3) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l}
 L_i / L_{i+1} = 4,00 / 4,00 = 1 \\
 L_i / L_{i+1} = 4,00 / 4,00 = 1 \\
 L_i / L_{i+1} = 4,00 / 4,00 = 1 \\
 L_i / L_{i+1} = 4,00 / 4,00 = 1 \\
 L_i / L_{i+1} = 4,00 / 4,00 = 1
 \end{array} \right\} 0,8 < \frac{L_{i1}}{L_{i+1}} < 1,25 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Principe de la méthode forfaitaire (CBA93-B.6.2.2.1):**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant isostatique (M_0) dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes chargements.

❖ **Exposé de la méthode :**

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

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.

- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

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

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

- 3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
- 0.6 $M_0 \Rightarrow$ pour une poutre de deux travées.
 - 0.5 $M_0 \Rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
 - 0.4 $M_0 \Rightarrow$ pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

III-2-4)-Application de la méthode forfaitaire :

➤ **Calcul de coefficient α (BAEL 91/Art B.1.1.2) :**

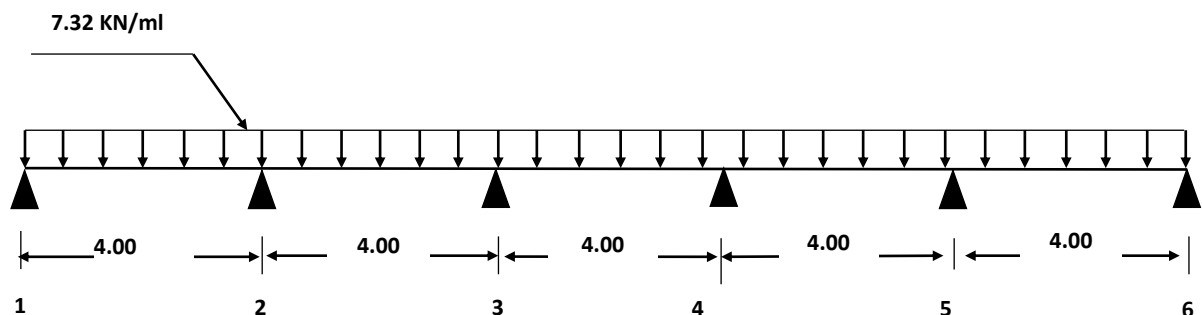
$$\alpha = \frac{1.63}{3.614+1.63} = 0,31$$

$$0 < 0,31 < 0,67 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans notre cas de bâtiment, on distingue trois types de poutres continues, et cela en fonction du nombre de travées comme indiqué ci-dessous, tout en considérant des liaisons semi encastées aux niveau des appuis de rives.

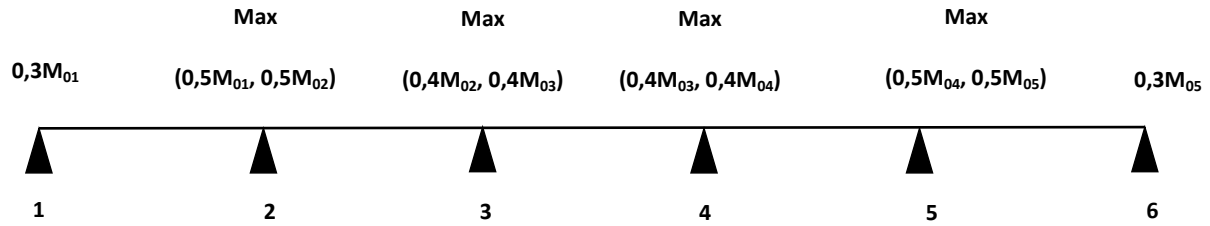
➤ **Calcul des sollicitations pour la poutre de type 01 :**

Cette catégorie contient les poutres ayant cinq (05) travées.



$$M_{01} = \frac{7.32 \times 4^2}{8} = 14.64 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = 14.64 \text{KN.m}$$



- Calcul des moments sur appuis:

$$M_1 = 0,3.M_{01} = 0,3 \times 14.64 = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5. \max(M_{01}, M_{02}) = 0,5 \times 14.64 = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4. \max(M_{02}, M_{03}) = 0,4 \times 14.64 = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4. \max(M_{03}, M_{04}) = 0,4 \times 14.64 = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,5. \max(M_{04}, M_{05}) = 0,5 \times 14.64 = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,3.M_{05} = 0,3 \times 14.64 = 4.39 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 \quad , \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,55 \quad , \quad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,65$$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(1-2)} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01} \\ M_{t(1-2)} \geq 0,65.M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(1-2)} + \frac{4.39 + 7.32}{2} \geq 1,093 \times 14.64 \\ M_{t(1-2)} \geq 0,65 \times 14.64 \end{cases}$$

On prend: $M_{t(1-2)} = 10.14 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(2-3)} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{02} \\ M_{t(2-3)} \geq 0,55.M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(2-3)} + \frac{7.32 + 5.86}{2} \geq 1,093 \times 14.64 \\ M_{t(2-3)} \geq 0,55 \times 14.64 \end{cases}$$

On prend: $M_{t(2-3)} = 9.41 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(3-4)} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{03} \\ M_{t(3-4)} \geq 0,55.M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(3-4)} + \frac{5.86 + 5.86}{2} \geq 1,093 \times 14.64 \\ M_{t(3-4)} \geq 0,55 \times 14.64 \end{cases}$$

On prend : $M_{t(3-4)} = 10.14 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(4-5)} + \frac{M_4 + M_5}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} \\ M_{t(4-5)} \geq 0,55.M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(4-5)} + \frac{5.86 + 7.32}{2} \geq 1,093 \times 14.64 \\ M_{t(4-5)} \geq 0,55 \times 14.64 \end{cases}$$

On prend: $M_{t(4-5)} = 9.41 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(5-6)} + \frac{M_5 + M_6}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{05} \\ M_{t(5-6)} \geq 0,65.M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(5-6)} + \frac{7.32 + 4.39}{2} \geq 1,093 \times 14.64 \\ M_{t(5-6)} \geq 0,65 \times 14.64 \end{cases}$$

On prend: $M_{t(5-6)} = 10.14 \text{ KN.m}$

-Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant au niveau d'une travée est donné par la formule suivante :

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

l : La longueur de la travée.

M_i , M_{i+1} : Moments en valeurs algébriques aux appuis (i) et ($i + 1$) respectivement

A.N: $q_u = 7.32 \text{ KN / ml}$

<ul style="list-style-type: none"> • <u>La travée (1-2)</u> $l = 4 \text{ m}$ 	$T_1 = \frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-7.32 + 4.39}{4} = 13.91 \text{ KN}$
<ul style="list-style-type: none"> • <u>La travée (2-3) :</u> $l = 4 \text{ m}$ 	$T_2 = -\frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-7.32 + 4.39}{4} = -15.37 \text{ KN}$
<ul style="list-style-type: none"> • <u>La travée (2-3) :</u> $l = 4 \text{ m}$ 	$T_2 = \frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-5.86 + 7.32}{4} = 15 \text{ KN}$
<ul style="list-style-type: none"> • <u>La travée (3-4) :</u> $l = 4 \text{ m}$ 	$T_3 = -\frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-5.86 + 7.32}{4} = -14.27 \text{ KN}$
<ul style="list-style-type: none"> • <u>La travée (3-4) :</u> $l = 4 \text{ m}$ 	$T_3 = \frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-5.86 + 5.86}{4} = 14.64 \text{ KN}$
	$T_4 = -\frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-5.86 + 5.86}{4} = -14.64 \text{ KN}$

• **La travée (4-5) :** $l=4m$ $T_4 = \frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-7.32 + 5.86}{4} = 14.27 \text{ KN}$
 $T_5 = -\frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-7.32 + 5.86}{4} = -15 \text{ KN}$

• **La travée (5-6) :** $l=4m$ $T_5 = \frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-4.39 + 7.32}{4} = 15.37 \text{ KN}$
 $T_6 = -\frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-4.39 + 7.32}{4} = -13.91 \text{ KN}$

	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w	4.39	7.32	5.86	5.86	7.32
M_e	7.32	5.86	5.86	7.32	4.39
T_w	-15.37	-14.27	-14.64	-15	-13.91
T_e	13.91	15	14.64	14.27	15.37
M_t	10.14	9.41	10.14	9.41	10.14

Tableau III-2-1 : valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

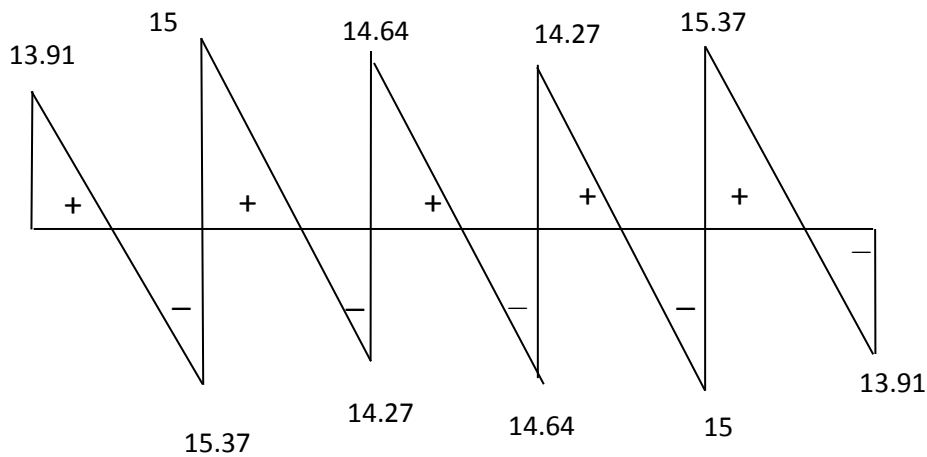


Figure III-2-4 : Diagramme des efforts tranchants

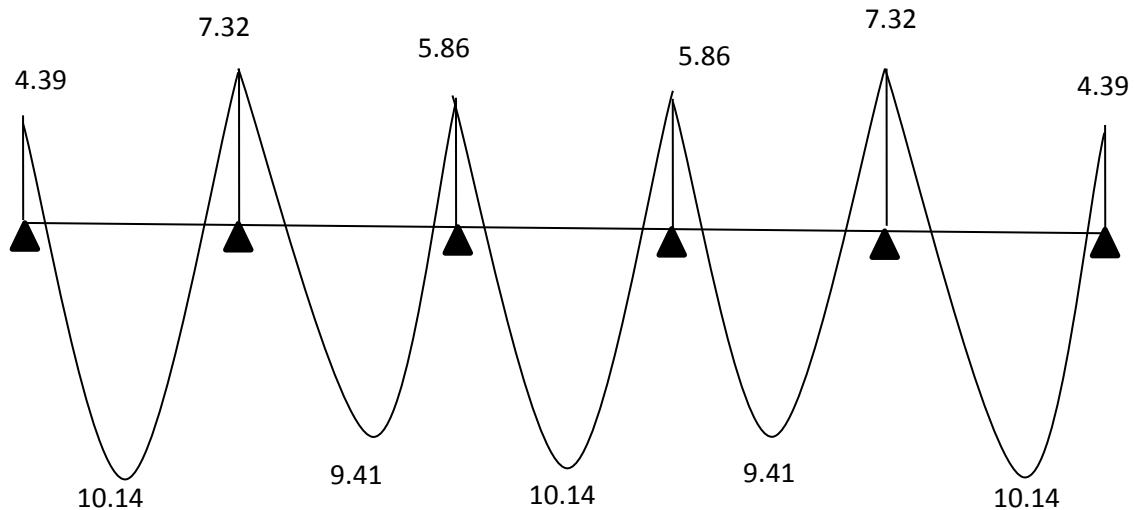
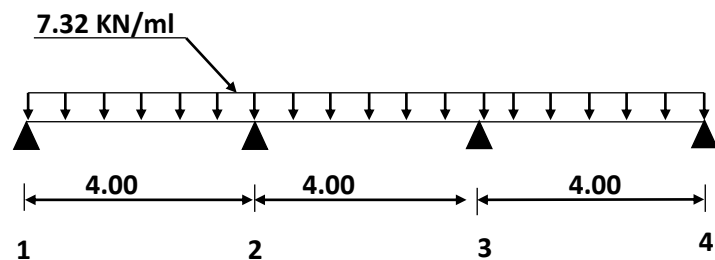


Figure III-2-5 : Diagramme de moment fléchissant.

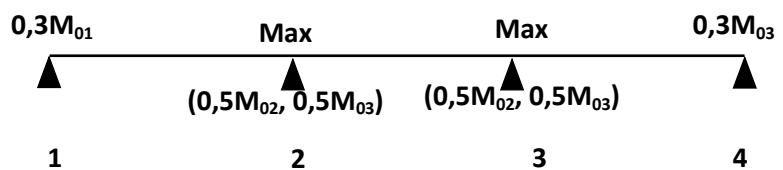
Calcul des sollicitations pour la poutre de type 02 :

Sont classées dans ce type les poutres ayant trois (03) travées.



$$M_{01} = \frac{7.32 \times 4^2}{8} = 14.64 \text{ KN.m} \quad M_{02} = M_{03} = M_{04} = 14.64 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis:



$$M_1 = 0,3.M_{01} = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5. \max(M_{01}, M_{02}) = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,5. \max(M_{02}, M_{03}) = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,3 \times 14.64 = 4.39 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

$$\bullet \begin{cases} M_{t(1-2)} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} \\ M_{t(1-2)} \geq 0,65.M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(1-2)} + \frac{4.39 + 7.32}{2} \geq 1,093 \times 14.64 \\ M_{t(1-2)} \geq 0,65 \times 14.64 \end{cases}$$

On prend: $M_{t(1-2)} = 10.14 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(2-3)} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} \\ M_{t(2-3)} \geq 0,55.M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(2-3)} + \frac{7.32 + 7.32}{2} \geq 1,093 \times 14.64 \\ M_{t(2-3)} \geq 0,55 \times 14.64 \end{cases}$$

On prend: $M_{t(2-3)} = 8.68 \text{ KN.m}$

$$\bullet \begin{cases} M_{t(3-4)} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} \\ M_{t(3-4)} \geq 0,65.M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t(3-4)} + \frac{7.32 + 4.39}{2} \geq 1,093 \times 14.64 \\ M_{t(3-4)} \geq 0,65 \times 14.64 \end{cases}$$

On prend: $M_{t(3-4)} = 10.14 \text{ KN.m}$

- Calcul des efforts tranchants :

$$\bullet \text{ La travée (1-2) : } T_1 = \frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-7.32 + 4.39}{4} = 13.91 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-7.32 + 4.39}{4} = -15.37 \text{ KN}$$

$$\bullet \text{ La travée (2-3) : } T_2 = \frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-7.32 + 7.32}{4} = 14.64 \text{ KN}$$

$$T_3 = -\frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-7.32 + 7.32}{4} = -14.64 \text{ KN}$$

$$\bullet \text{ La travée (3-4) : } T_1 = \frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-4.39 + 7.32}{4} = 15.37 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{7.32 \times 4}{2} + \frac{-4.39 + 7.32}{4} = -13.91 \text{ KN}$$

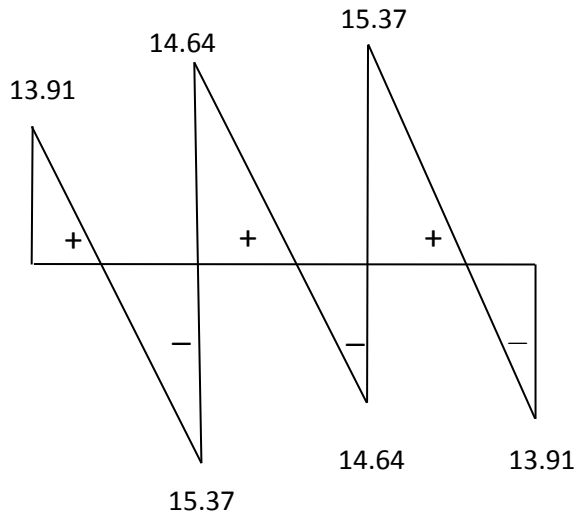


Figure III-2-5 : Diagramme des efforts tranchants

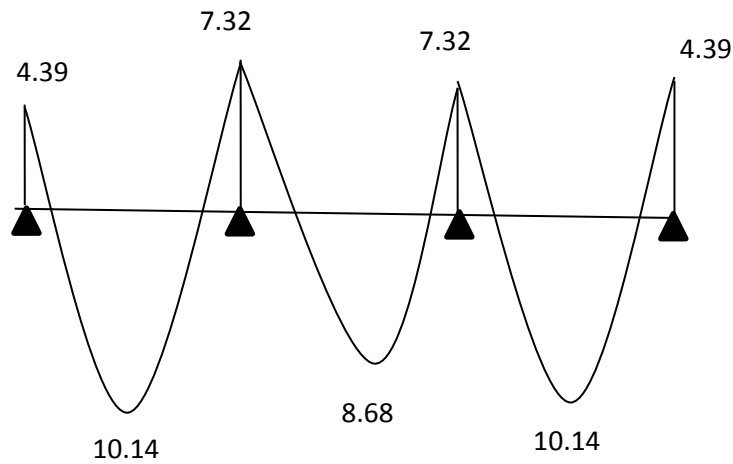


Figure III-2-6 : Diagramme de moment fléchissant.

➤ **Calcul des sollicitations pour la poutre de type 03 :**

(Poutres à deux (02) travées)

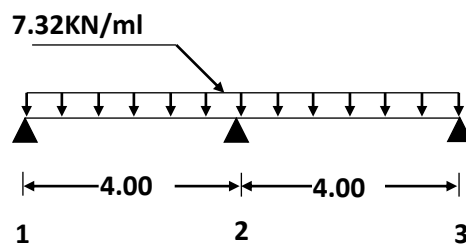
$$M_{01} = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 4.39 \text{ KN.m}$$



$$M_{t(1-2)} = 9.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = 9.41 \text{ KN.m}$$

- La travée (1-2) $T_1 = 13.54KN$; $T_2 = -15.74KN$
- La travée (2-3) : $T_2 = 15.74KN$; $T_3 = -13.54KN$

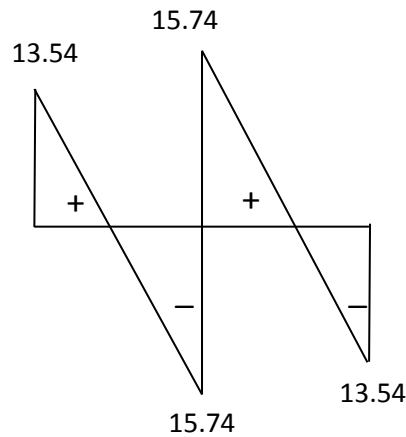


Figure III-2-7 : Diagramme des efforts

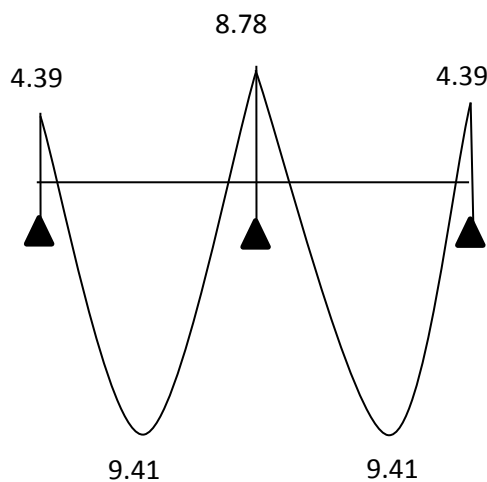


Figure III-2-8 : Diagramme de moment fléchissant.

Conclusion: Les calculs effectués sur les trois types de poutre nous ont conduits à retenir les valeurs des sollicitations les plus défavorables suivantes :

Moment maximal aux appuis: $M_{app}^{max} = -8,78 KN.m$

Moment maximal en travée : $M_{trav}^{max} = 10,14 KN.m$

III-2-5)- Ferrailage à l'ELU:

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments max en travée et sur appuis :

a. Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales se fera pour une section en T dont les dimensions sont données par les formules (du BAEL 91/Art A.4.1, 3) :

La hauteur totale : $h = 20 \text{ cm}$

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

Épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$

Largeur de la table de compression : $b = 65 \text{ cm}$

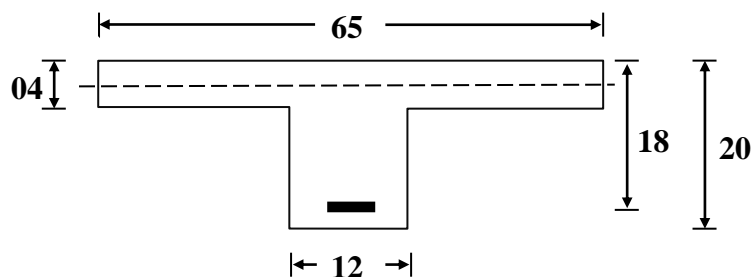


Figure III-2-9 : schéma de la section de la poutrelle.

- **En travée :** $M_t^{\max} = 10,14 \text{ KN.m}$

- **Calcul du moment repris par la table de compression :**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 10^{-6} = 59,072 \text{ KN / m}$$

$M_t > M_{trav}^{\max}$: L'axe neutre se trouve dans la table de compression, par conséquent, le calcul se fera pour une poutre de section rectangulaire, de dimensions $b=65\text{cm}$ et $h=20\text{cm}$.

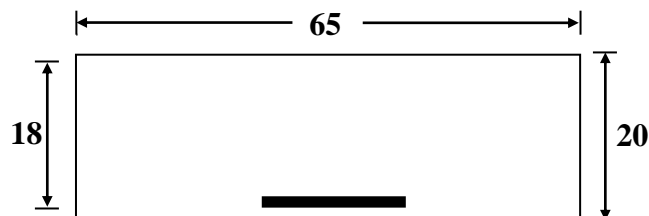


Figure III-2-10: La section de calcul de la poutrelle.

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,14 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,034 \longrightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{10,14 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{tra} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis :**

$$M_a^{max} = 8,78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,78 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,029 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{app} = \frac{8,78 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2$$

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

b. Armatures transversales

Leurs diamètres sont donnés par (Art A.7 .2.12 BAEL 91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_{max} ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1 ; \frac{12}{10} \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

On choisira un cadre de $\phi 6$; $A_t = 2\text{RL}6 = 0,67 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

- **Les espacements des cadres:**

L'espacement est donné par (Art A 5 .1 BAEL 91)

$$S_{t1} \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,67 \times 400}{12 \times 0,4} = 55,8 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

III-2-6)- Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.7.2, 1):

- **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

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

$$A_{ira} = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis:**

$$A_{app} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1, 211) :

$$T_u^{\max} = 15,37 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{15,37 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,712 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification l'adhérence au niveau des appuis (BAEL 91/Art A.6.1, 3)

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

Avec : U_i le périmètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{15,37 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 14} = 2,16 \text{ MPa}$$

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

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

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

D. Vérification de l'ancrage des barres (longueur de scellement) :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_c sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{se}} , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

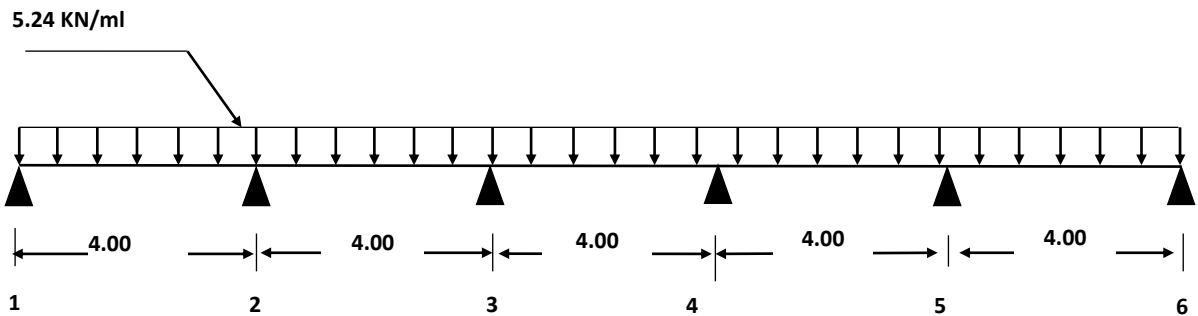
$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,16} = 46,3 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 46,3 = 18,52 \text{ cm}$$

III-2-7)- Vérification à l'ELS :

Les vérifications à l'état limite de service sont définies compte tenue de l'exploitation et de la durabilité de la construction.



Lorsque le chargement le long des travées à l'ELS est du même type que celui de l'ELU, les valeurs des sollicitations sont obtenues en multipliant les valeurs de l'ELU par le coefficient

$$\left(\frac{q_s}{q_u} \right) : \quad \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.24}{7.32} = 0,716$$

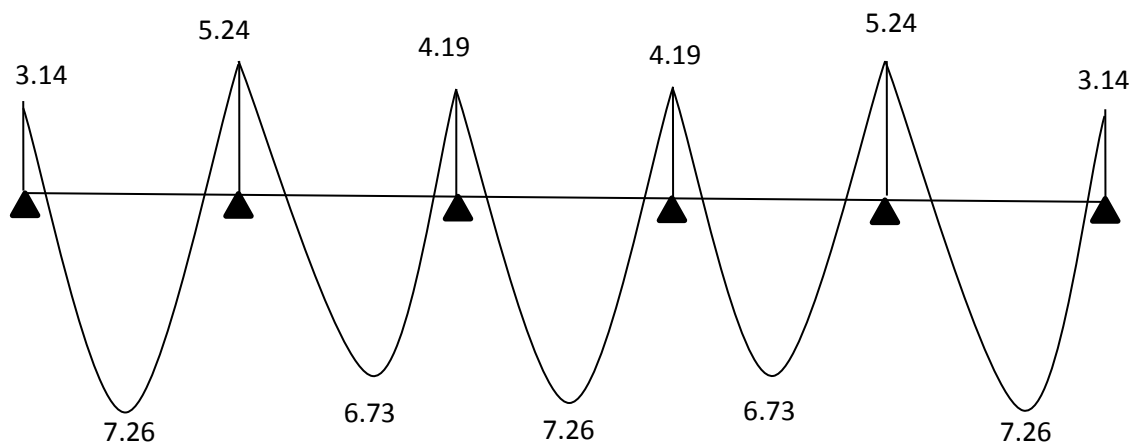


Figure III-2-9 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.

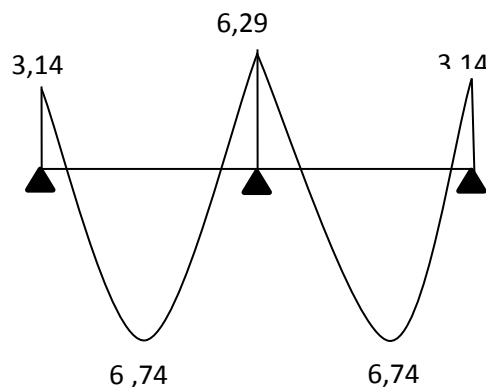


Figure III-2-10 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.

Etat limite de compression du béton (BAEL91/Art B.6.5, 1) :

La condition suivante doit être vérifiée : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_{bc} = \sigma_s / k_1$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad , \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot d}$$

β_1, k_1 : Coefficients en fonction de ρ_1 .

- **Aux appuis :**

$$A_{app} = 1,57 \text{ cm}^2, d = 18 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, M_{app}^{\max} = 6,29 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \quad , \quad \beta_1 = 0,877 \quad , \quad k_1 = 25,65$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{6,29 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 157} = 253,79 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 253,79 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{253,79}{25,65} = 9,89 \text{ MPa} \\ 9,89 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée:**

$$A_{trav.} = 2,36 \text{ cm}^2, d = 18 \text{ cm}, b = 65 \text{ cm}, M_t^{\max} = 7,26 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,36}{65 \times 18} = 0,620 \quad , \quad \beta_1 = 0,884 \quad , \quad k_1 = 28,10$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{7,26 \times 10^6}{0,884 \times 180 \times 236} = 193,33 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 193,33 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{193,33}{28,10} = 6,88 \text{ MPa} \\ 6,88 \text{ MPa} &< 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion:

Les sections d'armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5 ,3) :**

Aucune vérification à effectuer dans ce cas, car les fissurations sont peu préjudiciables.

➤ **Etat limite de déformation (CBA93 - Art B.6.5.1) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Quelque fois, on peut admettre que le calcul de la flèche de la poutre associée aux hourdis n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h : La hauteur totale de la section.

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

M_0 : Valeur maximal du moment isostatique dans la travée.

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

b_0 : La largeur de la nervure.

A : La section d'armatures tendues.

A.N :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 \\ 0,05 > 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_{trav}^{max}}{10.M_0} = \frac{7.26}{10 \times 7,75} = 0,069 \\ 0,05 < 0,069 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Etant donné qu'une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2):**

Pour la vérification de la flèche, on utilise les formules suivantes :

$$F_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \frac{L}{500} \quad ; \quad E_v = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 MPa.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1 + 0,4.\lambda_i.\mu} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,02.f_{t28}}{\rho.\left(2 + 3.\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

M_{ser} : Moment de flexion dans la travée à l'ELS.

L : La longueur de la travée.

b et b_0 : Les largeurs de la table de compression et de la nervure.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$).

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (v_1^3 + v_2^3) + h_0 \cdot (b - b_0) \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A \cdot (v_2 - c)^2$$

v_1 : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et la fibre la plus comprimée ($v_1 = \frac{S}{B_0}$).

$$S = b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d$$

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0 + 15 \cdot A$$

v_2 : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues ($v_2 = h - v_1$)

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

A.N : Pour la poutrelle étudiée, on a :

$$b = 65 \text{ cm} \quad ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm} \quad ; \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$S = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3461,2 \text{ cm}^3$$

$$v_1 = \frac{3461,2}{12 \times 20 + 4 \times (65 - 12) + 15 \times 2,36} = 7,10 \text{ cm} \quad ; \quad v_2 = 20 - 7,10 = 12,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,10^3 + 12,9^3) + 4 \times (65 - 12) \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 \times (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 19761,95 \text{ cm}^4 \quad ; \quad \rho = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_1 = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times \left[2 + \frac{3 \times 120}{650} \right]} = 1,495$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 266,67 + 2,1} = 0,266$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 19761,95}{1 + 0,4 \times 1,495 \times 0,266} = 18754,85 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{7,26 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 1081887 \times 18754,85 \times 10^4} = 5,72 \text{ mm}$$

$$f_v = 5,72 \text{ mm} < \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm.}$$

⇒ Condition vérifiée.

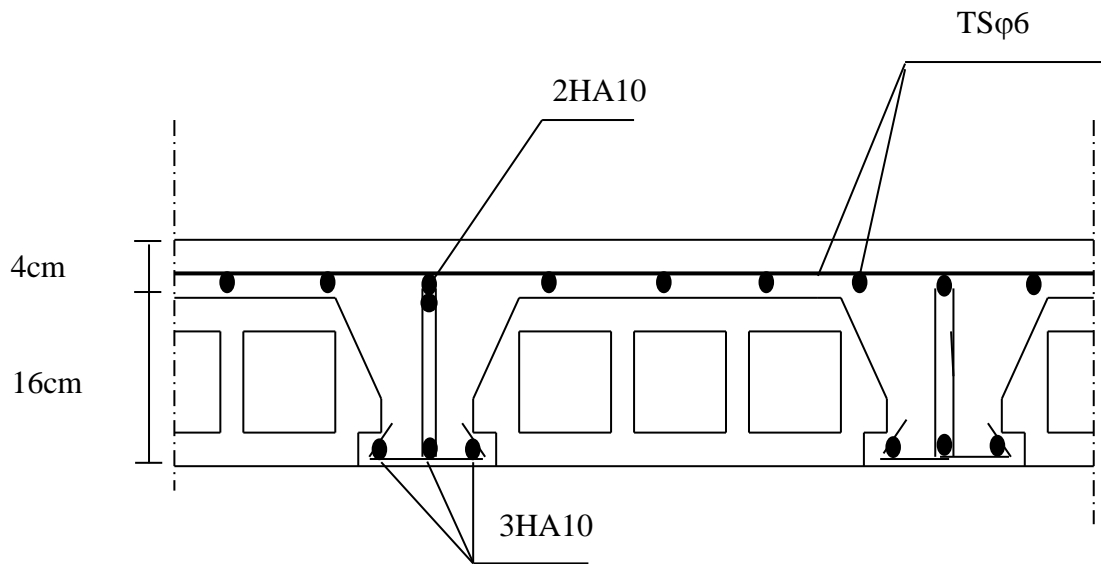


Figure III-2-11 : Ferrailage de plancher

III-3)- Calcul des balcons:

Les balcons seront réalisés en dalle pleine. Le calcul se fera donc comme une console encastré au niveau de la poutre de rive du plancher. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml.

III-3-1)- Pré dimensionnement de la dalle pleine:

L'épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm.} \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

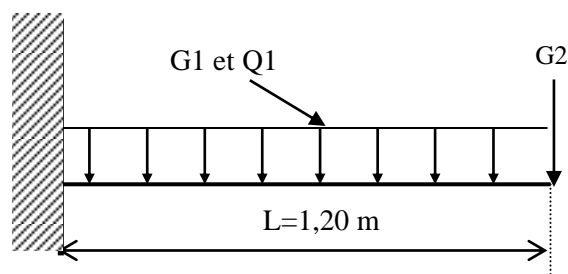
A- Schéma statique de calcul:

Figure. III-3-1: Schéma statique.

B- Charge et surcharge du balcon:**1. Les charges permanentes :**

N°	élément	Masse volumique	épaisseur	Poids (KN/m ²)
01	Dalle pleine	25	0.15	3,75
02	Couche de sable	18	0.02	0.36
03	Mortier de pose	22	0.02	0.44
04	Revêtement en carrelage	22	0.02	0,44
05	Enduit ciment	22	0.015	0.33
G_{total}				5,32 KN/m²

- Dalle pleine :

$$q_{ul} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1.35 \times 5.32 + 1.5 \times 3.5 = 12.43 \text{ KN/ml.}$$

- Garde de corps:

Poids propre du garde-corps : G2= 1 KN/ml.

2. Charge d'exploitation:

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ml}$.

III-3-2)- Calcul à l'état limite ultime:➤ **Combinaison des charges:**

Dalle pleine :

$$q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 3,5 = 12,43 \text{ KN/ml.}$$

Garde-corps :

$$q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Moment fléchissant:**

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,43 \times 1,2^2}{2} + 1,35 \times 1,2 = 10,57 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times L + Q_{u2}.$$

$$V_u = 12,43 \times 1,20 + 1,35 = 16,27 \text{ KN.}$$

III-3-3)- Calcul de Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

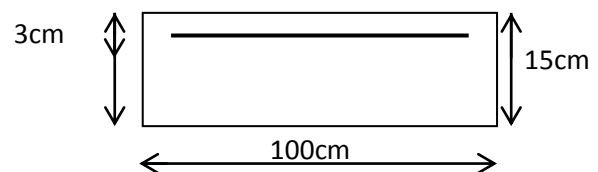
❖ **Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,57 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,052 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,57 \times 10^3}{0,973 \times 12 \times 348} = 2,6 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4,52 cm² Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2,01 cm² Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-3-4)- Vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art6.13/BAEL 91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm} \\ V_u = 16.27 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{16.27 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (Art5.2.1/BAEL 91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{16.27 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.136 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Vérification de l'écartement des barres :**

- Armatures principales :

$$S_t < \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures secondaires:

$$S_t < \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrages des barres aux appuis :**

$$\tau_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 > s_t = 25 \text{ cm}$$

$L_s=42.33$ cm est supérieur à la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets.

III-3-5)- Calcul à L'ELS:

❖ **Combinaison de charge :**

✓ La dalle : $q_s = Q + G$

$$q_s = (5.32 + 3.5) \times 1 = 8.82 \text{ KN / ml}$$

✓ Main courante :

$$q_{s2} = 1 \text{ KN/ml}$$

❖ **Moment fléchissant**

Le moment total agissant aura la valeur :

$$\left(M_s = \left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{s2} L \right) = \left(\frac{8.82 \times 1.2^2}{2} + 1 \times 1.20 \right) = 7.55 \text{ KN.m} \right)$$

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

III-3-6)- Calcul à L'ELS:

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

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

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377.$$

$$\rho = 0.377 \rightarrow \beta = 0.9058 \rightarrow k = 38.078$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{7.55 \times 10^6}{0.9058 \times 120 \times 4.52 \times 10^2} = 153.67 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}, \text{ avec } \sigma_s = 153.67 \text{ MPa}, \quad k = 38.078$$

$$\sigma_{bc} = \frac{153.67}{38.078} = 4,03 \text{ MPa}, \quad \sigma_{bc} = 4,03 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 on doit vérifier la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.127 > \frac{7.55}{10(7.55)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

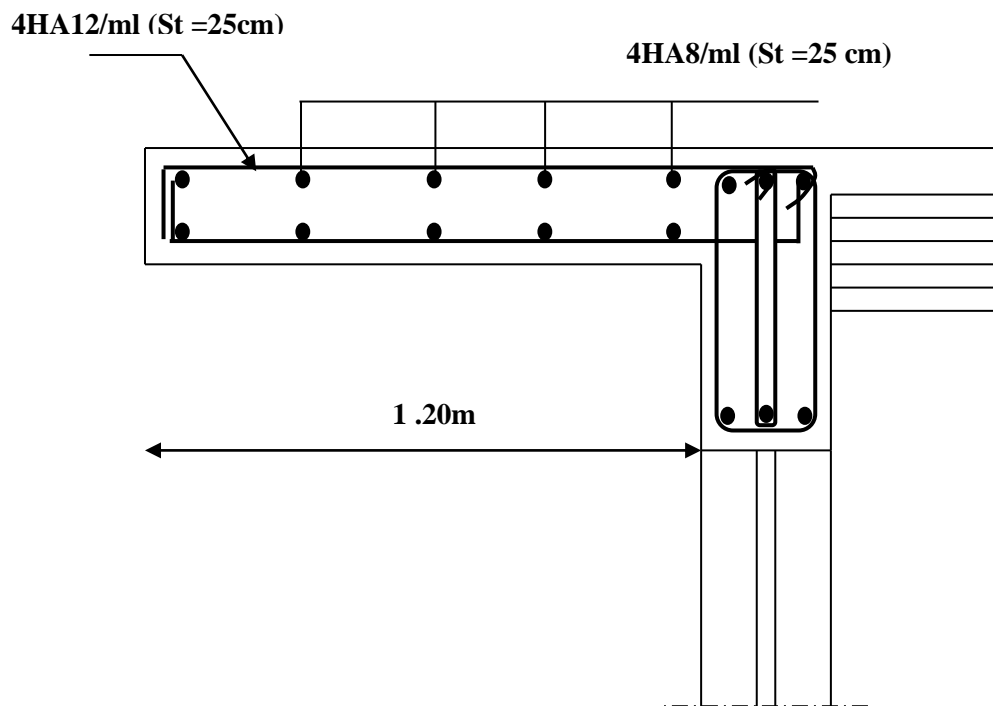
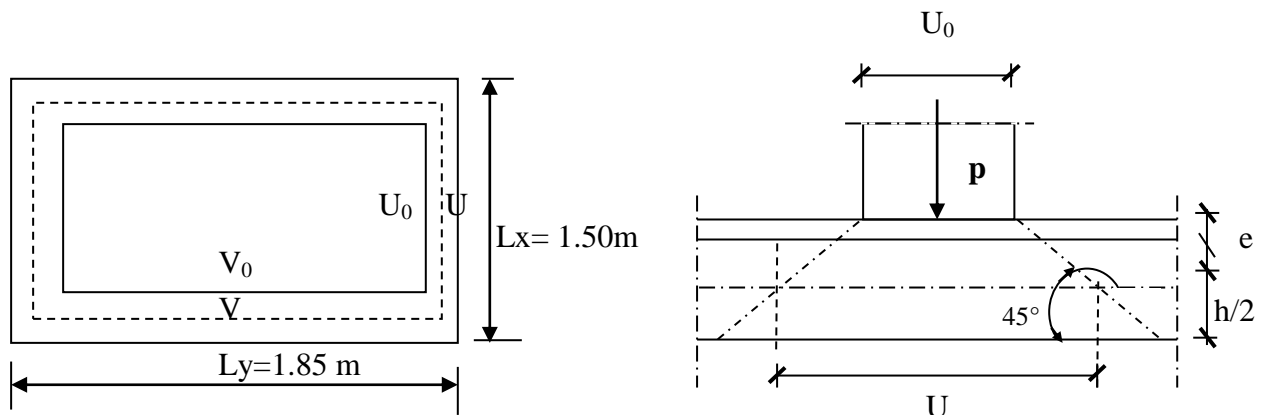


Figure III.24 : Ferrailage du balcon

III-4)-Etude de la cage d'ascenseur:**Introduction:**

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, pouvant charger 6 personnes de 2.78 KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

**III-4-1)-Dimensionnement:**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ; Soit : $h_t = 15\text{cm}$

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de « PIGEAUD » qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

III-4-2)-Calcul du panneau a l'ELU:❖ **Principe de la méthode:**

Soit « L_x » et « L_y » les distances mesurées entre deux appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que le panneau soit simplement appuyé, on définit:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

➤ Si $\rho < 0.4$: le panneau travaille dans un seul sens (L_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur.

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q(L_x)^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$

➤ Si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau travail dans les deux sens.

Sens L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

Sens L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

μ_x et μ_y : coefficient multiplicateur donnée en fonction du coefficient de poisson ν tel que :

ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU.
 $\nu = 0,2$ à l'ELS.

❖ **Application:**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{185} = 0.81 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

On a: $\begin{cases} U_0=80\text{cm.} \\ V_0=80\text{cm.} \end{cases}$

h_t = hauteur de la dalle ($h_t = 15\text{cm}$)

K : Revêtement aussi solide que le béton ($K = 2$).

$$\Rightarrow \begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 5 \times 2 + 15 = 105\text{cm.} \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 5 \times 2 + 15 = 105\text{cm.} \end{cases}$$

Avec : e = épaisseur de revêtement

❖ **Après l'interpolation:**

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ abaques de PIGEAUD.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{185} = 0.81 \\ \frac{U}{L_x} &= \frac{105}{150} = 0.7 \\ \frac{V}{L_y} &= \frac{105}{185} = 0.57 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,085 \text{ et } M_2 = 0.061$$

❖ **Détermination des sollicitations:**

➤ **A l'ELU:**

$p_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{KN /ml}$ (charge concentrée du système de levage).

❖ **Calcul des moments:**

• **Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage:**

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) \times p = M_1 \times p = 0.085 \times 121.5 = 10.33 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) \times p = M_2 \times p = 0.061 \times 121.5 = 7.41 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- **Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$:**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho=0.81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565. \\ \mu_y = 0,595. \end{cases}$$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(25 \times 0.15) + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$ (charge uniformément répartie)

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0565 \times 6.56 \times (1.50)^2 = 0,83 \text{ KN.m.} \\ M_{y2} = 0.595 \times 0.83 = 0,49 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau:**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,16 \text{ KN.m.} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,9 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

- ✓ **Moments en travées:**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,16 = 9,49 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 7,9 = 6,72 \text{ KN.m.}$$

- ✓ **Moments aux appuis:**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,16 = 3,35 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 7,9 = 2,37 \text{ KN.m.}$$

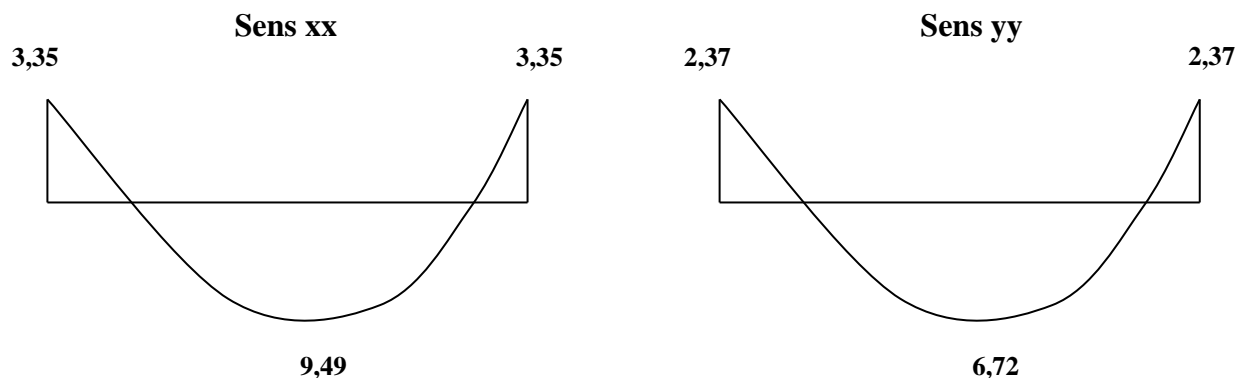


Figure III-4-1 : Les moments dans les 02sens à l'ELU.

III-4-3)-Ferrailage à l'ELU:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

❖ **Sens X-X:**

• **Aux appuis:**

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.35 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,75 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** ; avec : **St = 25 cm.**

• **En travée:**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,040 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,49 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2$$

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

❖ **Sens Y-Y:**

• **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,37 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,37 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** ; avec **St = 25 cm.**

• **En travée:**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,72 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,72 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** ; avec **St = 25 cm.**

III-4-4)-Vérification à l'ELU:

❖ **Condition de non fragilité : (Art B.8.7.4 BAEL 91) :**

➤ **Armature suivant X-X:**

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \frac{(3 - \rho)}{2}$$

Avec : A_x : section minimal d'armature

bh : section total du béton

ω_0 : taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA Fe400)

$$A_x \geq \omega_0 \frac{bh(3 - \rho)}{2} = \frac{0.0008 \times 100 \times 15(3 - 0,81)}{2} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopter}} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1,31 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopter}} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1,31 \text{ cm}^2$$

➤ Armature suivant Y-Y:

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq \omega_0 bh \Rightarrow A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopter}} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ Diamètre minimum des barres:

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$\phi_{\text{max}} = 10 \text{ mm} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au poinçonnement:

$$N_u \leq \frac{0,045 U_c \cdot h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2 \times 1,05 = 4,2 \text{ m} ;$$

$$N_u = 121,5 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ vérification au cisaillement :

1) effort tranchant: (Art B.52.2 BAEL 91) :

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P.

➤ Au milieu de L_x :

$$V_u = \frac{N_U}{2 \times U + V} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

➤ Au milieu de L_y :

$$V_u = \frac{P}{3 \times U} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

2) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,3 \text{ MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,3 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

❖ Vérification de l'espacement :

Armatures parallèles a la longueur la moins sollicitée :

$$St_{\max} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (45\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm};$$

$$St=25\text{cm} < 33\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures parallèles a la longueur la plus sollicitée :

$$St_{\max} \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = \min (30\text{cm}, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$St=25\text{cm} < 25\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-5)-Vérification à l'ELS:❖ Calcul des moments à l'ELS:

➤ Pour la charge concentrée: $P_s=90\text{KN}$:

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

$$M_{x1} = P_s(M_1 + 0.2x M_2) = 90(0,085 + 0.2 \times 0.061) = 8.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s(M_2 + 0.2x M_1) = 90(0.061 + 0.2 \times 0.085) = 7.02 \text{ KN.m}$$

➤ Pour le poids propre de la dalle:

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } q_s = G+Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho = 0,81 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0,723 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0,0621 \times 4.75 \times (1.5)^2 = 0.66 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,723 \times 0.66 = 0.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.75 + 0.66 = 9.41 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.02 + 0.48 = 7.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Correction des moments:• Moments en travées:

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0.85 \times 9.41 = 7.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 7.5 = 6.38 \text{ KN.m}$$

• Moments aux appuis:

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 9.41 = 2.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 7.5 = 2.25 \text{ KN.m}$$

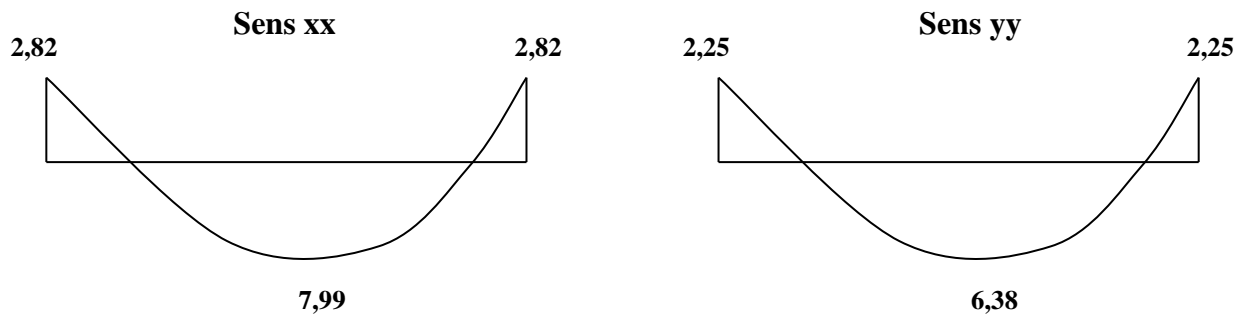


Figure III-4-2 : Les moments dans les 02sens à l'ELS.

➤ **Etat limite des fissures:**

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

➤ **Etat limite de compression du béton:**

Contrainte de compression dans le béton:

Sens x-x :(sens le plus défavorable).



- **Aux appuis:** $M_a = 2.82 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.82 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 115.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 115.30 = 1.84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée:** $M_t = 7.99 \text{ KN.m}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{7.99 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 212.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 212.53 = 4.25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

❖ Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{150} = 0.10$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{9,49}{20 \times 9,41} = 0.050$$

$$\frac{h}{L_s} = 0.1 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0.050 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0.0015 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

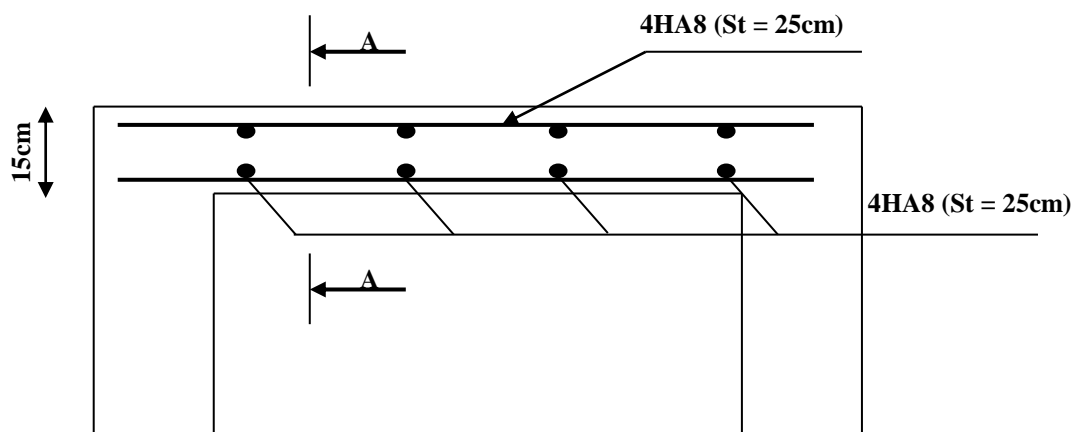
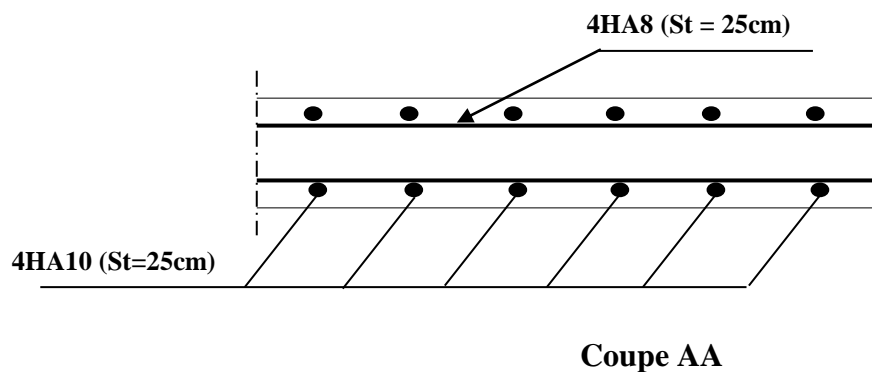


Figure III-4-3: Plan de ferrailage de la dalle salle machine



III-5)-Les escaliers ;

III-5-1)-Calcul des escaliers:

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

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Caractéristiques dimensionnelles:

- **La marche** : est la partie horizontale sur laquelle se pose le pied, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticales entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est : $2h + g = 59\text{ à }64$.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armée incorporant les marches et contre marche.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plans le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

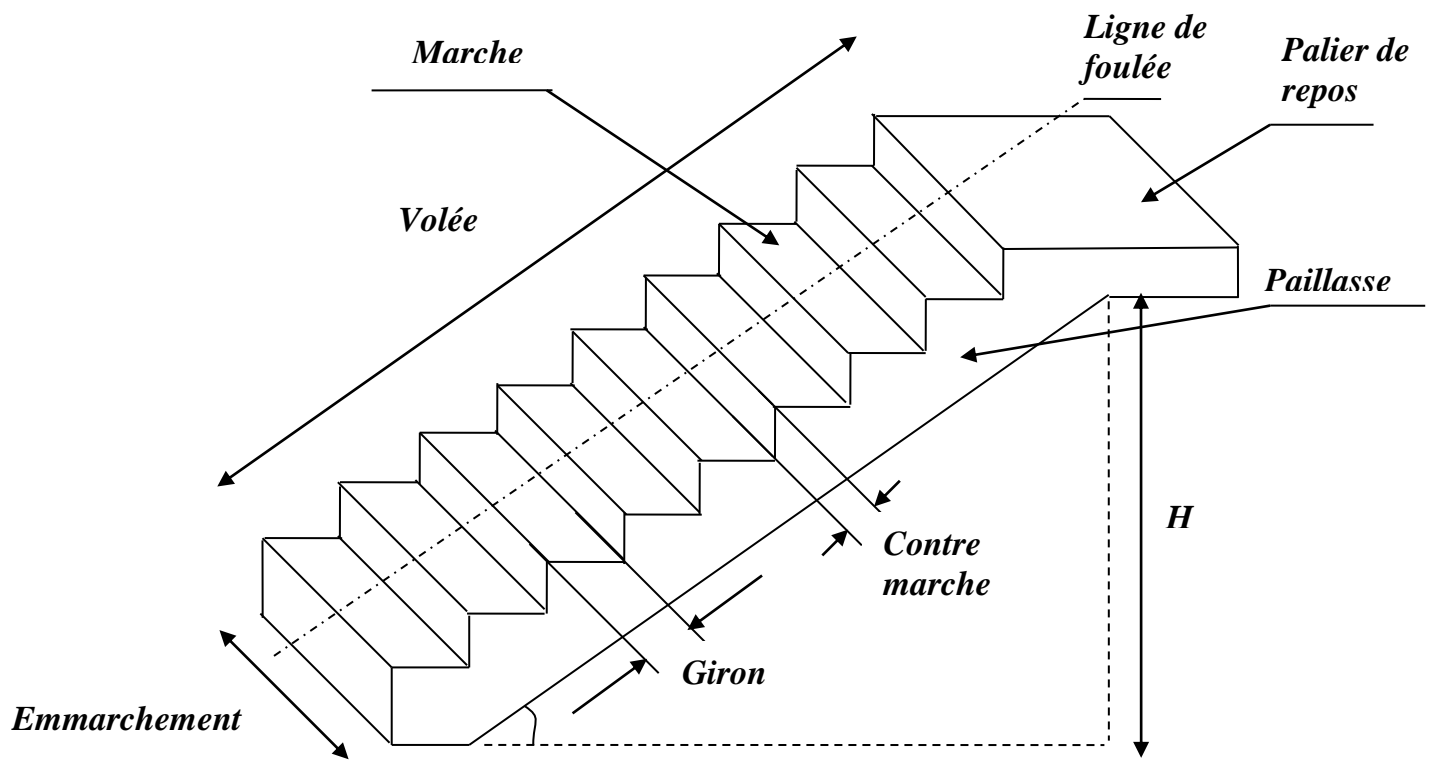


Figure III-5-1 : Schéma de l'escalier

III-5-2)-Dimensionnement des escaliers :

I. 1^{er} type (étage courant):

Avec une hauteur d'étage de 3,06m, pour un bâtiment à usage d'habitation et recevant du public, la hauteur des marches est :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \text{ et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches $h=17\text{ cm}$

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

$$\text{Le nombre de marches : } m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

Loi de Blondel :

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

$$\text{Pour } h=17\text{cm on aura : } 25\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$$

Donc on prend $g=28\text{ cm}$

Vérification de la loi de Blondel :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq 28 + 2 \times 17 \leq 64\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 62 \leq 64\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1) Pré dimensionnement de la pailleasse et du palier:

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

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

L' : Longueur en plan de la volée

L_0 : longueur des paliers et de la pailleasse

$$H = n \times h = 9 \times 17 = 153 \text{ cm}$$

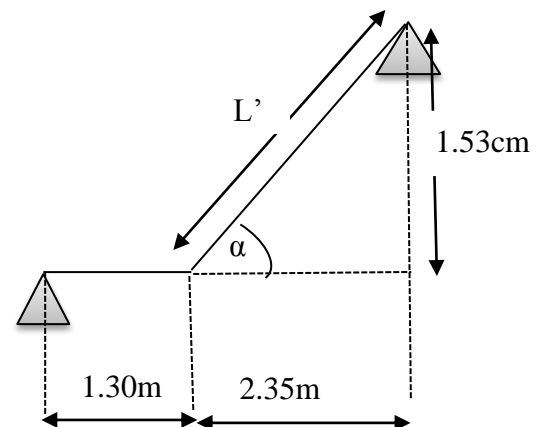
$$\text{On a: } \text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{235} = 0,651 \Rightarrow \alpha = 33,06^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{235}{\cos 33,06} = 280,4\text{cm}$$

$$L_0 = 280,4 + 130 = 410,4\text{cm}$$

$$\frac{410,4}{30} \leq e \leq \frac{410,4}{20} \Rightarrow 13,68 \leq e \leq 20,52\text{cm}$$

On adopte pour $e = 15[\text{cm}]$.



FigureIII-5-2 : Schéma statique d'escalier

2) Détermination des charges et surcharges de calcul:

A. charges et surcharges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur considérant que l'escalier est horizontale d'une longueur totale $L=1.30+2.35=3.65\text{m}$

On considère que l'escalier est semi encastrée à ses deux extrémités (ses deux appuis).

Paillasse:

Éléments	poids KN/m _l
Poids propres de la paillasse	$25 \times 0,15 / \cos 33,06 = 4,7$
Poids propres des marches	$25 \times 0,17 / 2 = 2,13$
Revêtement carrelages	$0,02 \times 22 = 0,44$
Mortier de pose	$0,02 \times 22 = 0,44$
Couche de sable	$0,02 \times 18 = 0,36$
Enduit ciment	$0,02 \times 18 = 0,36$
Poids propres du garde du corps	0,2
	G₁=8,4 Q₁=2,5

Tableau III-5-1: Les charges permanente et surcharges de la paillasse.**Palier:**

Éléments	Poids KN/ml
Poids propres de la dalle	$25 \times 0,15 = 3,75$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable + enduit ciment)	$0,44 \times 2 + 0,36 \times 2 = 1,6$
	G₂=5,35 Q₂=2,5

Tableau III-5-2 : Les charges permanentes et surcharges du palier.Poids du mur:

$$P = g (7,56 - 6,03 - 0,4) = 1,30 \quad (7,56 - 6,03 - 0,4) = 1,47 \text{ KN/ml}$$

B. Combinaison de charges :

$$\checkmark \quad \text{ELU} : \quad q_u = 1,35 G + 1,5Q$$

$$\text{La volée} : q_{u1} = (1,35 \times 8,4 + 1,5 \times 2,5) = 15,09 \text{ KN / m}$$

$$\text{Le palier} : q_{u2} = (1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 2,5) = 10,97 \text{ KN / m}$$

$$\text{Le mur} : q_{u3} = (1,35 \times 1,47) = 1,98 \text{ KN / m}$$

✓ **ELS :** $q_s = G + Q$

La volée 1 : $q_{s1} = (8.4 + 2.5) = 10.9 \text{ KN/m}$

Le palier : $q_{s2} = (5.35 + 2.5) = 7.85 \text{ KN/m}$

Le mur : $q_{u3} = 1.47 \text{ KN/m}$

3) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

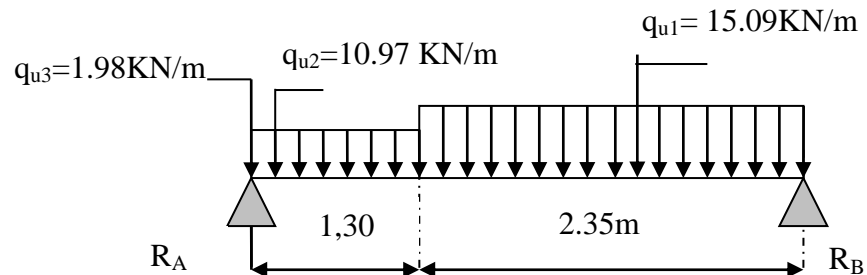


Figure III-5-3 : Schéma statique

1) Réaction d'appuis :

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.98 + (10.97 \times 1.30) + (15.09 \times 2.35) = 51.7 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.65 - (15.09 \times 2.35) \left(\frac{2.35}{2} + 1.3 \right) - (10.97 \times \frac{1.3^2}{2}) = 0$$

$R_B = 26.58 \text{ KN}$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow - (R_A \times 3.65) + (1.98 \times 3.65) + (10.97 \times 1.3) \left(\frac{1.3}{2} + 2.35 \right) + (15.09 \times \frac{2.35^2}{2}) = 0$$

$R_A = 25.12 \text{ KN}$

2) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30$

$$T_y = -10.97x - 1.98 + 25.12$$

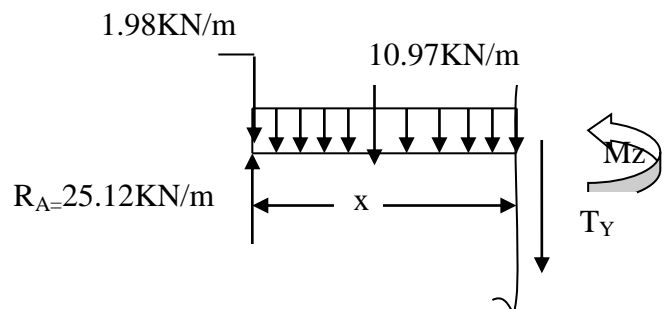
$$T_y = -10.97x + 23.14$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = 23.14 \text{ KN} \\ T(x=1.30) \Rightarrow T_y = 8.88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

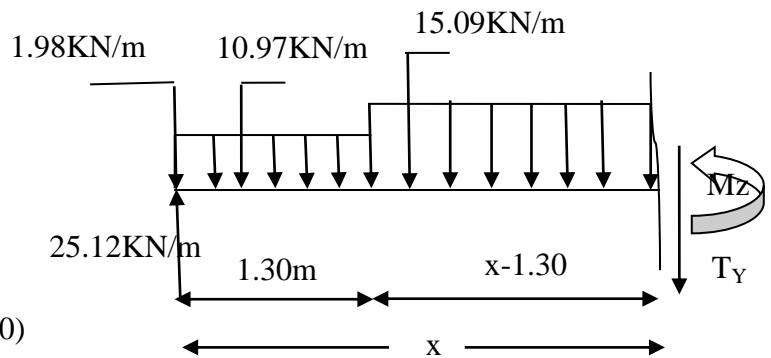
$$M(x) = 25.12x - 1.98x - 10.97 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 23.14x - 5.485 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.30 \text{ m}, \quad M(x=1.30) = 20.81 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



2^{ème} tronçon : $1.30 \leq x \leq 3.65$



$$T_y = 25.12 - 1.98 - 10.97(1.30) - 15.09(x - 1.30)$$

$$T_y = -15.09x + 28.5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x = 1.30) \Rightarrow T_y = 8.88 \text{ kN} \\ T(x = 3.65) \Rightarrow T_y = -26.58 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$:

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.89 \text{ m}$$

$$M(x) = 25.12x - 1.98x - (10.97 \times 1.3) \left(x - \frac{1.3}{2}\right) - 15.09 \left(\frac{x - 1.3}{2}\right)$$

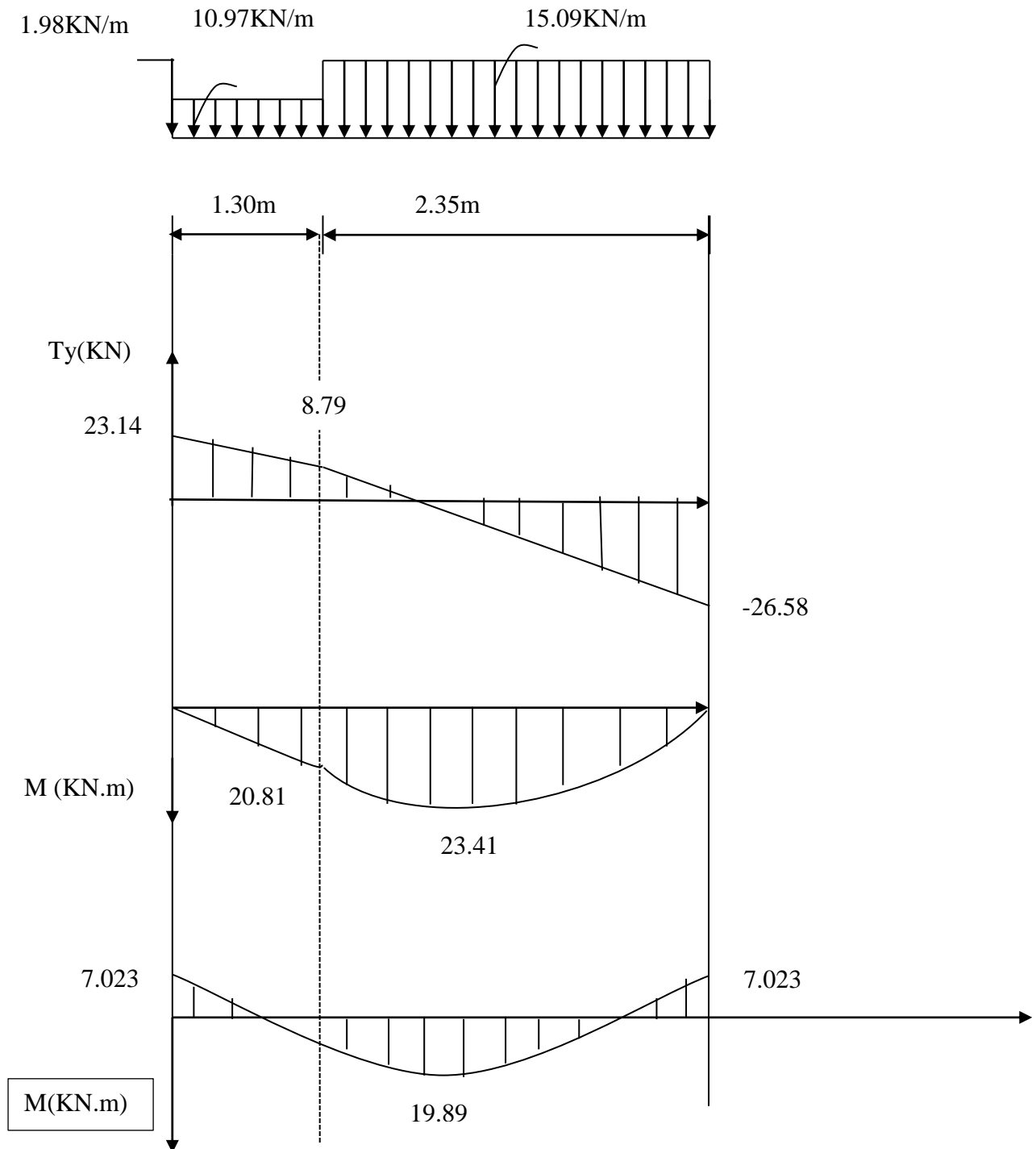
$$M(x) = -7.545x^2 + 28.5x - 3.5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x = 1.30) = 20.81 \text{ kN.m} \\ M(x = 1.89) = 23.41 \\ M(x = 3.65) = 0 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (23.41) = -7.023 \text{ kN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (23.41) = 19.89 \text{ kN.m}$



FigIII-5-4 : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU

I-1)-Calcul des armatures:

On calcule une section rectangulaire en flexion simple dont les caractéristiques géométriques sont :

b=100cm, c=2cm, d=13cm, h=15cm

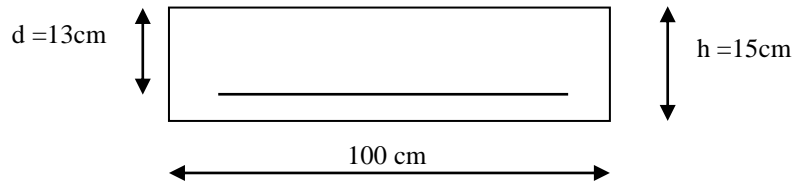


Fig. III-5-5 : Section de l'escalier

❖ **Aux appuis :**

$$M_A = M_B = M_u = -7.023 \text{ KN.m}$$

a) **Armatures principales:**

$$\mu = \frac{M^A_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.023 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.029 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.029 \Rightarrow \beta = 0.9855$$

$$A_a = \frac{M^A_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.023 \times 10^3}{0.9855 \times 13 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12=5.65cm² avec un espacement St =20cm

b) **Armatures de répartitions:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8=2.01cm² avec un espacement St =25cm

❖ **En travée :**

$$M_t = 19.89 \text{ KN.m}$$

a) **Armatures principales:**

$$\mu = \frac{M^t_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.89 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.083 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.081 \Rightarrow \beta = 0.9565$$

$$A_t = \frac{M^t_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.89 \times 10^3}{0.9565 \times 13 \times 348} = 4.59 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12=5.65cm² avec un espacement St =20cm

b) **Armatures de répartitions:**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8/ml = 2.51 cm² avec St = 20cm

I-2)-Vérification à L'ELU:**❖ Condition de non fragilité du béton :(art A4.2, 1/BAEL91modifie 99) :**

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

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \\ A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

❖ Répartition des barres : (art A8.2,41/BAEL91modifie 99) :**✓ Armatures principales:**

$$St < \min(3h; 33) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Armatures de répartitions:

$$St < \min(4h; 45) = \min(60; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 Art.A.5.1,211) :

Pour une fissuration non préjudiciable, la contrainte tangente conventionnelle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \min[0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}] = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 26,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26,58 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,204 \text{ Mpa} < 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > -0,096 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence aciers béton:

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

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

$$T_{\max} = 26,58 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,58 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,206 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:(art A4.2,1/BAEL91modifie 99)**✓ Influence sur le béton:**

On doit vérifier que : $T_{\max} < \bar{T}_u$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,13 \times 1}{1,5} = 780 \text{KN}$$

$$T_{\max} = 26.58 \text{KN} < 780 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les armatures:**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)}{f_e} \quad \text{Avec : } M_a = -7.023 \text{KN.m}$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(26.58 + \frac{(-7.023)}{0,9 \times 0.13} \right) = -0,096 \text{cm}^2$$

❖ **Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3) :**

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

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse la hauteur de la poutre, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement $0.4L_s$

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{cm}$$

III-5-5)-Calcul à L'ELS:

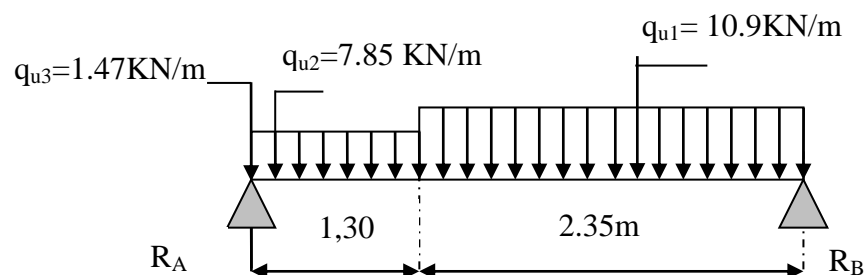


Schéma statique

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.47 + (7.85 \times 1.30) + (10.9 \times 2.35) = 37.29 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.65 - (10.9 \times 2.35) \left(\frac{2.35}{2} + 1.3 \right) - (7.85 \times \frac{1.3^2}{2}) = 0$$

$$R_B = 19.19 \text{KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow - (R_A \times 3.65) + (1.47 \times 3.65) + (7.85 \times 1.3) \left(\frac{1.3}{2} + 2.35 \right) + (10.9 \times \frac{2.35^2}{2}) = 0$$

$$R_A = 18.10 \text{ KN}$$

1. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30$

$$T_y = -7.85 - 1.47 + 18.10$$

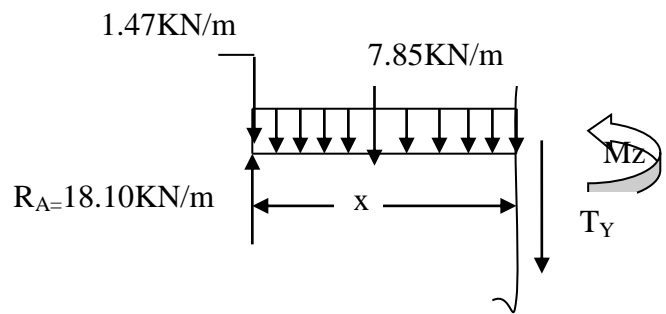
$$T_y = -7.85x + 16.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = 16.63 \text{ KN} \\ T(x=1.30) \Rightarrow T_y = 6.43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = 18.10x - 1.47x - 7.85 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 16.63x - 3.925x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.30 \text{ m}, \quad M(x=1.30) = 14.99 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

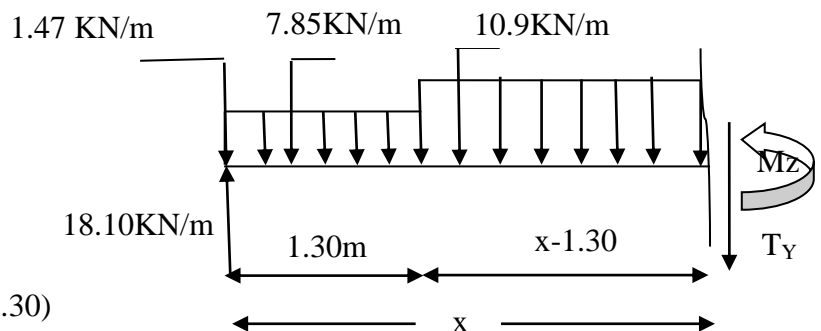


2^{eme} tronçon : $1.30 \leq x \leq 3.65$

$$T_y = 18.10 - 1.47 - 7.85(1.30) - 10.9(x - 1.30)$$

$$T_y = -10.9x + 20.6$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=1.30) \Rightarrow T_y = 6.43 \text{ KN} \\ T(x=3.65) \Rightarrow T_y = -19.2 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$:

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.89 \text{ m}$$

$$M(x) = 18.10x - 1.47x - (7.85 \times 1.3) \left(x - \frac{1.3}{2}\right) - 10.9 \frac{(x-1.3)^2}{2}$$

$$M(x) = -5.45x^2 + 20.6x - 2.58$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.30) = 14.99 \text{ KN.m} \\ M(x=1.89) = 16.89 \text{ KN.m} \\ M(x=3.65) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Afin de tenir compte des semi encastresments aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (16.89) = -5.067 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (16.89) = 14.36 \text{ KN.m}$

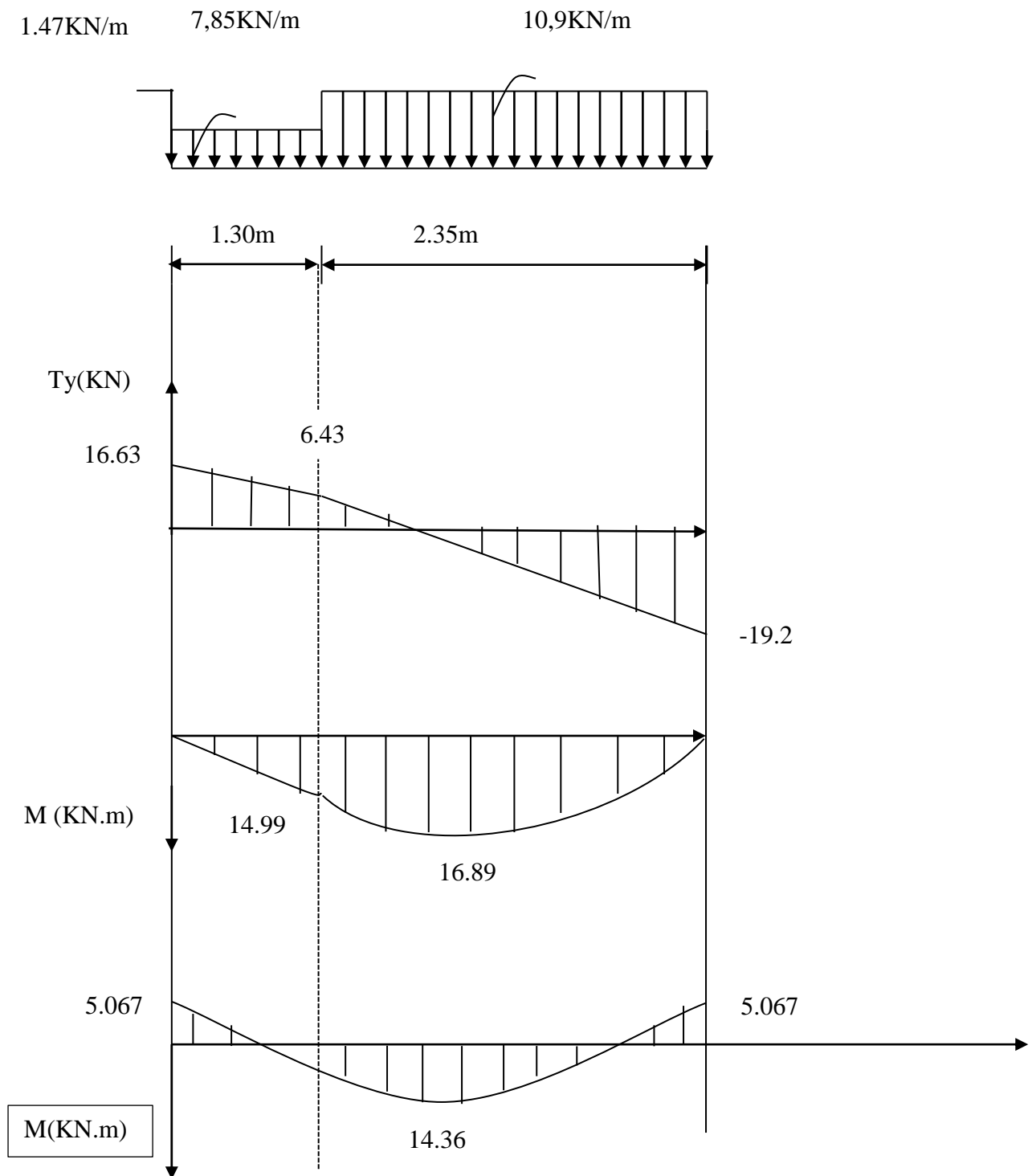


Figure III-5-6: Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS

I-3)-Vérification à L'ELS:❖ **Etat limite de résistance de béton a la compression (BEAL 91 Art A-4-5-2):**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Aux appuis:

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho = 0,155 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.934 \\ K_1 = 60.97 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5.067 \times 10^3}{0,934 \times 13 \times 2.01} = 207.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{207.62}{60.97} = 3.405 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\rho = 0,435 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34.60 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{14.36 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5.65} = 217.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{217.47}{34.60} = 6.28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche:**

Les règles de (BAEL 91/Art B.6.5.2), précisent qu'on peut dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \mathbf{h} : \text{Hauteur de la poutre.} \\ \mathbf{L} : \text{Longueur libre de la plus grande travée.} \\ \mathbf{f_e} : \text{Limite d'élasticité de l'acier.} \\ \mathbf{A} : \text{Section d'armature en travée.} \\ \mathbf{M_t} : \text{Moment max en travée.} \\ \mathbf{M_0} : \text{Moment max isostatique.} \end{array}$$

Vérification :

$$h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad L = 3.65 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{365} = 0.041 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.041 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.36}{10 \times 16.89} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Etant donné que les conditions ne sont pas vérifiées donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$F_v = \frac{5q.L^4}{384E_v.I_{Fv}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm}$$

Avec :

F_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

q_s : max (q_s palier ; q_s paillassé ; q_s mur) = max(7.85 ; 10.9 ; 0.95) = 10.9 KN/ml.

E_v : module de déformation longitudinale différée, ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$).

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogène.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale tendue homogène.

\bar{F} : Flèche admissible.

Calcul de la flèche :

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

$$V_1 = \frac{S/xx'}{B_0}$$

$$V_2 = h - V_1$$

S/xx' : Moment statique par rapport à l'axe (xx').

$$\left\{ \begin{array}{l} S/xx' = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d \\ B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b.h + 15A_t \\ S/xx' = \frac{100.15^2}{2} + 15.5,65.13 = 12351,75 \text{ cm}^3 \\ B_0 = 100.15 + 15.5,65 = 1584.75 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$V_1 = \frac{12351,75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(7,79^3 + 7,21^3) + 15.5,65(7,21 - 2)^2 = 30551,61 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{Avec } \lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{100 \cdot 13} = 0,0043 \Rightarrow \rho (\%) = 0,43$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,43 \cdot 348 + 2,1} = 0,99$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{100}{100}\right) \cdot 0,43} = 0,025$$

$$I_{FV} = \frac{3055161}{1 + 0,025 \cdot 0,99} = 29813,72 \text{ cm}^4$$

$$FV = \frac{5 \cdot 10,9 \cdot 3,65^4}{384 \cdot 1081887 \cdot 10^3 \cdot 29813,72 \cdot 10^{-8}} = 0,0078 \text{ cm} \quad (\bar{F} = 0,73 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.})$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BEAL 91 Art A-5-34) :**

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

Remarque :

On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux

II. Escalier type 2(RDC) :

II-1 Pré dimensionnement de la paillasse :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

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

L' : Longueur en plan de la volée

L₀ : longueur des paliers et de la paillasse

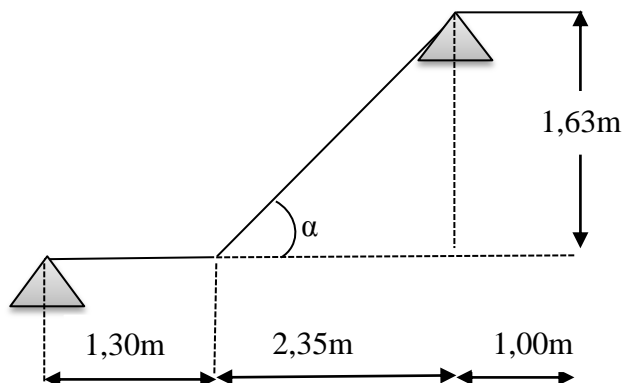
On a : $\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{162}{235} = 0,689 \Rightarrow \alpha = 34,57^\circ$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{235}{\cos 34,57} = 285,4 \text{ cm}$$

$$L_0 = 285,4 + 130 = 415,4 \text{ cm}$$

$$\frac{415,4}{30} \leq e \leq \frac{415,4}{20} \Rightarrow 13,85 \leq e \leq 20,77 \text{ cm}$$

On adopte pour e = 15[cm].



II-2-Détermination des charges et surcharges de calcul :

A-charges et surcharges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur considérant que l'escalier est horizontale d'une longueur totale L=1.30+2.35=3.65m

On considère que l'escalier est semi encastrée à ses deux extrémités (ses deux appuis)

Paillasse :

G₁=8.4 KN/ml.

Q₁=2.5 KN/ml.

Palier :

G₂=5.35 KN/ml.

Q₂=2.5 KN/ml.

Poids des mur:

P₁=g (4.50-1.26-0.4) =1.3 (4.5-1.26-0.4) =3.7 KN/ml

P₂=g (4.50-2.88-0.4)=2.36 (4.5-2.88-0.4)=2.88 KN/ml

B-Combinaison de charges :

✓ **ELU :** **q_u = 1.35 G+ 1.5Q**

La volée : q_{u1} = (1.35 x 8.4+ 1.5x 2.5) = 15.09 KN / m

Le palier : q_{u2} = (1.35 x 5.35 + 1.5x 2.5) = 10.97 KN / m

Le mur : q_{u3} = (1.35x3.7)=4.99 KN / m

Le mur : $q_{u4} = (1.35 \times 2.88) = 3.89 \text{ KN / m}$

✓ **ELS** : $q_s = G + Q$

La volée : $q_{s1} = (8.4 + 2.5) = 10.9 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s2} = (5.35 + 2.5) = 7.85 \text{ KN / m}$

Le mur : $q_{u3} = 3.7 \text{ KN / m}$

Le mur : $q_{u4} = 2.88 \text{ KN / m}$

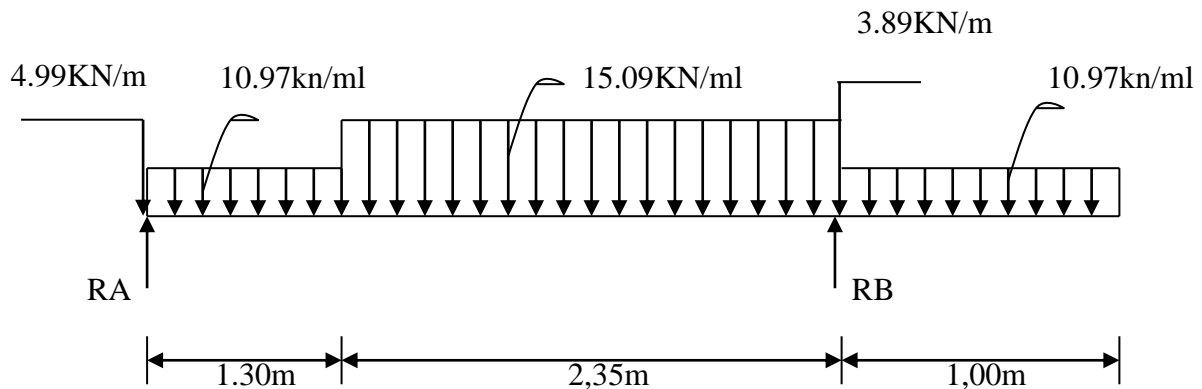


Schéma statique

3) **Réaction d'appuis** :

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 4.99 + (10.97 \times 1.30) + (15.09 \times 2.35) + (10.97 \times 1) + 3.89 = 69.57 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.65 - (15.09 \times 2.35) \left(\frac{2.35}{2} + 1.3 \right) - (10.97 \times \frac{1.3^2}{2}) - (10.97 \times 1) \left(\frac{1}{2} + 3.65 \right) - (3.89 \times 3.65) = 0 \Rightarrow R_B = 42.95 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow - (R_A \times 3.65) + (4.99 \times 3.65) + (10.97 \times 1.3) \left(\frac{1.3}{2} + 2.35 \right) + (15.09 \times \frac{2.35^2}{2}) - (10.97 \times \frac{1^2}{2}) = 0 \Rightarrow R_A = 26.62 \text{ KN}$$

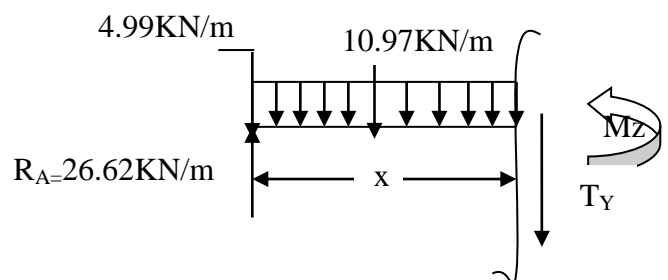
II-3)-Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30$

$$T_y = -10.97x - 4.99 + 26.62$$

$$T_y = -10.97x + 21.63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = 21.63 \text{ KN} \\ T(x=1.30) \Rightarrow T_y = 7.37 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M(x) = 26.62x - 4.99x - 10.97 \frac{x^2}{2}$$

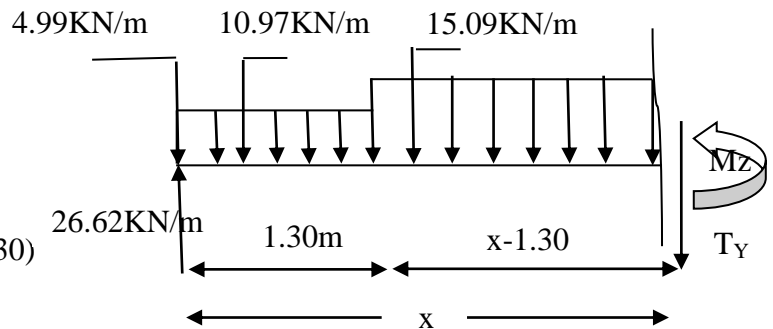
$$M(x) = 21.63x - 5.485 x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.30 \text{ m}, \quad M(x=1.30) = 18.85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{eme} tronçon : $1.30 \leq x \leq 3.65$

$$T_y = 26.62 - 4.99 - 10.97(1.30) - 15.09(x - 1.30)$$

$$T_y = -15.09x + 26.99$$



$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=1.30) \Rightarrow T_y = 7.37 \text{ KN} \\ T(x=3.65) \Rightarrow T_y = -28.09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$:

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.79 \text{ m}$$

$$M(x) = 26.62x - 4.99x - (10.97 \times 1.3) \left(x - \frac{1.3}{2}\right) - 15.09 \left(\frac{x - 1.3^2}{2}\right)$$

$$M(x) = -7.545x^2 + 26.99x - 3.48$$

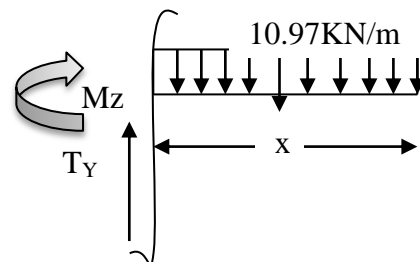
$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.30) = 18.85 \text{ KN.m} \\ M(x=1.79) = 20.66 \text{ KN} \\ M(x=3.65) = -5.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.0 \text{ m}$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T_y(x) = 10.97x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow T_y = 0 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=1.0 \Rightarrow T_y = 10.97 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$\sum M / i = 0 \Rightarrow M_z(x) = -\frac{10.97}{2} x^2$$

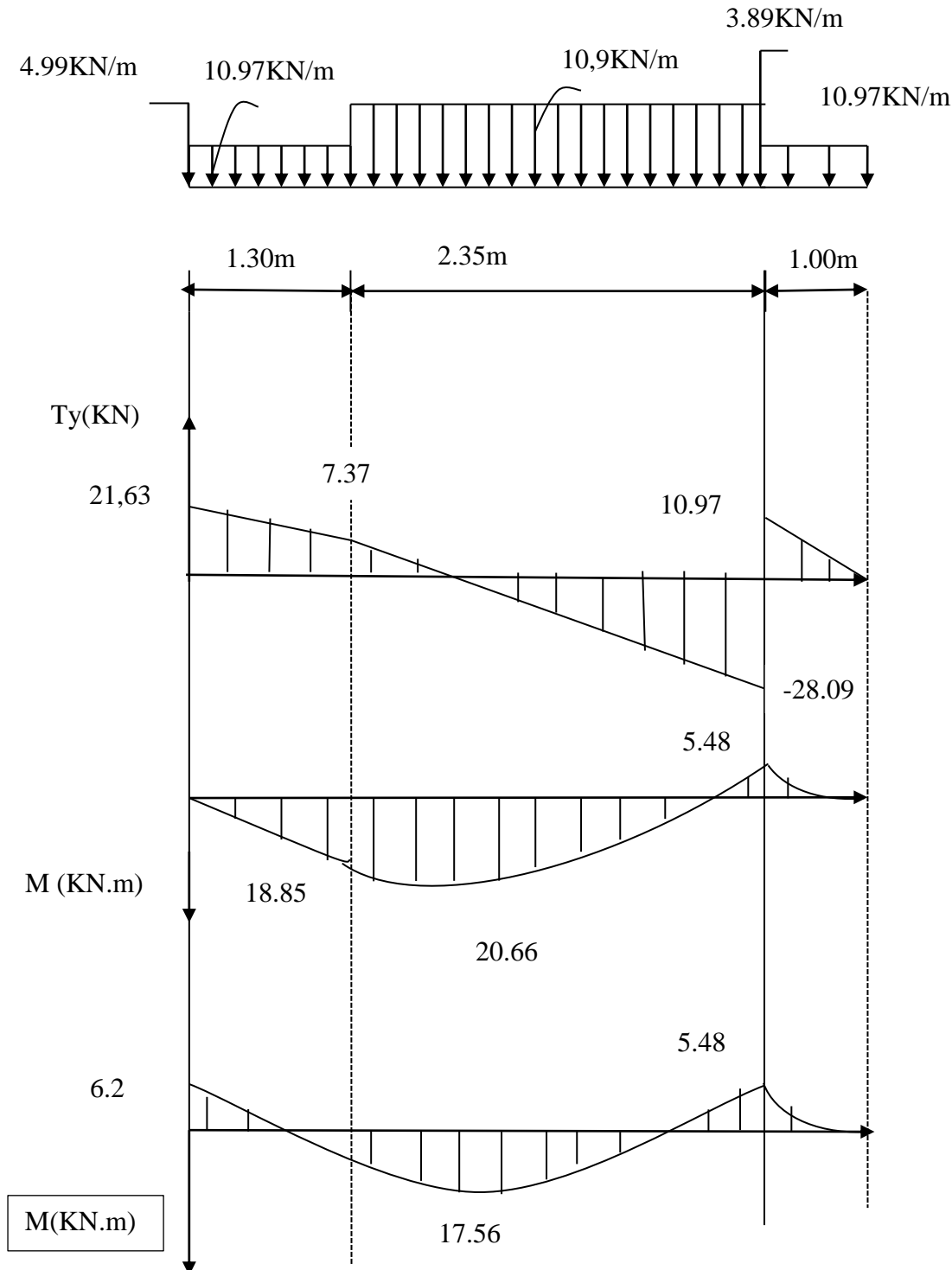
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=1.00 \Rightarrow M_z = -5.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (20.66) = -6.2 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (20.66) = 17.56 \text{ KN.m}$

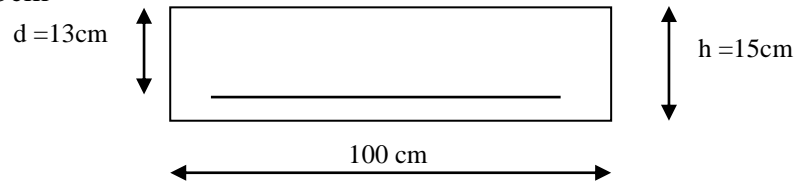


FigureIII-5-7 : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELU.

II-4)-Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire en flexion simple dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b=100\text{cm}, c=2\text{cm}, d=13\text{cm}, h=15\text{cm}$$

❖ **En appui A :**

$$M_A = 6,2\text{KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M^A_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,2 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M^t_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,2 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,39\text{cm}^2$$

Soit : 4HA12=4,52cm² avec un espacement St =25cm

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502\text{cm}^2$$

Soit : 4HA8=2,01cm² avec un espacement St =25cm

❖ **En travée :**

$$M_t = 17,56\text{KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M^t_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,56 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,073 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,073 \Rightarrow \beta = 0,9625$$

$$A_t = \frac{M^t_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,56 \times 10^3}{0,9625 \times 13 \times 348} = 4,03\text{cm}^2$$

Soit : 4HA12=4,52cm² avec un espacement St =25cm

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2,01 cm² avec (St = 25cm)

FigureIII-5-8 : Section de l'escalier

II-5)-Vérification à L'ELU :**❖ Condition de non fragilité du béton :(art A4.2, 1/BAEL91modifie 99) :**

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

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

❖ Répartition des barres : (art A8.2,41/BAEL91modifie 99) :**✓ Armatures principales :**

$$St < \min(3h ; 33) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Armatures de répartitions :

$$St < \min(4h ; 45) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 Art.A.5.1,211) :

Pour une fissuration non préjudiciable, la contrainte tangente conventionnelle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \min[0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}] = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 28,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,09 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,216 \text{ Mpa} < 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence aciers béton :

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

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

$$T_{\max} = 28,09 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,09 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 15,07} = 1,59 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que : $T_{\max} < \bar{T}_u$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,13 \times 1}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 28,09 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)}{f_e} \quad \text{Avec : } M_a = -6,2.m$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(28,09 + \frac{(-6,2)}{0,9 \times 0,13} \right) = -0,07 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > -0,07 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3) :**

$$L_s = \frac{\overline{\phi_{travée}} f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse la hauteur de la poutre, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement $0,4L_s$

$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$.

II-6)-Calcul à L'ELS :

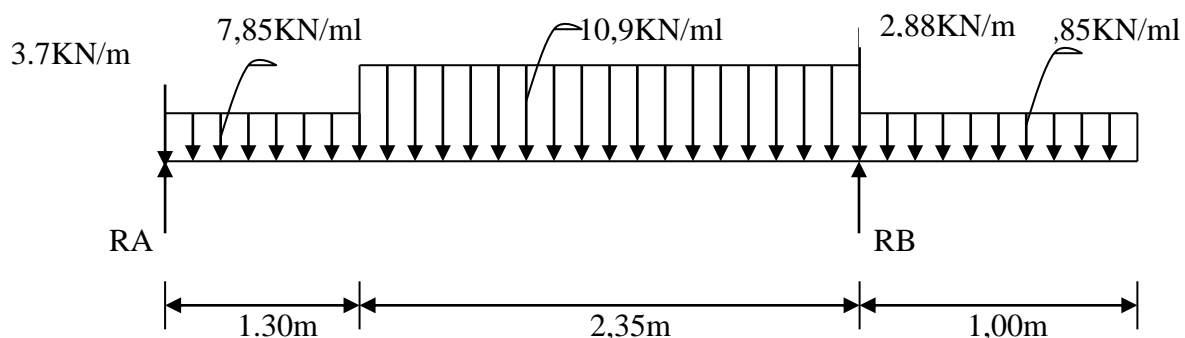


Schéma statique

Réaction d'appuis :

$$\sum f_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 3,7 + (7,85 \times 1,30) + (10,9 \times 2,35) + 2,88 + (7,85 \times 1) = 50,25 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,65 - (10,9 \times 2,35) \left(\frac{2,35}{2} + 1,3 \right) - (7,85 \times \frac{1,3^2}{2}) - (7,85 \times 1) \left(\frac{1}{2} + 3,65 \right) - (2,88 \times 3,65) = 0 \Rightarrow R_B = 30,99 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow - (R_A \times 3.65) + (3,7 \times 3.65) + (7,85 \times 1.3) \left(\frac{1.3}{2} + 2.35 \right) + \left(10,9 \times \frac{2.35^2}{2} \right) - (7,85 \times \frac{1^2}{2}) = 0 \longrightarrow R_A = 19,26 \text{ KN}$$

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

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30$

$$T_y = -7,85x - 3,7 + 19,26$$

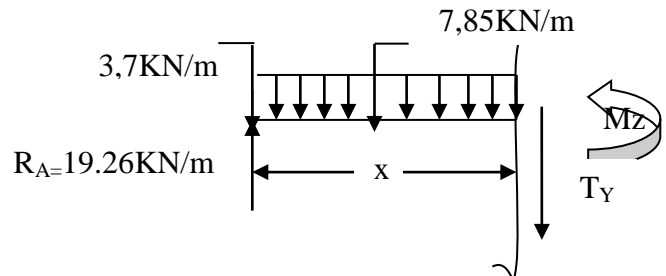
$$T_y = -7,85x + 15,56$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = 15,56 \text{ KN} \\ T(x=1.30) \Rightarrow T_y = 5,36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = 19,26x - 3,7x - 7,85 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -3,925x^2 + 15,56x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.30 \text{ m}, \quad M(x=1.30) = 13,59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



2^{eme} tronçon : $1.30 \leq x \leq 3.65$

$$T_y = 19,26 - 3,7 - 7,85(1.30) - 10,9(x - 1.30)$$

$$T_y = -10,9x + 19,53$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=1.30) \Rightarrow T_y = 5,36 \text{ KN} \\ T(x=3.65) \Rightarrow T_y = -20,25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

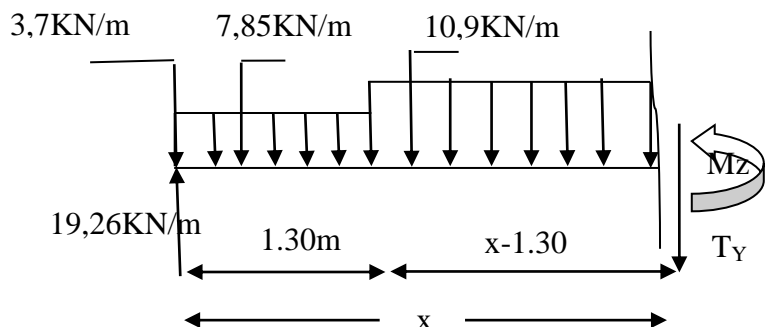
Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$:

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.79 \text{ m}$$

$$M(x) = 19,26x - 3,7x - (7,85 \times 1.3) \left(x - \frac{1.3}{2} \right) - 10,9 \left(\frac{x - 1.3^2}{2} \right)$$

$$M(x) = -5,45x^2 + 19,53x - 2,58$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.30) = 13,59 \text{ KN.m} \\ M(x=1.79) = 14,92 \text{ KN} \\ M(x=3.65) = -3,9 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



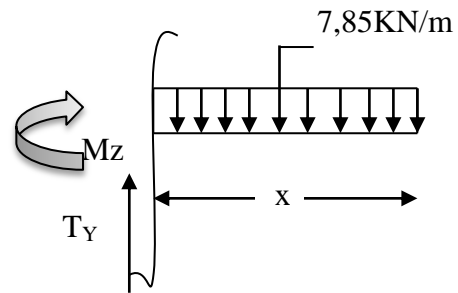
3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.0\text{m}$

$$\sum F_Y = 0 \Rightarrow T_Y(x) = 7,85x$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow T_Y = 0 \text{ KN} \\ x=1,0 \Rightarrow T_Y = 7,85 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / i = 0 \Rightarrow M_Z(x) = -\frac{7,85}{2} x^2$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_Z = 0 \\ x=1.00 \Rightarrow M_Z = -3,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (14,92) = -4,48 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (14,92) = 12,68 \text{ KN.m}$

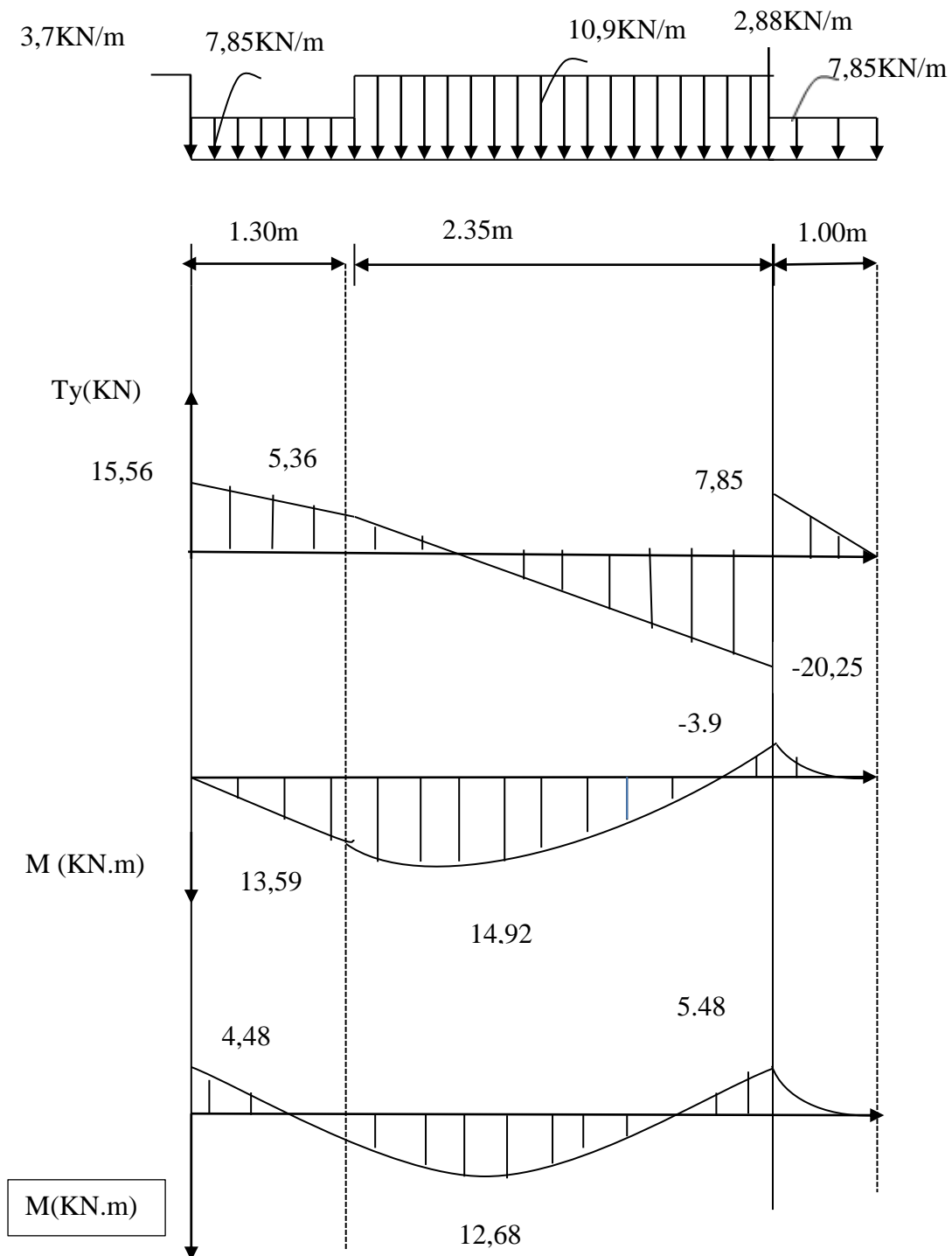


Figure III-5-9 : Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS.

II-7)-Vérification à L'ELS :

❖ **Etat limite de résistance de béton a la compression (BEAL 91 Art A-4-5-2):**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho = 0,155 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,934 \\ K_1 = 60,97 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{4,48 \times 10^3}{0,934 \times 13 \times 2,01} = 183,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{183,56}{60,97} = 3,01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,348$$

$$\rho = 0,435 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,9086 \\ K_1 = 39,59 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{12,68 \times 10^3}{0,9086 \times 13 \times 4,52} = 237,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{236,94}{39,59} = 5,98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Les règles de (BAEL 91/Art B.6.5.2), précisent qu'on peut dispenser de vérifier a l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \mathbf{h} : \text{Hauteur du palier.} \\ \mathbf{L} : \text{Longueur libre de la plus grande travée.} \\ \mathbf{f_e} : \text{Limite d'élasticité de l'acier.} \\ \mathbf{A} : \text{Section d'armature en travée.} \\ \mathbf{M_t} : \text{Moment max en travée.} \\ \mathbf{M_0} : \text{Moment max isostatique.} \end{array}$$

Vérification :

$$h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad L = 3.65 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{365} = 0.041 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0323 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12,68}{10 \times 14,92} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Etant donné que les conditions ne sont pas vérifiées donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$F_v = \frac{5q.L^4}{384E_v.I_{Fv}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm}$$

Avec :

F_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

q_s : max (q_s palier ; q_s paillasse ; q_s mur) = max(7,6 ; 7,85 ; 10,9 ; 2,88) = 10.9 KN/ml.

E_v : module de déformation longitudinale différée, ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$).

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogène.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale tendue homogène.

\bar{F} : Flèche admissible.

Calcul de la flèche :

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

$$V_1 = \frac{S/xx'}{B_0}$$

$$V_2 = h - V_1$$

S/xx' : Moment statique par rapport à l'axe (xx').

$$\left\{ \begin{array}{l} S/xx' = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d \\ B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b.h + 15A_t \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S/xx' = \frac{100.15^2}{2} + 15.4,52.13 = 12131,4 \text{ cm}^3 \\ B_0 = 100.15 + 15.4,52 = 1567,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$V_1 = \frac{12131,4}{1567,8} = 7,74 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (7,74^3 + 7,26^3) + 15,4,52(7,26 - 2)^2 = 30087,26 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{Avec } \lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,52}{100 \cdot 13} = 0,0035 \Rightarrow \rho (\%) = 0,35$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,35 \cdot 348 + 2,1} = 0,99$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{100}{100}\right) \cdot 0,35} = 0,024$$

$$I_{FV} = \frac{30087,26}{1 + 0,024 \cdot 0,99} = 29388,98 \text{ cm}^4$$

$$F_V = \frac{5 \cdot 10^9 \cdot 4,65^4}{384 \cdot 1081887 \cdot 10^3 \cdot 29388,98 \cdot 10^{-8}} = 0,023 \text{ cm} \langle \bar{F} = 0,73 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-3-Etat limite d'ouverture des fissures : (BEAL 91 Art A-5-34) :

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

III-6)-Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est calculée en flexion simple, supposée comme étant une poutre à une section rectangulaire, semi encastrée à ses deux extrémités

Poutre palière étage de service :**I. Pré dimensionnement :****❖ Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

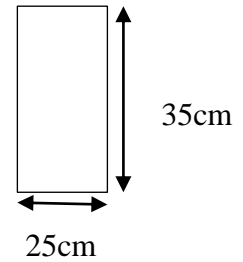
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3,45 \text{ m} \Rightarrow \frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10} \quad \text{donc : } 23 \text{ cm} \leq h_t \leq 34,5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

**❖ Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \text{D'ou : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25 \text{ cm}$

$$h_t/b = 35/25 = 1,4 < 1,6 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

II. Détermination des charges :

$$\text{❖ Poids propre de la poutre : } G = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,19 \text{ KN / ml}$$

$$\begin{aligned} \text{❖ Effort tranchant à l'appui : ELU : } R_A &= 42,95 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS : } R_B &= 30,99 \text{ KN /ml} \end{aligned}$$

Combinaison de charges :

$$\text{ELU} \implies q_u = 1,35 G + R_A = (1,35 \times 2,19) + 42,95 = 45,91 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \implies q_s = G + R_B = 2,19 + 30,99 = 33,18 \text{ KN/ml}$$

III. Calcul des efforts internes l'ELU :

❖ Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{45,91 \times 3,45^2}{8} = 68,30 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{45,91 \times 3,45}{2} = 79,19 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

✓ aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 68,30 = -20,49 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 68,30 = 58,05 \text{ KN.m}$$

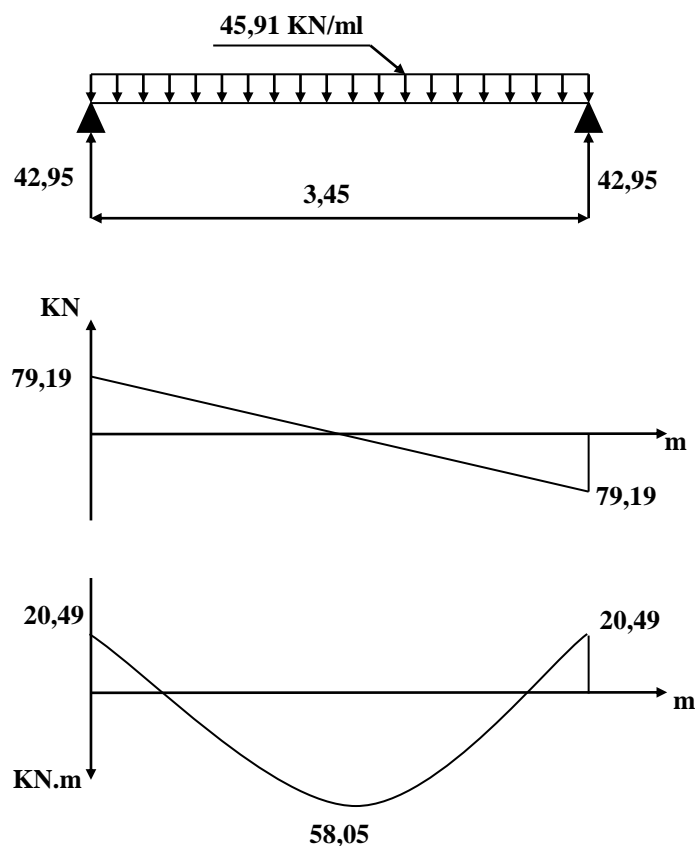


Figure III-6-1 : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU

IV. Calcul des armatures en flexion simple:❖ **En travée :**✓ Armatures principales :

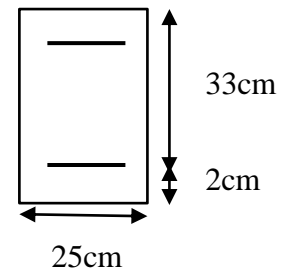
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{58,05 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,150$$

$$\mu_b = 0,150 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,918$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{58,05 \times 10^3}{0,918 \times 33 \times 348} = 5,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3\text{HA14} + 2\text{HA12} = 6,88 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis :**✓ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,49 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,053$$

$$\mu_a = 0,053 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,972$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,49 \times 10^3}{0,972 \times 33 \times 348} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_a = 3\text{HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

V- Vérification a l'ELU :❖ **Condition de non fragilité : (BEAL 91 Art A-4.2,1) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

- **aux appuis :** $A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,996 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.- **en travée :** $A_t = 6,88 \text{ cm}^2 > 0,996 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.❖ **Vérification de la section du béton a l'effort tranchant :(BAEL 91. Art A.5-1-2,2) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} \quad (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{79,19 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times \pi \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{79,19 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 11,304} = 2,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,36 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis: (BAEL 91. Art A.5-1-3.2)**

✓ **influence sur le béton :**

Ou doit vérifier la condition:

$$T_{u \max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 330 \times \frac{25}{1,5} = 495 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 79,19 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{T_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left\{ T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right\} \quad \left. \vphantom{A_a} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \leq \frac{1,15}{400} \left(79,19 \times 10^3 - \frac{20,49 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right) = 29,32 \text{ mm}^2 = 0,29 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales : (BEAL 91 Art A7-2-2) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par : $\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\}$

h=hauteur totale d'élément (h= 35cm)

Φ =diamètre maximal d'armature longitudinales

b=largeur d'élément (b=25cm)

$$\phi_t \leq \min \{10 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 12 \text{ mm}\} = 10 \text{ mm}$$

Donc nous choisirons le HA8 \Rightarrow Nous adopterons $A_t = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **Espacement des barres :**

D'après le **RPA2003.Art. 7.5.2, 2**, l'espacement des barres est donné selon deux zones:

a) Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm} \right\} = \min \{8,75\text{cm}; 14,4\text{cm}; 30\text{cm}\} = 8,75\text{cm}$$

On prend $S_t = 8 \text{ cm}$

b) Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

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

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003.b.S$$

- **Zone nodale :**

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

- **Zone courante :**

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

❖ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \text{ avec } \bar{\tau} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm} \rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

La longueur de scellement droit L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on optera pour un crochet normal dont la longueur d'ancrage est $L_a = 0,4L_s = 18 \text{ cm}$.

V. calcul à l'ELS :V-1-Combinaison des charges :

$$q_s = 33,18 \text{ KN/ml}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{33,18 \times 3,45^2}{8} = 49,36 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{33,18 \times 3,45}{2} = 57,2 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 49,36 = -14,8 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 49,36 = 41,96 \text{ KN.m}$$

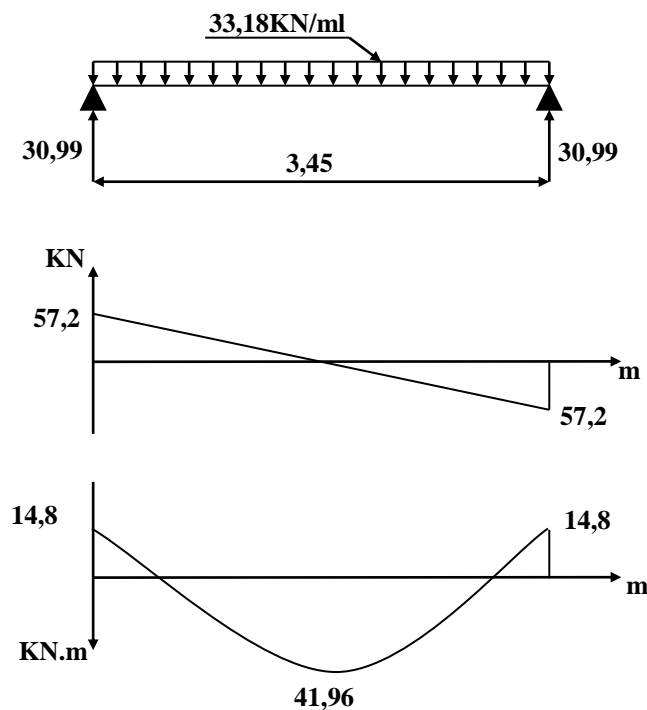


Figure III-6-2 : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS

III-3-9 Vérifications à l'ELS :

• **Etat limite de compression du béton (BAEL 91/Art B.6.5, 1) :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ **Aux appuis :**

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,56 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 36,02 \\ \beta_1 = 0,902 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{14,8 \times 10^3}{0,902 \times 33 \times 3,39} = 146,67 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{146,67}{36,02} = 4,07 \text{MPa} \\ 4,07 \text{MPa} &< 15 \text{MPa} \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 6,88}{25 \times 33} = 0,83 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 26,32 \\ \beta_1 = 0,879 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{41,96 \times 10^3}{0,879 \times 33 \times 5,65} = 256,03 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{256,03}{26,32} = 9,73 \text{MPa} \\ 9,73 \text{MPa} &< 15 \text{MPa} \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

VI-3-vérification de la flèche :

Les règles de (BAEL 91/Art B.6.5.2), précisent qu'on peut dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} & \mathbf{h} : \text{Hauteur de la poutre.} \\ & \mathbf{L} : \text{Longueur libre de la plus grande travée.} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} & \mathbf{f_e} : \text{Limite d'élasticité de l'acier.} \\ & \mathbf{A} : \text{Section d'armature en travée.} \\ \frac{h}{L} = \frac{M_t}{10M_0} & \mathbf{M_t} : \text{Moment max en travée.} \\ & \mathbf{M_0} : \text{Moment max isostatique.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{345} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = 0.081 \leq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{0.85xM_0}{10 \times M_0} = 0.085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{5,65}{25 \times 33} = 6,85 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche est nécessaire car les 3 conditions ne sont pas vérifiées.

$$F_v = \frac{5q.L^4}{384E_v.I_{Fv}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = 0,69cm$$

Avec :

F_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

$q_s=30,36KN/ml$.

E_v : module de déformation longitudinale différée, ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87MPa$).

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogène.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale tendue homogène.

\bar{F} : Flèche admissible.

Calcul de la flèche :

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

$$V_1 = \frac{S/xx'}{B_0}$$

$$V_2 = h - V_1$$

S/xx' : Moment statique par rapport à l'axe (xx').

$$\left\{ \begin{array}{l} S/xx' = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d \\ B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b.h + 15A_t \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S/xx' = \frac{25.35^2}{2} + 15.5,65.33 = 18109,25cm^3 \\ B_0 = 25.35 + 15.5,65 = 959,75cm^2 \end{array} \right.$$

$$V_1 = \frac{18109,25}{959,75} = 18,87cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18,87 = 16,13 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{25}{3} (18,87^3 + 16,13^3) + 15,5,65(16,13 - 2)^2 = 10788613 \text{ cm}^4$$

$$I_{FV} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{Avec } \lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{25,33} = 0,0068 \Rightarrow \rho (\%) = 0,68$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,68 \cdot 348 + 2,1} = 0,99$$

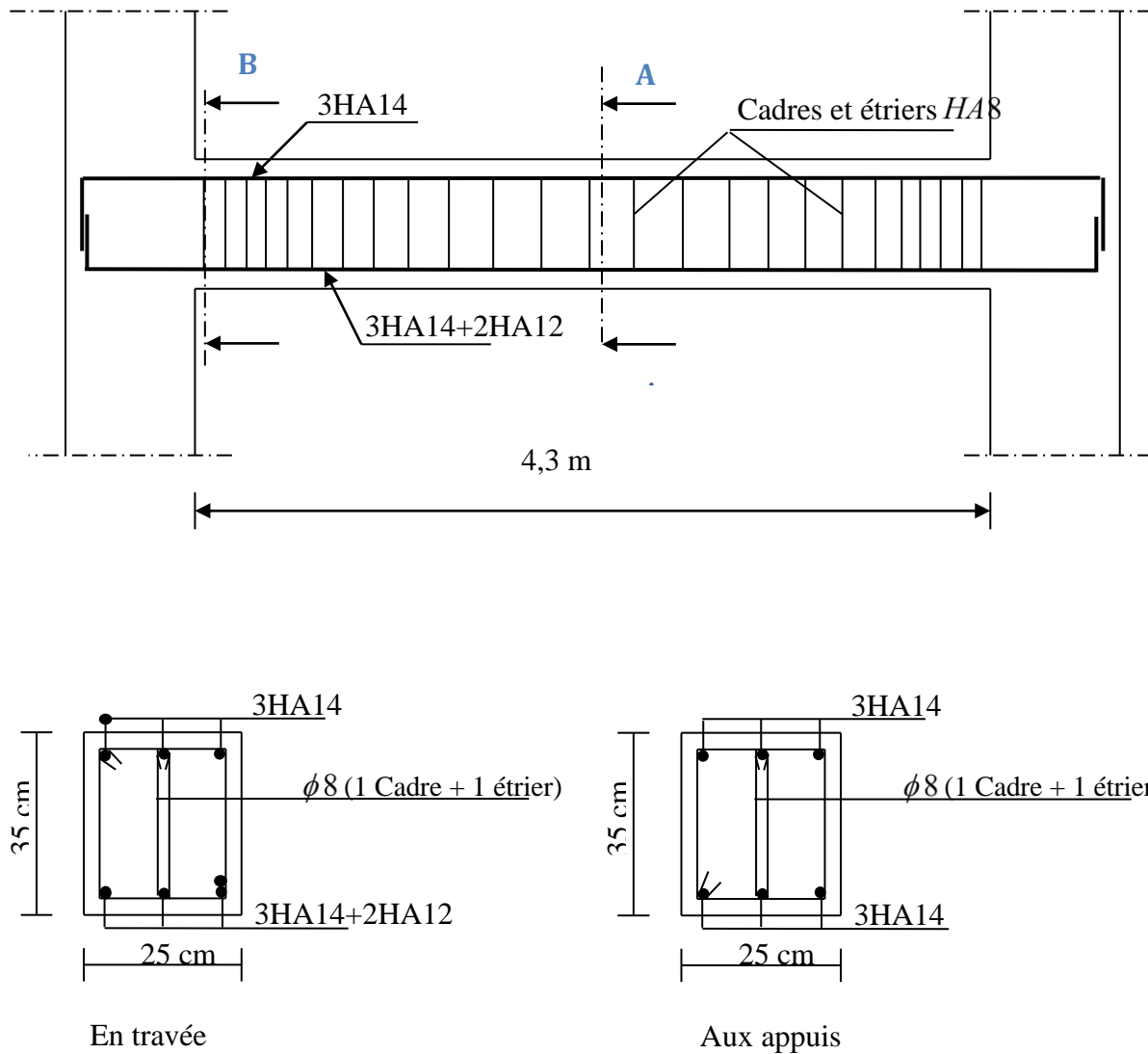
$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \frac{25}{25}\right) \cdot 0,68} = 0,012$$

$$I_{FV} = \frac{10788613}{1 + 0,012 \cdot 0,99} = 106619,5 \text{ cm}^4$$

$$F_v = \frac{5,18,82 \cdot 4,30^4}{384 \cdot 1081887 \cdot 10^3 \cdot 10321891 \cdot 10^{-8}} = 0,0048 \text{ cm} \langle \bar{F} = 0,69 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-3-Etat limite d'ouverture des fissures : (BEAL 91 Art A-5-34) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc aucune vérification n'est à effectuer
Remarque : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.



FigureIII-6-3 : ferrailage de la poutre palière

Introduction :

La révolution scientifique a changé les habitudes de travail. Certains métiers ont disparus et d'autres ont disparus. L'informatique est rapidement devenue l'outil de travail indispensable dans de nombreuses professions, qui au préalable n'utilisaient pas de telles techniques et qui ont dû par conséquent s'adapter à ces changements. L'ingénieur en génie civil a aussi dû affronter le monde de l'informatique, par l'apparition de logiciels de calcul.

Étant donné que la méthode des éléments finis est envisagée pour l'analyse du risque sismique l'utilisation d'un logiciel s'impose (**ETABS, SAP2000, ROBOT, etc.**), ces logiciels doivent posséder certaines caractéristiques recherchées :

- Suffisamment de liberté pour le choix des méthodes de calcul et des utilisés ;
- Clarté de la démarche de calcul ;
- Utilisation rapidement accessible ;
- Sa disponibilité.

Le concept de base de la MEF :

La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux, elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments

Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale, elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu 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 rigidité de chaque élément. Dans notre cas on a choisi l'ETABS.

IV-Modélisation de la structure :**IV-1-Description de l'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems):**

L'ETABS (**Extended Tridimensionnel Analyses of Building Structures**) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments s'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 post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV-2-rappel :

Grid line : ligne de grille
Joints : nœuds
Frame : portique (cadre)
Shell : voile
Elément : élément
Restreintes : points d'application de la charge
Loads: charges
Uniformed loads: charges uniformes
Define : définir
Material : matériaux
Concrète : béton
Steel : acier
Frame section : coffrage
Column : poteau
Beam : poutre
File : fichier
Copy : copier
Move : déplacer
Save : enregistrer
Save as : enregistrer sous
Add : ajouter
Delete : supprimer
Story : étage
Height : hauteur

IV-3-Manuel d'utilisation de logiciel ETABS:

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7

IV-4-Etapes de modélisation :**a) Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



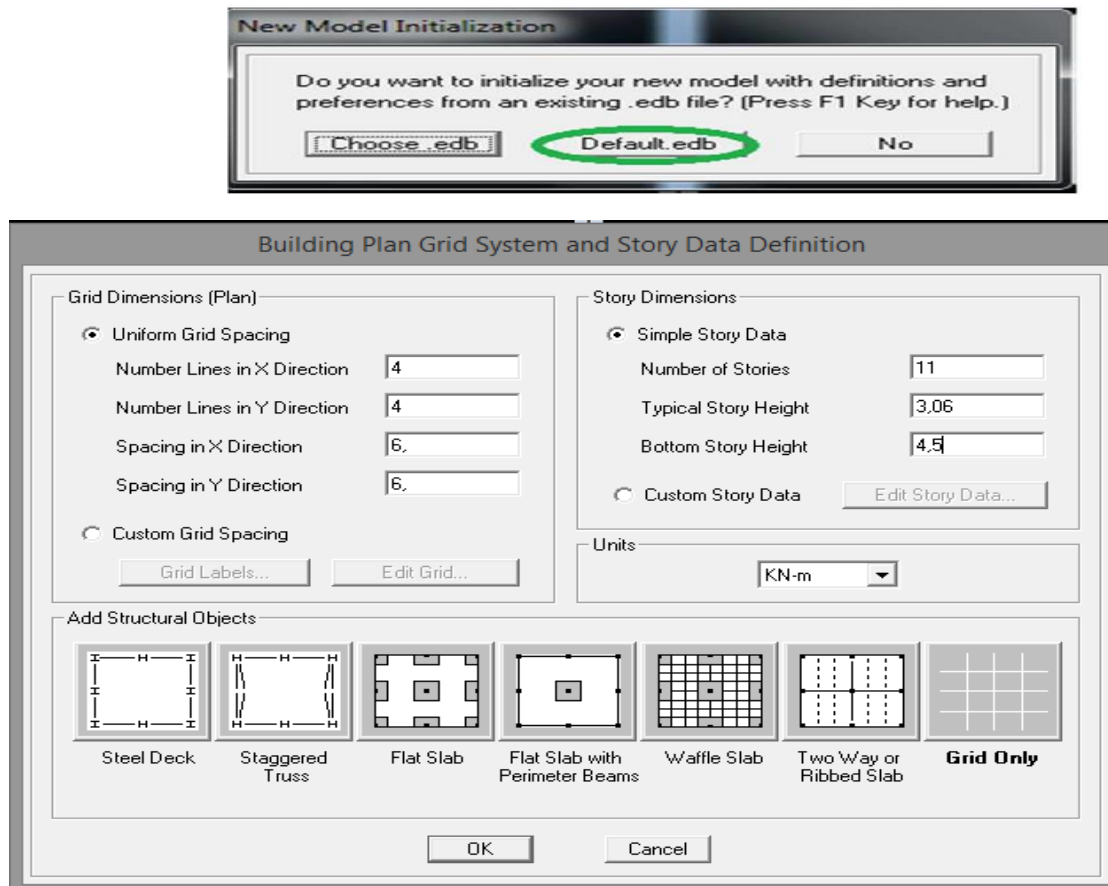
On clique sur l'icône de L'ETABS

1-Choix des unités :

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran on choisit le KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements

**2-Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.



Pour une construction en Auto-Table. On choisit l'icône **Grid Only**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

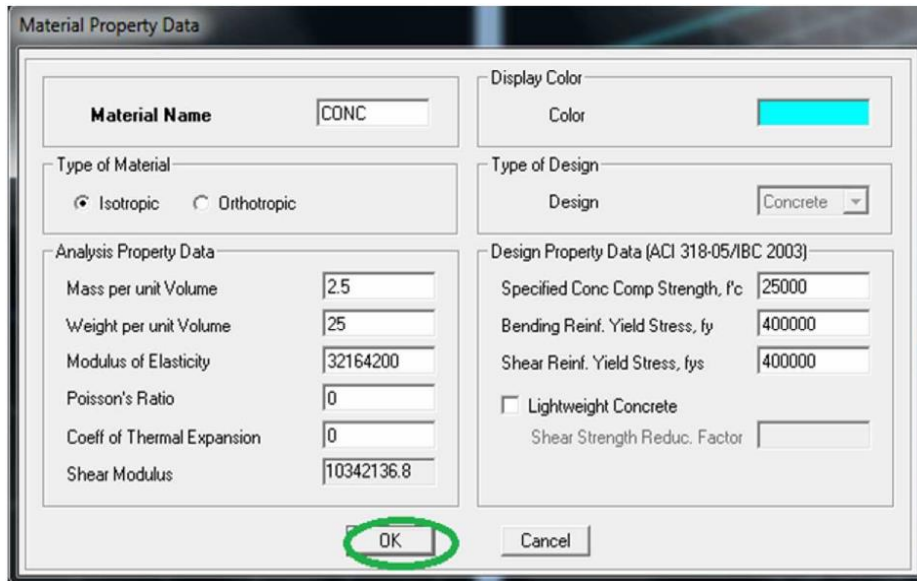
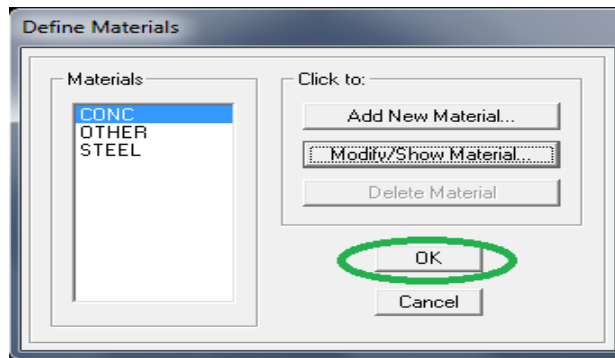
- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Longueur de travées dans le sens X entre axes (spacing in X direction).
- Hauteur d'étage (story Height).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur en bas (bottom story height).

3-Propriétés mécanique du matériau utilise:

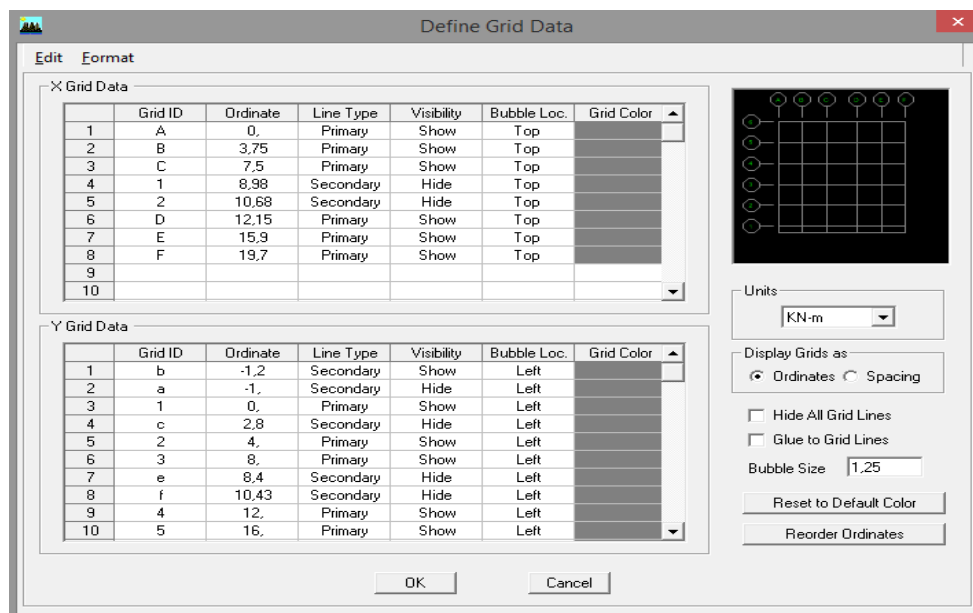


Define ⇒ materials properties

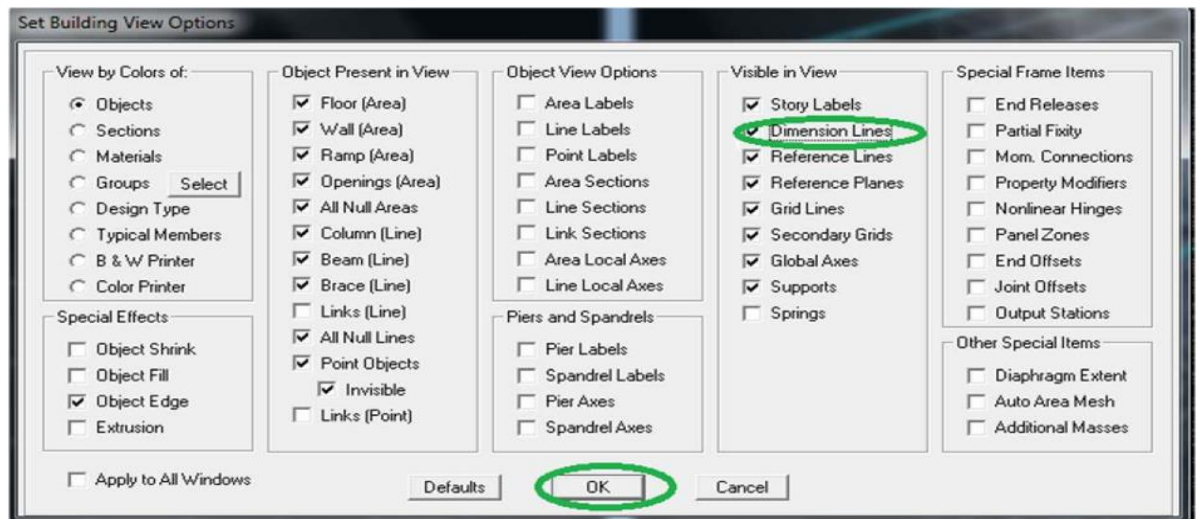
Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures



- **Modification de géométrie de base:**
 Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit Grid Data**.




4) **Vérification des dimensions** : la barre des tâches supérieure... set building view option... visible in view ... Dimension lines.

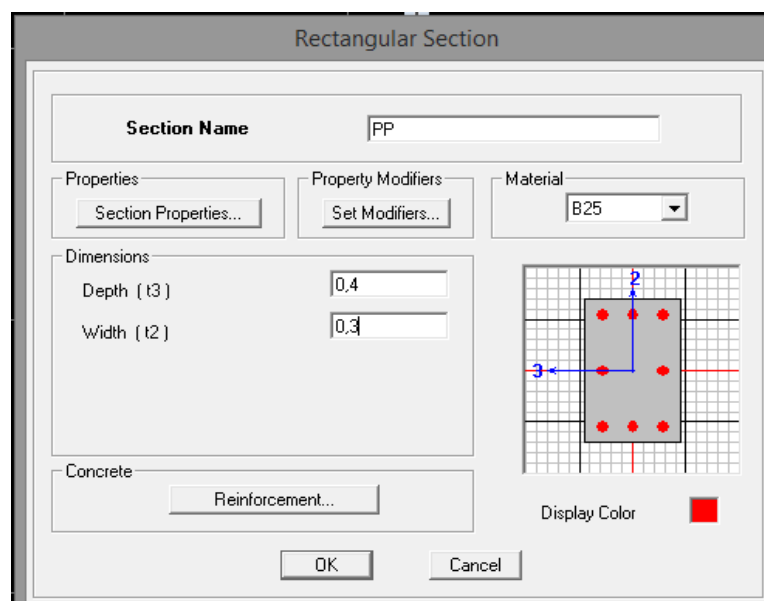


b) **Deuxième étape:**

La deuxième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define puis Frame sections** ou  .On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



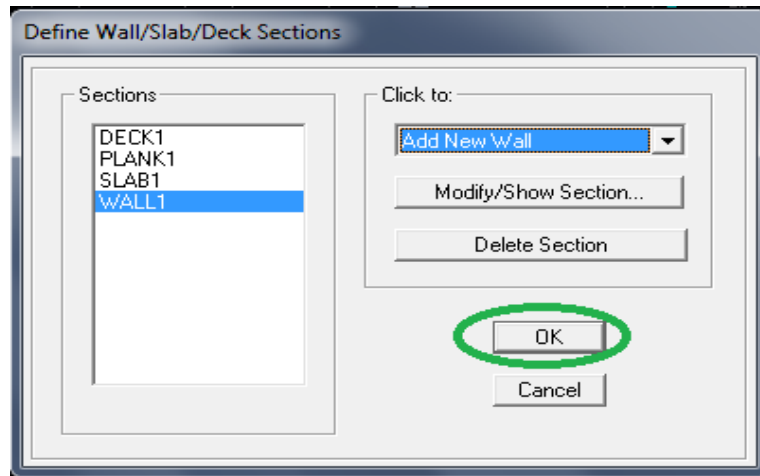
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (**voile**).

On choisit le menu **Define** et **Wall/slab**, on clique sur **Add new Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



c) troisièmes étapes :

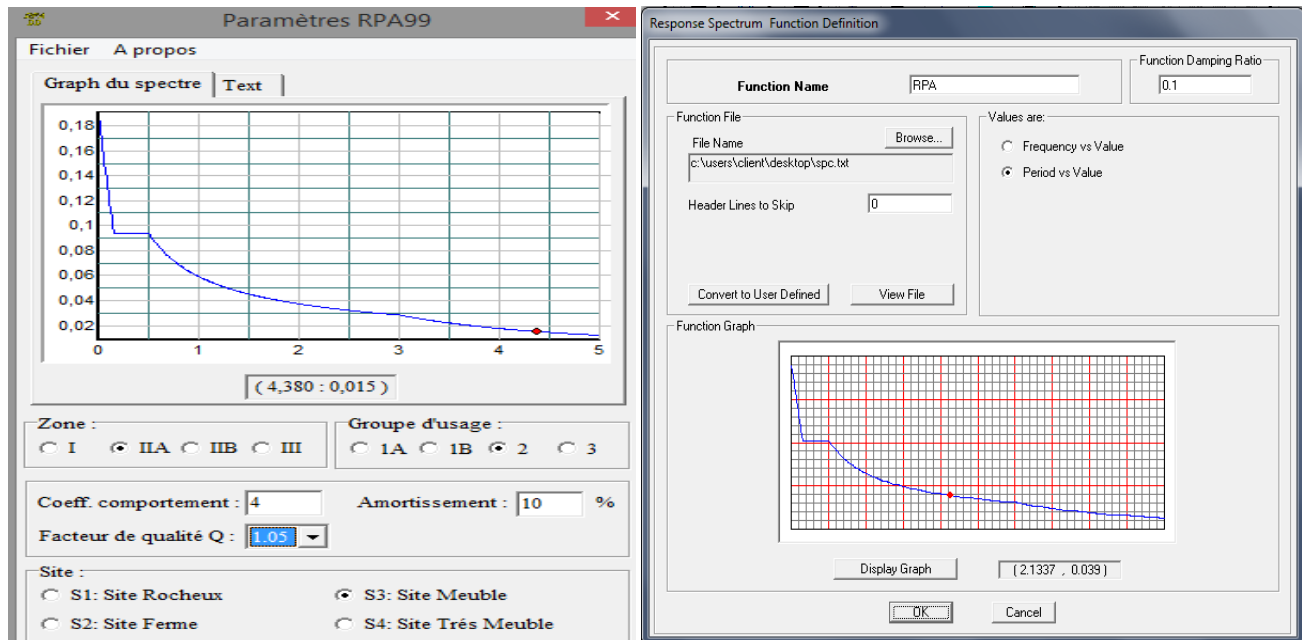
- **Charge dynamique (E)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define ⇒ **Response Spectrum Functions** ⇒ **Spectrum from file.**



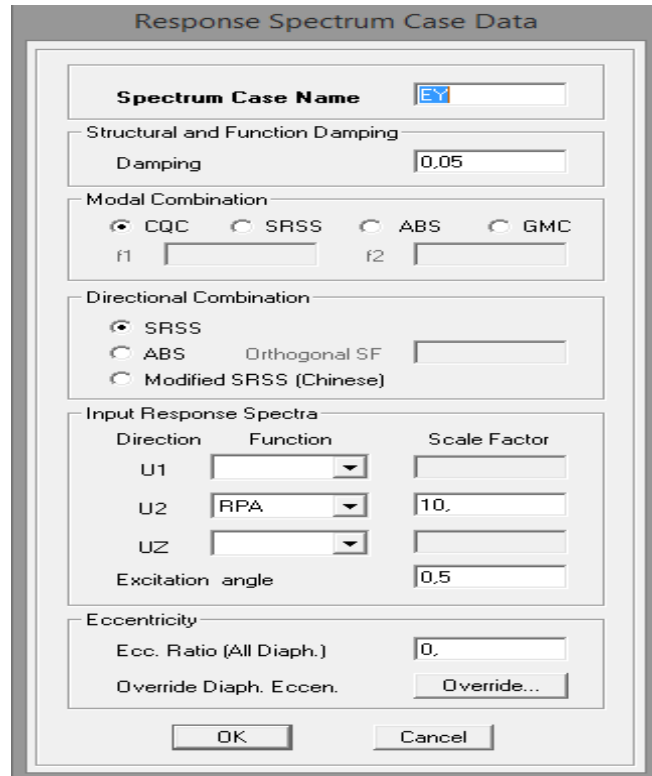
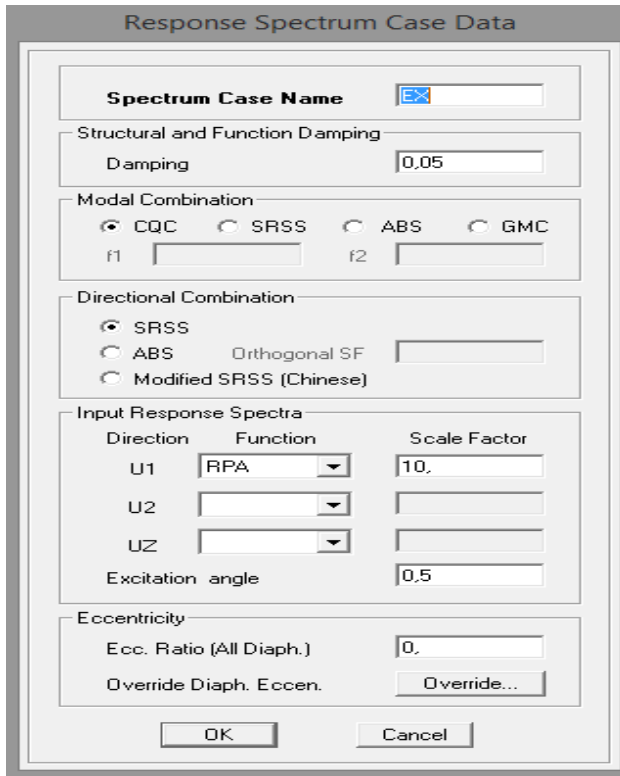
Quatrième étape: définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define ⇒ Responses spectrum cases ⇒ Add New Spectrum

Dans la partie Input response spectra, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

L'introduction du spectre :

Define ⇒ Reponse Spectrum fonctions 



Définir les charges

Avant de charger la structure il faut d’abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

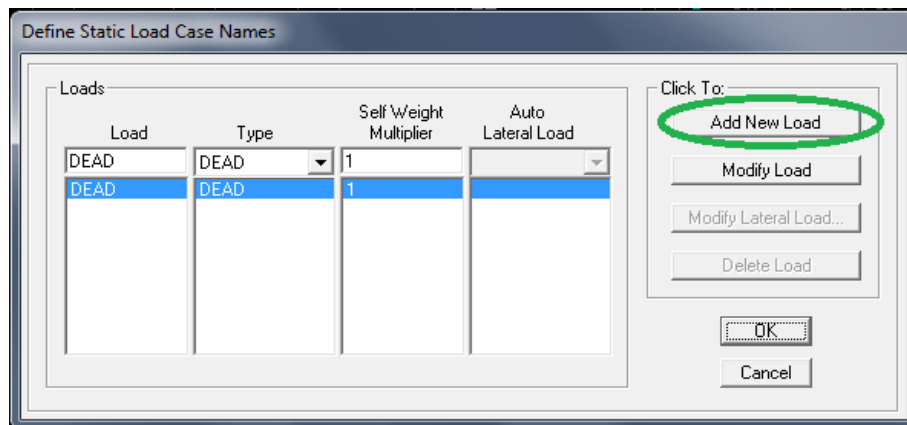
Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d’exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **Static Load Cases**.

✓ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **DEAD**

Type : **DEAD** (permanente) **Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**

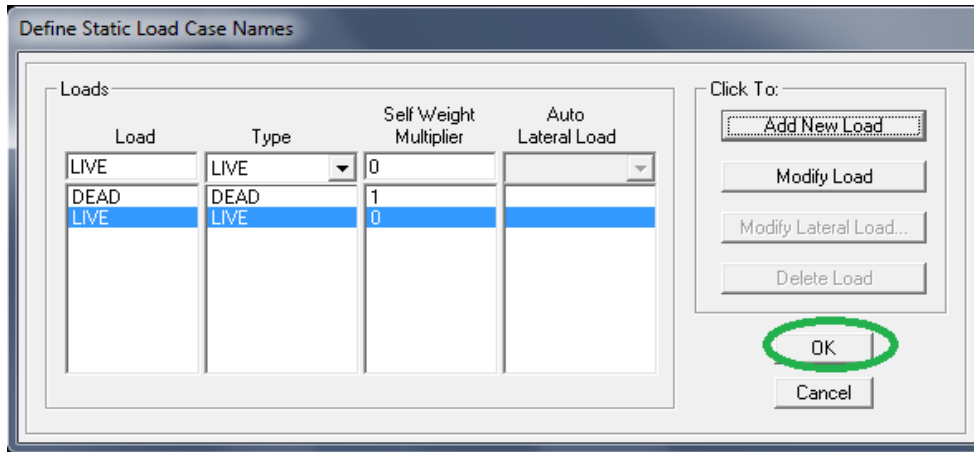


✓ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **LIVE**

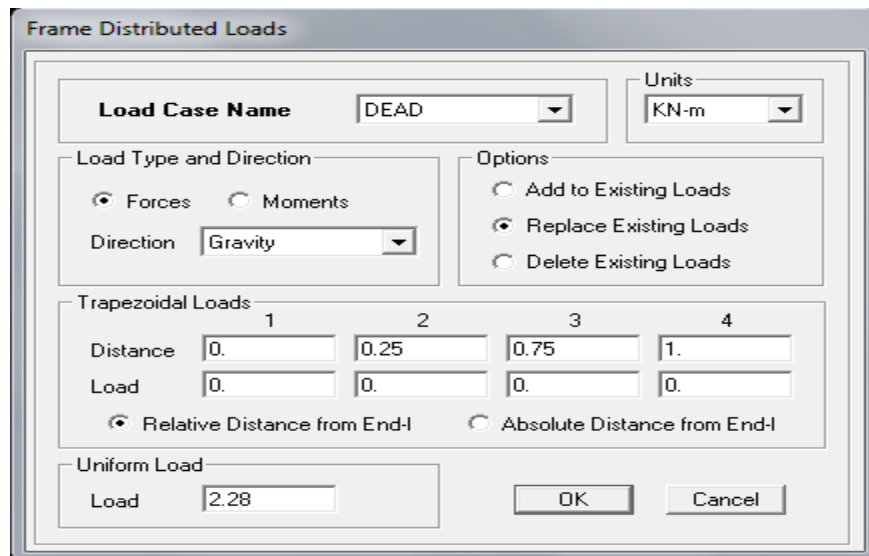
Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**



d) Cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur **Assign** ⇒ **Frame/line** ⇒ **loads Distributed**.



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

e) Sixième étape : Introduction des combinaisons d'action :

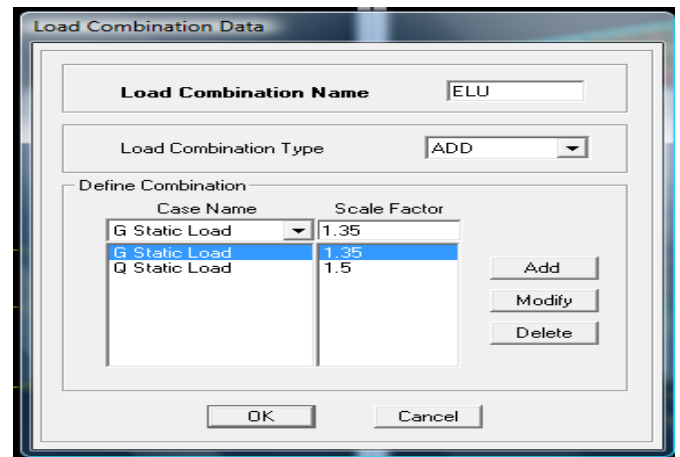
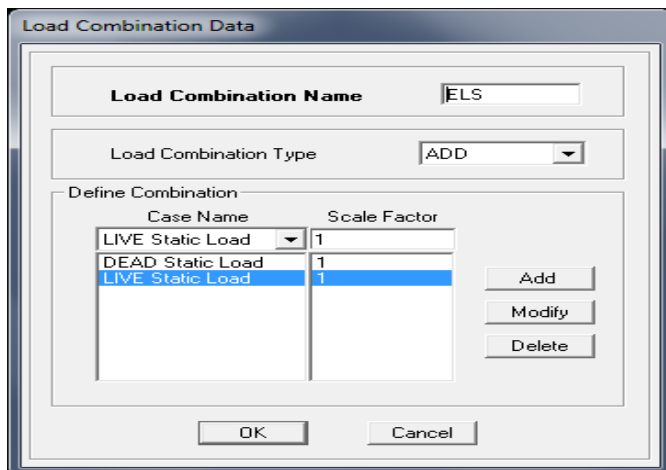
Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont:

- **Combinaison aux états limites :**

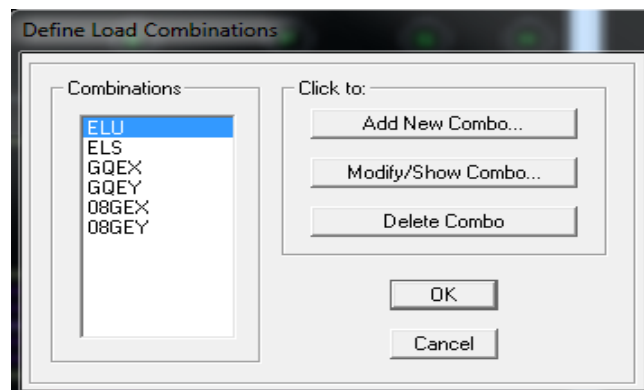
$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

- **Combinaison d'actions accidentelles du RPA :**

$$\begin{cases} G+Q+Ex \\ G+Q+Ey \\ 0.8G+Ex \\ 0.8G+Ey \end{cases}$$



Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** ⇒ **load combination** ⇒ **add New combo.**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

➤ **Masse source :**

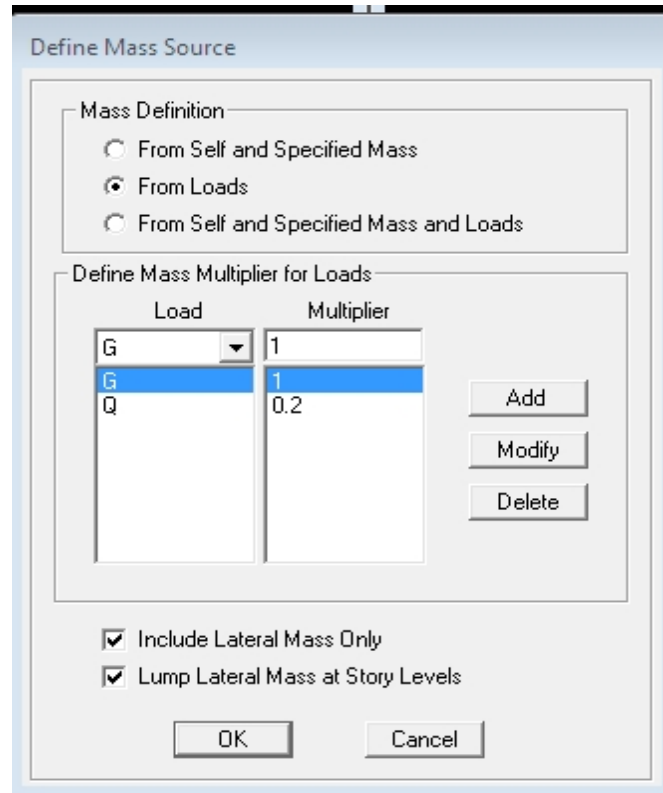
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

β : Coefficient de pondération, d'après le tableau 5 (Chapitre I) $\beta = 0.2$

On donne la valeur de **1** pour la charge permanente **G**

On donne la valeur de **0.2** suivant la nature de la structure pour **Q**



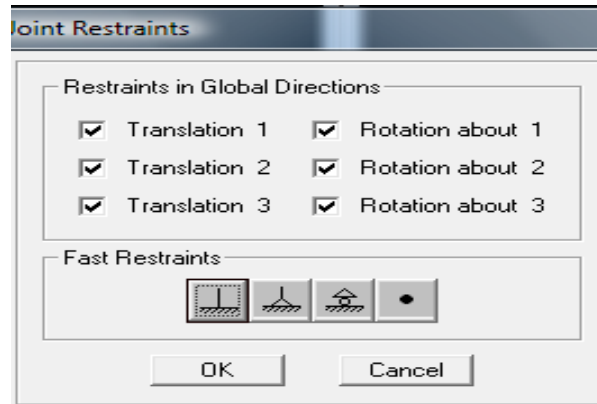
f) **Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du Base puis on clique sur :

Assign ⇒ Joint/point ⇒ Restraints

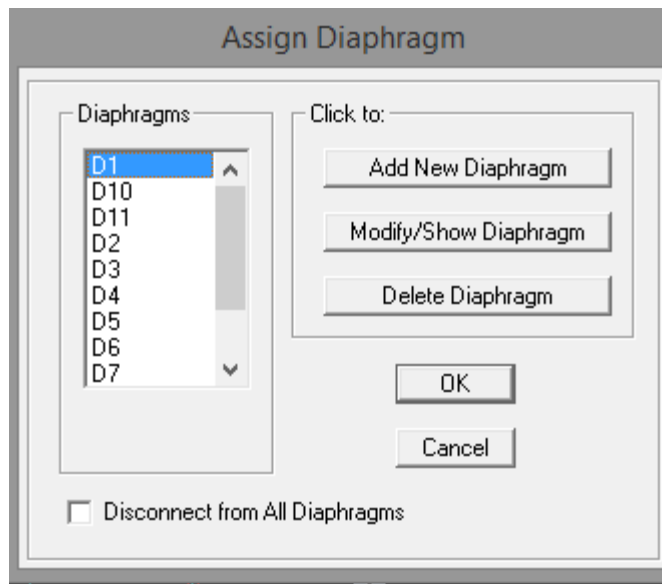


- **Diaphragme** :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

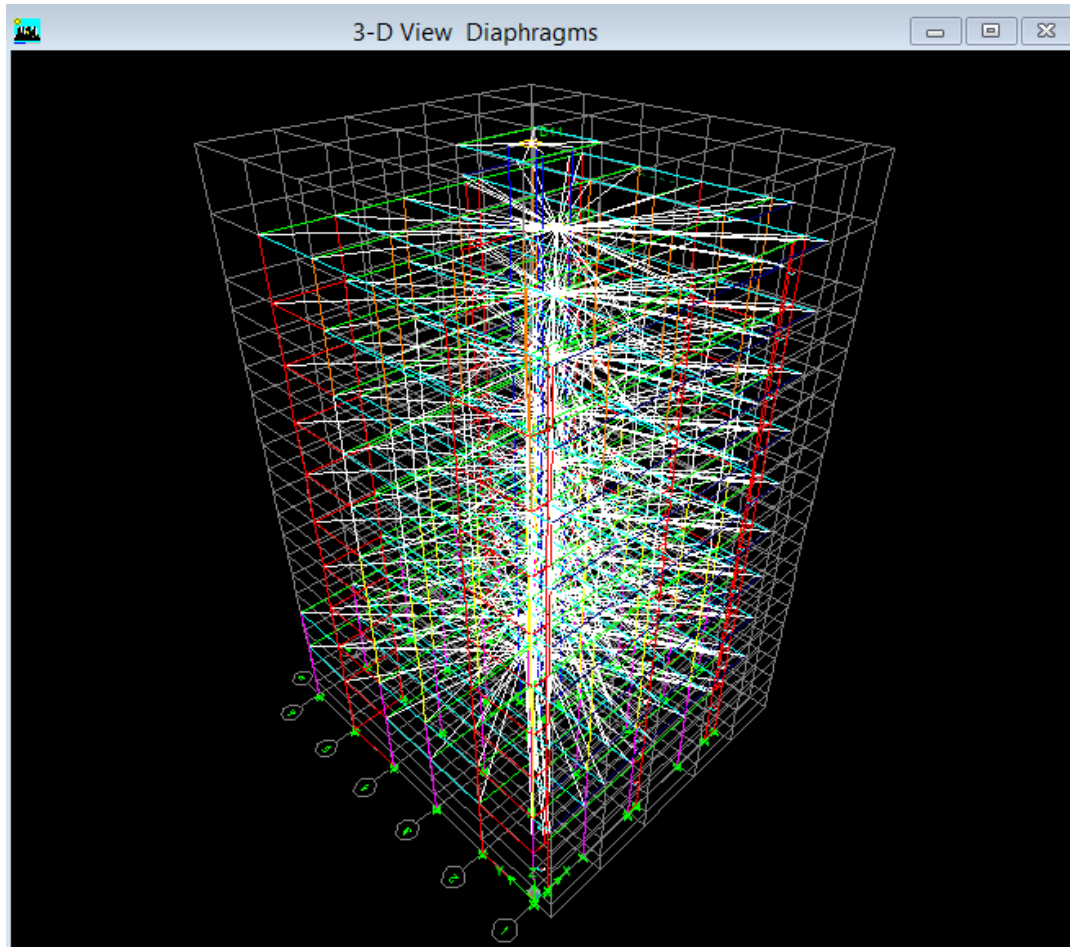
On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm**  ⇒ **Add New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

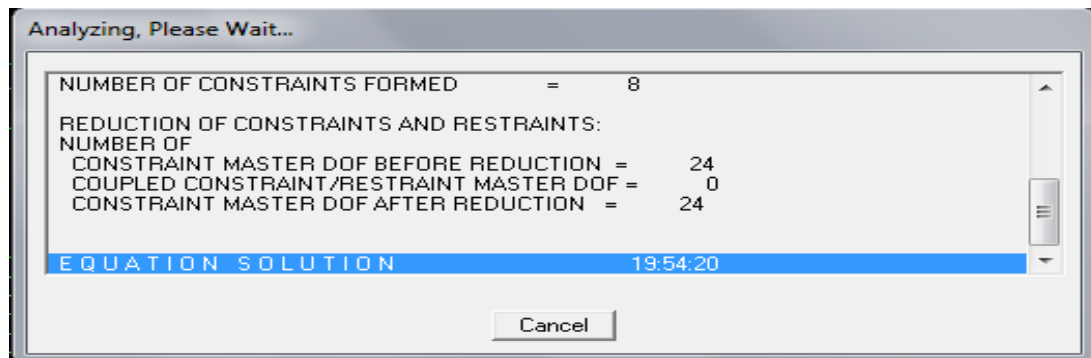
On refait la même opération pour tous les autres planchers.



g) **Huitième étape** : Analyse et visualisation des résultats

❖ **Lancement de l'analyse** :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**. Ou bien on clique sur f 5.



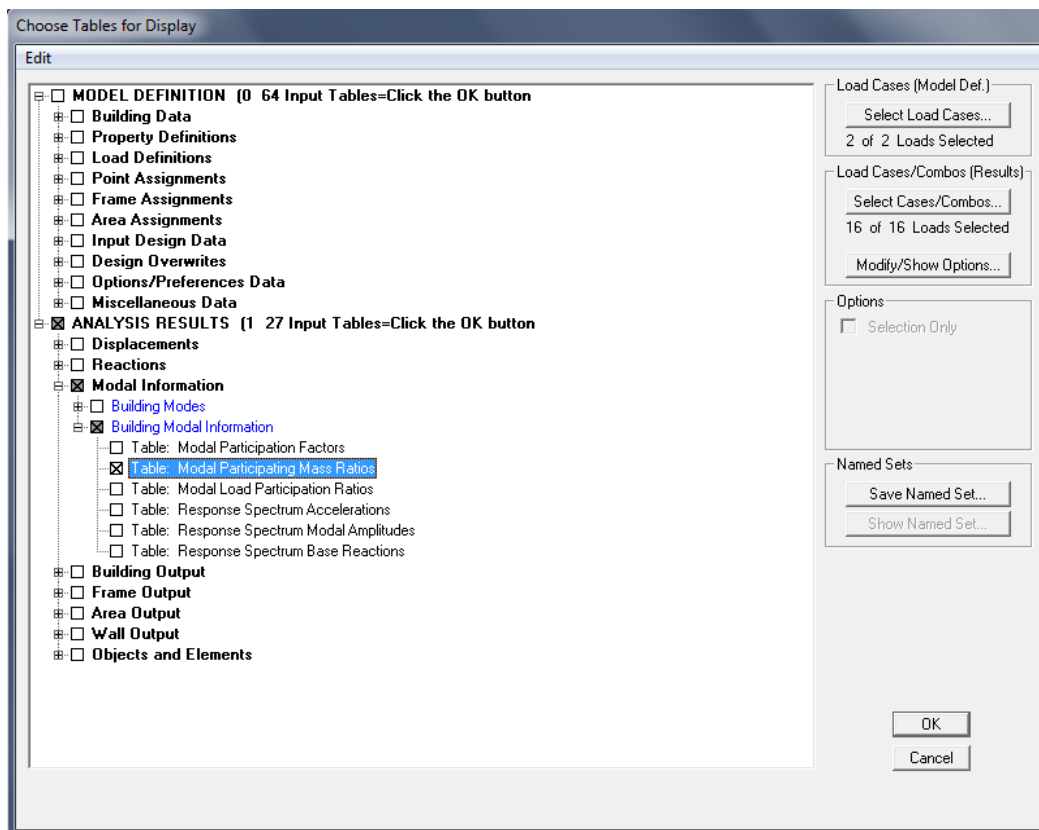
❖ Visualisation des résultats :

Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Les centres de masses et les centres de rigidités de différents étages :

Display ⇒ show tables ⇒ building out put ⇒ center mass rigidity

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré

on appuie sur : show tables ⇒ Displacements ⇒ Displacements data ⇒ Diaphragm CM displacement

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** , la colonne **U_x** correspond au sens **xx**, et **U_y** au sens **yy**.

Effort tranchant :✓ **A la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur :

Display ⇒ show tables ⇒ modal information ⇒ building modal information ⇒ reponse specrum Base Reactions .

Ensuite dans «select cases/combo » on choisit « Ex et Ey »

On sélectionne dans les résultats **All F₁** correspond à **V_x dynamique** et **All F₂** correspond à **V_y dynamique**.

✓ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau :

Display ⇒ show tables ⇒ building out put ⇒ story shear

Ensuite dans «select cases/combo » on choisit « Ex et Ey »

V_x effort tranchant suivant **x-x** et **V_y** suivant **y-y**

Poids totale de la structure :

Pour avoir le poids totale de structure :

Display ⇒ show tables ⇒ building out put ⇒ story shear

Ensuite dans «select cases/combo » on choisit « G+0 ,2Q »

Story1 ⇒ Bottom ⇒ p=35341,97 KN

Efforts internes dans les éléments barres :**Les poteaux:**

Pour extraire les efforts max :

1. Select ⇒ by frame section ⇒ Pot45
2. Display ⇒ Show tables ⇒ select cases combo (ELU+combinaison RPA)
3. Frame out put ⇒ frame forces ⇒ Colum forces

Les poutres:

Pour extraire la valeur des efforts dans les poutres :

1. Select \Rightarrow by frame section \Rightarrow Pp
2. Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow select cases combo (ELU+ combinaison RPA)
3. Frame out put \Rightarrow frame forces \Rightarrow beam forces

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles :

1. Select \Rightarrow by pier ID. \Rightarrow VL1
2. Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow select cases combo (ELU+ combinaison RPA)
3. Area out put \Rightarrow Area forces and stresses \Rightarrow Area element stress.

Remarque : pour mieux exploiter les résultats des tableaux affichés, on va les exportés sur Excel :

- Edit \rightarrow copy Entire Table ;
- Après on va le copier sur la feuille d'Excel.

Les efforts de traction et de compression sont donnés par la colonne « **P** », et l'effort tranchant par « **V2** » et « **V3** ».

On utilise l'option « **Trier et Filtrer** » pour avoir les valeurs négatives qui correspondent à la compression et les valeurs positives qui correspondent à la traction.

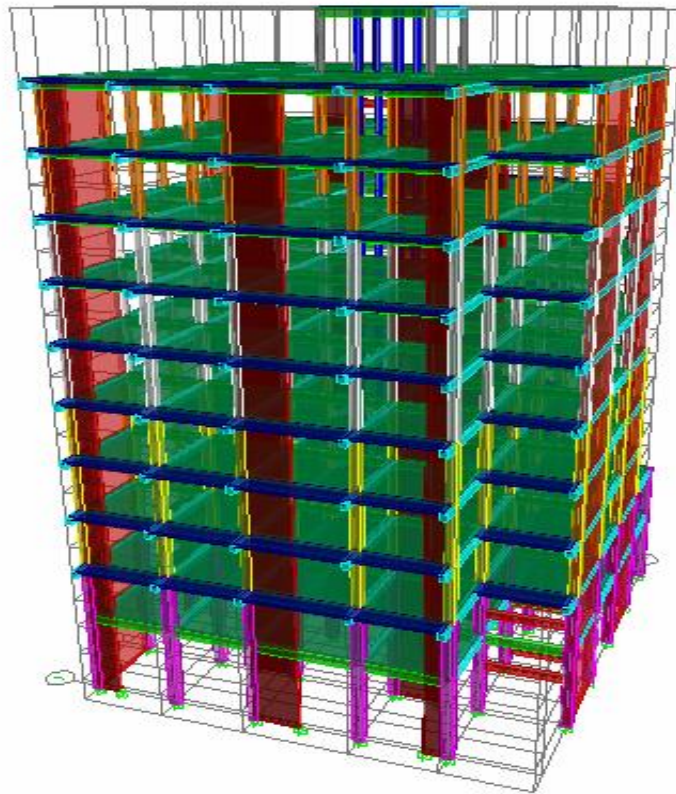


Figure IV-1 : Vue en trois dimensions de la structure.

Conclusion :

Le logiciel ETABS 9.7.0 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser et d'interpréter : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, le centre de masse et le centre de rigidité, les déplacements inter étages, la résultante des forces pour des éléments spécifiés, etc...

V) Vérification des conditions de RPA:

Introduction:

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer des dommages importants sur les constructions pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections, pour le calcul et justification des bâtiments courants, le règlement parasismique Algérien (R.P.A 99 ; addenda 2003).

Nous propose trois méthodes de calcul pour évaluer la force sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique.
3. La méthode d'analyse nodale spectrale.

V-1)-Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente:

La méthode statique équivalente n'est pas applicable que dans le cas où les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ Condition sur la hauteur
- ✓ Régularité en plan
- ✓ Régularité en élévation

❖ Condition sur la hauteur:

Les bâtiments implanté en zone II_a ne doivent pas dépasser une hauteur de 65m.

Dans notre cas : H=32,04m ⇒Condition vérifiée.

❖ Régularité en plan:

➤ Forme du bâtiment :

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{20,05}{20,35} = 0,98 < 4 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Décrochement du bâtiment:

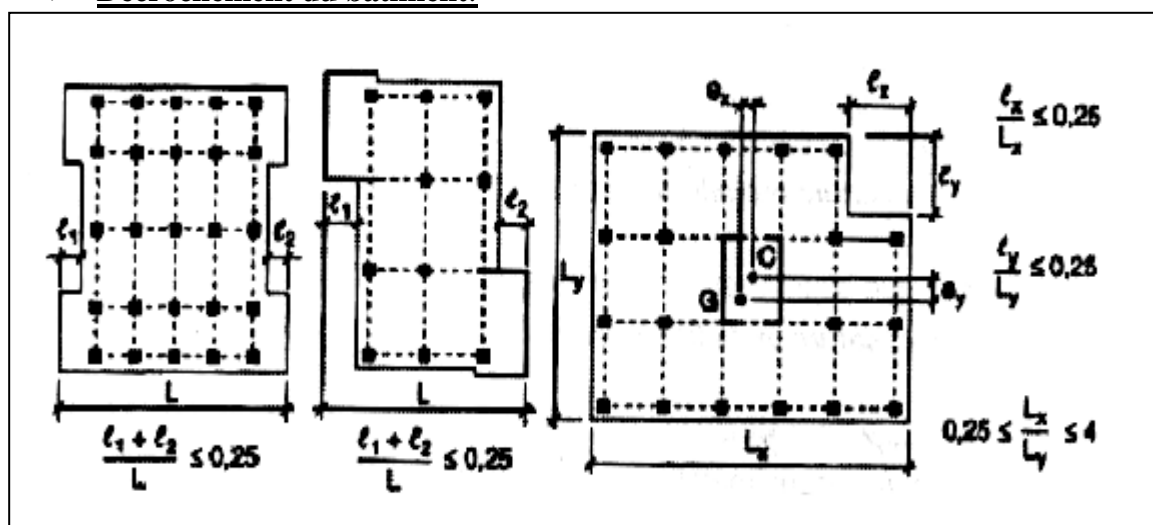


Figure V-1 : Condition sur la forme et les décrochements en plan.
(RPA99/Paragraphe3.5).

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

➤ **Sens longitudinal:**

$$\left. \begin{aligned} 0,25 \times 20,05 &= 5,01m \\ l_x &= 3,80 \\ 3,80 &< 5,01 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal:**

$$\left. \begin{aligned} 0,25 \times 20,35 &= 5,08m \\ l_y &= 4,00m \\ 4,00 &\leq 5,08 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Les ouvertures dans les plancher:**

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

On doit vérifier la condition : $S_0 \leq 15\% \cdot S_T$

S_0 : La surface totale des ouvertures dans un plancher.

S_T : La surface totale du plancher.

$$\left. \begin{aligned} S_T &= 20,35 \times 20,05 - 3,8 \times 4 = 392,82m^2 \\ S_0 &= 4 \times 3,8 + 4,65 \times 4 = 33,8m^2 \\ 0,15 \cdot S_T &= 58,92m^2 \\ S_0 &\leq 15\% S_T \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Excentricité :** A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	15% Lx	15% Ly	vérification
STORY1	9,427	9,611	9,474	8,624	0,047	0,987	3	3.05	c.vérifiée
STORY2	9,586	9,58	9,323	8,745	0,263	0,835	3	3.05	c.vérifiée
STORY3	9,565	8,015	9,275	8,68	0,29	0,665	3	3.05	c.vérifiée
STORY4	9,565	8,015	9,27	8,579	0,295	0,564	3	3.05	c.vérifiée
STORY5	9,566	8,012	9,286	8,484	0,28	0,472	3	3.05	c.vérifiée
STORY6	9,567	8,009	9,314	8,402	0,253	0,393	3	3.05	c.vérifiée
STORY7	9,567	8,009	9,347	8,332	0,22	0,323	3	3.05	c.vérifiée
STORY8	9,568	8,006	9,38	8,274	0,188	0,268	3	3.05	c.vérifiée
STORY9	9,568	8,003	9,408	8,229	0,16	0,226	3	3.05	c.vérifiée
STORY10	9,553	7,942	9,428	8,199	0,125	0,257	3	3.05	c.vérifiée
STORY11	9,825	9,979	9,819	9,973	0,006	0,006	3	3.05	c.vérifiée

❖ **Régularité en élévation:**

• **La continuité du système de contreventement:**

Le système de contreventement comporte des éléments porteurs verticaux composé de portiques et de voiles continus sur toute la hauteur du bâtiment. ⇒ **Condition vérifiée.**

• **La variation des masses et des rigidités:**

Les masses et les rigidités par niveaux du bâtiment sont constantes ou varient progressivement avec la hauteur : la variation de la rigidité est due au changement de la section des poteaux entre les niveaux. ⇒ **Condition vérifiée.**

• **Les décrochements en élévation :**

$$\left. \begin{aligned} B &= 20,35 \text{ m} \\ B_M &= 16,35 \text{ m} \\ \frac{B_M}{B} &= \frac{16,35}{20,35} = 0,80 > 0,67 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

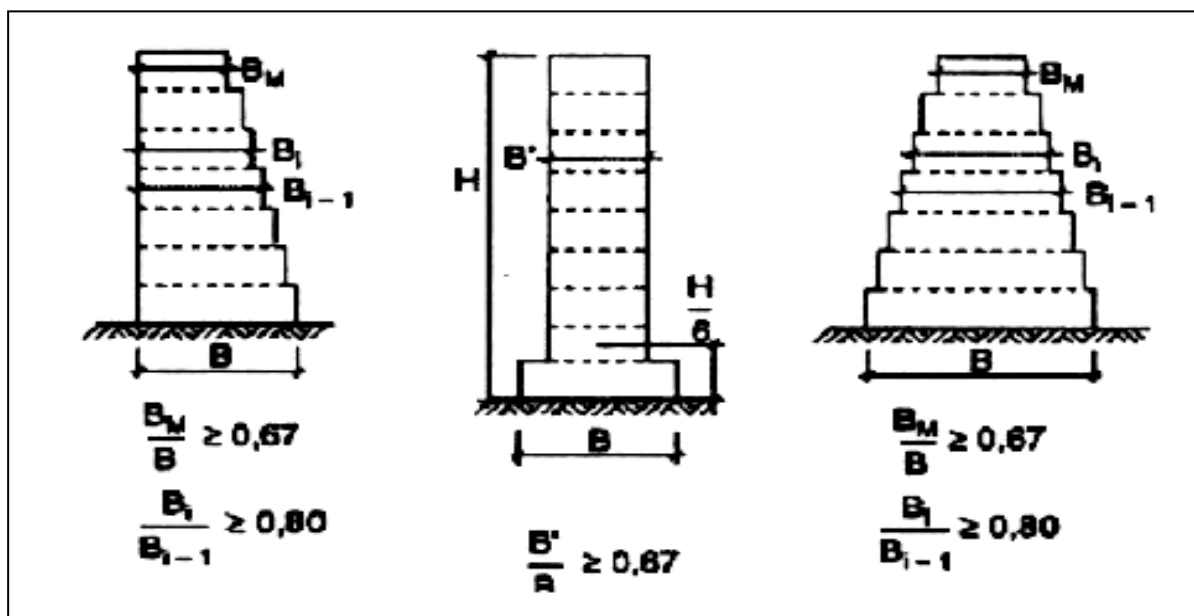


Figure V-2 : Condition sur les décrochements en élévation.
(RPA99/Paragraphe3.5)

Conclusion: la méthode statique équivalente est applicable puisque toutes les conditions sont vérifiées.

V-1-1)-Méthode statique équivalente:❖ **Principe:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets ont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V-2)-Les différentes vérifications du RPA:**A. La période: (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

$$T_{empirique} = \min\left\{0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}; C_T (h_N)^{\frac{3}{4}}\right\}$$

h_N : Hauteur mesurée en « m » à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N=32,04$ m

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Ses valeurs sont données par le RPA99/Tableau 4.6.

Dans le cas de contreventements assuré par des voiles « $C_T=0,05$ »

- **Sens longitudinale:** $L=20,05$ m ; $T_L = \min\left\{0,09 \frac{32,04}{\sqrt{20,05}}; 0,05(32,04)^{\frac{3}{4}}\right\}$

$$T_L = \min\{0,64s; 0,67s\} \rightarrow T_L=0,64$$

- **Sens transversale:** $l=20,35$ m ;

$$T_L = \min\left\{0,09 \frac{32,04}{\sqrt{20,35}}; 0,05(32,04)^{\frac{3}{4}}\right\}$$

$$T_L = \min\{0,64; 0,67\} \rightarrow T_L=0,64$$

La valeur de la période donnée par ETABS vérifie la condition de [l'article 4.2.4 du RPA99 modifié 2003]. ce dernier exige que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. (RPA 2003 Art4.2.4.4)

D'où: $T=0,64 \times 1,3=0,832s > T_{ETABS}=0,811s \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

B. Réponse de la structure :

{	MODE 1 : $T_1=0,811208s$	\Rightarrow	Translation suivant (xx).
	MODE 2 : $T_2=0,767403s$	\Rightarrow	Translation suivant (yy).
	MODE 3 : $T_3=0,550337s$	\Rightarrow	Torsion suivant (zz).

C. Pourcentage de participation de la masse modale:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, 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. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**)

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,811208	70,2206	1,8491	0	70,2206	1,8491	0
2	0,767403	1,9993	64,6597	0	72,2198	66,5088	0
3	0,550337	0,0529	0,028	0	72,2728	66,5368	0
4	0,242492	13,377	0,0359	0	85,6498	66,5727	0
5	0,215566	0,0077	1,6046	0	85,6575	68,1773	0
6	0,205681	0,386	0,0006	0	86,0435	68,1778	0
7	0,202341	1,9957	0,0105	0	88,0393	68,1883	0
8	0,164422	0,0494	19,3935	0	88,0887	87,5818	0
9	0,126878	0,3286	0,1025	0	88,4173	87,6842	0
10	0,110486	6,1149	0,0087	0	94,5322	87,6929	0
11	0,071125	0,0279	7,6052	0	94,5601	95,2982	0
12	0,065001	2,9033	0,0369	0	97,4634	95,3351	0

Tableau V-1 : périodes et participations massiques

D. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{Art.4.2.3 RPA99/modifié 2003})$$

A : coefficient d'accélération suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

R: Coefficient du comportement global de la structure en fonction du système de contreventement.

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure **donné par la formule (4.2) de RPA99**

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ; la régularité en plan et en élévation ; la qualité du contrôle de la construction

W : poids totale de la structure.

❖ **Application :**

• **Coefficient d'accélération de la zone(A):**

Il est en fonction de la zone sismique, et du groupe d'usage du bâtiment. Ses valeurs sont données par le [RPA99/tableau 4.1].

Groupe/zone	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V-2 : Les valeurs du coefficient d'accélération de zone.

Donc : **A=0,15**

• **Coefficient du comportement global de la structure(R) :**

Il dépend du système du contreventement. Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA99 modifié en 2003. D'après nos calculs les voiles reprennent moins de 20% des charges verticales. Donc on opte pour **R=4 (portiques contreventés par des voiles)**.

Facteur d'amplification dynamique moyen(D) :

Il est en fonction de la catégorie du site « S », du facteur de correction d'amortissement « η », et de la période fondamentale « T » de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5.\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5.\eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site qui est donnée par : le (RPA 99 modifié 2003 tableau 4.7)

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V-3 : Les valeurs de la période caractéristique.

Dans notre cas **T₂=0,5s**

η : Est le facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure, et de l’importance des remplissages. Ses valeurs sont données par le [RPA 99 modifié 2003 / tableau 4.2].

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V-4 : valeurs de ξ (%) (RPA99/modifié 2003 Art 4.2)

$\xi = 10\%$ (voiles en béton armé / murs on maçonneries).

D’où : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7$

On aura : $D = 2,5 \cdot 0,76 \cdot \left(\frac{0,5}{0,832}\right)^{2/3} = 1,35$

• **Facteur de qualité (Q) :**

Il est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de « Q » est donné par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ». Ses valeurs sont données par le tableau suivant :

N°	Critère de qualité (P_q).	La valeur de (P_q)	
		Observé.	Non observé.
1	La condition minimale des files porteuses.	0	0,05
2	Redondance en plan.	0	0,05
3	Régularité en plan.	0	0,05
4	Régularité en élévation.	0	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0,05
6	Suivit et contrôle des travaux :	0	0,10

Tableau V-5: Les pénalités pour le facteur de qualité.

- **La condition minimale des files porteuses :**

- **Portiques :**

Sens longitudinal : On a au minimum (04) travées avec le rapport

$$\frac{3,75}{3,75} = 1 < 1,50$$

$$\frac{3,75}{4,65} = 0,81 < 1,5 \quad \Rightarrow \text{Critère observé.}$$

$$\frac{4,65}{3,75} = 1,24 < 1,5$$

Sens transversal : On a au minimum (04) travées avec le rapport :

$$\frac{4,00}{4,00} = 1 < 1,50 \quad \Rightarrow \text{Critère observé}$$

- **Voiles:**

Sens longitudinal :

$$\frac{4,50}{2,2} = 2,04 > 0,67 \quad \Rightarrow \text{Critère non observé}$$

Sens transversal :

$$\frac{4,50}{4,00} = 1,125 > 0,67 \quad \Rightarrow \text{Critère non observé}$$

Le critère P_1 est non observée dans le sens transversale $P_1 = 0,05$

Le critère P_1 est non observée dans le sens longitudinale $P_1 = 0,05$

- **La redondance en plan:**

Sens longitudinal : Il y a (06) file porteuses

$$\frac{4,00}{4,00} = 1 < 1,5$$

\Rightarrow Critère observé

Sens transversal : Il y a (06) file porteuses

$$\frac{4,65}{3,75} = 1,24 < 1,5 \quad \Rightarrow \text{Critère observé}$$

Le critère P_2 est observée dans les deux sens $P_2 = 0,00$

- **Régularité en plan :**

Sens longitudinal : Critère observé

Sens transversal : Critère observé

Le critère P_3 est observée dans les deux sens $P_3 = 0,00$

- **Régularité en élévation :**

Sens longitudinal : Critère observé

Sens transversal : Critère observé

-Le critère P_4 est observée dans les deux sens $P_4 = 0,00$

- **Le contrôle de la qualité des matériaux mis en œuvre :**

Des prélèvements d'échantillons d'essais symétriques sont réalisés sur les matériaux.

Critère observé $P_5 = 0,00$

- **Le suivi et le contrôle des travaux :**

Le CTC assure continuellement le suivi et l'inspection des travaux sur chantier.

Critère observé $P_6 = 0,00$

Sens longitudinal :

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1,05$$

$$Q_x = 1,05$$

Sens transversal :

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1,05$$

$$Q_y = 1,05$$

E. Le poids total de la structure W :

Story	Load	Loc	P
STORY11	G02Q	Bottom	192,24
STORY10	G02Q	Bottom	3473,56
STORY9	G02Q	Bottom	6707,05
STORY8	G02Q	Bottom	10012,64
STORY7	G02Q	Bottom	13318,23
STORY6	G02Q	Bottom	16623,82
STORY5	G02Q	Bottom	20012,6
STORY4	G02Q	Bottom	23401,39
STORY3	G02Q	Bottom	26790,17
STORY2	G02Q	Bottom	30914,95
STORY1	G02Q	Bottom	35467,07

F. Calcul de la force sismique:

Remarque:

On remarque que les coefficients : R, A, D, et Q ont les mêmes valeurs dans les deux sens longitudinal et transversal, ce qui nous donne la même valeur de l'action sismique suivant les deux directions.

Calcul de la force sismique à la base par la MSE		
Coefficients	A	0,15
	D	1,35
	Q	1,05
	R	4
Poids de la structure(KN)	W	35467,07
V_MSE (KN)	1885.3	

Tableau V-6 : Calcul de la force sismique à la base.

G. Vérification de l'effort tranchant à la base:

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 déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Sens	V_{MSE} (KN)	0,8. V_{MSE}	V_{dyn} ETABS (KN)	Verifications
X	1885.3	1508.24	2040.32	C.V
Y	1885.3	1508.24	2036.85	C.V

Tableau V-7 : vérification de l'effort tranchant à la base.

L'excentricité:

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 5% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$$e_x \leq 5\%l_x$$

$$e_y \leq 5\%l_y$$

Avec : $e_x = |X_{CR} - X_{CM}|$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}|$$

CR : centre de masse

CM : centre de torsion

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y	5% Lx	5% Ly	vérification
STORY1	9,427	9,611	9,474	8,624	0,047	0,987	1	1,02	c.vérifiée
STORY2	9,586	9,58	9,323	8,745	0,263	0,835	1	1,02	c.vérifiée
STORY3	9,565	8,015	9,275	8,68	0,29	0,665	1	1,02	c.vérifiée
STORY4	9,565	8,015	9,27	8,579	0,295	0,564	1	1,02	c.vérifiée
STORY5	9,566	8,012	9,286	8,484	0,28	0,472	1	1,02	c.vérifiée
STORY6	9,567	8,009	9,314	8,402	0,253	0,393	1	1,02	c.vérifiée
STORY7	9,567	8,009	9,347	8,332	0,22	0,323	1	1,02	c.vérifiée
STORY8	9,568	8,006	9,38	8,274	0,188	0,268	1	1,02	c.vérifiée
STORY9	9,568	8,003	9,408	8,229	0,16	0,226	1	1,02	c.vérifiée
STORY10	9,553	7,942	9,428	8,199	0,125	0,257	1	1,02	c.vérifiée
STORY11	9,825	9,979	9,819	9,973	0,006	0,006	1	1,02	c.vérifiée

H. Justification vis-à-vis des déplacements (RPA99 - modifiée2003 - Art5.10) :

Le déplacement relatif d'un niveau « k » de la structure est calculé par la formule :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

R : Coefficient du comportement global de la structure.

δ_{ek} : Déplacement du à la force sismique.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donné par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage au moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Les résultats des vérifications des déplacements donnés par ETABS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Story	Hauteur (m)	1%he (m)	sens x-x			observation
			δ_{ek}	$\delta_k=R*\delta_{ek}$	$\Delta_k= \delta_k- \delta_{k-1}$	
1	4.50	0.0450	0.0012	0.0048	0.0048	C. vérifiée.
2	3.06	0.0306	0.0027	0.0108	0.006	C. vérifiée.
3	3.06	0.0306	0.0046	0.0184	0.0076	C. vérifiée.
4	3.06	0.0306	0.0067	0.0268	0.0084	C. vérifiée.
5	3.06	0.0306	0.0089	0.0356	0.0088	C. vérifiée.
6	3.06	0.0306	0.011	0.044	0.0084	C. vérifiée.
7	3.06	0.0306	0.0131	0.0524	0.0084	C. vérifiée.
8	3.06	0.0306	0.015	0.06	0.0076	C. vérifiée.
9	3.06	0.0306	0.0167	0.0668	0.0068	C. vérifiée.
10	3.06	0.0306	0.0183	0.0732	0.0064	C. vérifiée.
11	3.06	0.0306	0.0202	0.0808	0.0076	C. vérifiée.

Tableau V-8 : Vérification des déplacements dans le sens X-X.

Story	Hauteur (m)	1%he (m)	sens y-y			Observation
			δ_{ek}	$\delta_k=R*\delta_{ek}$	$\Delta_k= \delta_k- \delta_{k-1}$	
1	4.50	0.0450	0.0007	0.0028	0.0028	C. vérifiée.
2	3.06	0.0306	0.0018	0.0072	0.0044	C. vérifiée.
3	3.06	0.0306	0.0032	0.0128	0.0056	C. vérifiée.
4	3.06	0.0306	0.005	0.02	0.0072	C. vérifiée.
5	3.06	0.0306	0.0069	0.0276	0.0076	C. vérifiée.
6	3.06	0.0306	0.009	0.036	0.0084	C. vérifiée.
7	3.06	0.0306	0.0112	0.0448	0.0088	C. vérifiée.
8	3.06	0.0306	0.0134	0.0536	0.0088	C. vérifiée.
9	3.06	0.0306	0.0156	0.0624	0.0088	C. vérifiée.
10	3.06	0.0306	0.0178	0.0712	0.0088	C. vérifiée.
11	3.06	0.0306	0.0199	0.0796	0.0084	C. vérifiée.

Tableau V-9 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.

I. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée(P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul. Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k»

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur de l'étage «k».

Story	P_k	h_k	Δ_{kX-X}	Δ_{kY-Y}	V_{kX-X}	V_{kY-Y}	θ_{kX-X}	θ_{kY-Y}
STORY11	192,24	3,06	0,0076	0.0084	53,93	43,65	0,00885	0,01208
STORY10	3281,32	3,06	0,0064	0.0088	423,68	447,79	0,0162	0,02107
STORY9	3233,49	3,06	0,0068	0.0088	749,29	800,85	0,00958	0,01161
STORY8	3305,59	3,06	0,0076	0.0088	1016,37	1060,05	0,00807	0,00896
STORY7	3305,59	3,06	0,0084	0.0088	1254,33	1276,78	0,00723	0,00744
STORY6	3305,59	3,06	0,0084	0.0084	1457,28	1467,57	0,00622	0,00618
STORY5	3388,78	3,06	0,0088	0,0076	1629,87	1626,37	0,00597	0,00517
STORY4	3388,79	3,06	0,0084	0.0072	1773,34	1752,36	0,00524	0,00455
STORY3	3388,78	3,06	0,0076	0.0056	1882,1	1857,32	0,00447	0,00333
STORY2	4124,78	3,06	0,006	0.0044	1977,42	1963,72	0,00409	0,00302
STORY1	4552,12	4,5	0,0048	0.0028	2039,72	2036,05	0,00238	0,00139

Tableau V-10 : Vérification de l'effet P-Δ.

J. Justification du système de contreventement :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	16,0402	-21,387
End Point	-16,3909	-20,7734

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,1753	-21,0802	0,	178,9162

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	424,7412	33,8121	263,0781	424,4739	33,6721	263,0781
Moment	5458,9231	9209,6584	8951,117	5459,3806	9208,6056	8944,4537

Close Refresh

Effort repris par voiles et les portiques selon xx

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	16,0402	-21,387
End Point	-16,3909	-20,7734

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,1753	-21,0802	0,	178,9162

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	33,1273	2,0529	228,3858	33,1273	2,0529	228,3858
Moment	4748,5096	4222,3804	688,2364	4748,5096	4222,3804	688,2364

Close Refresh

Effort repris par les portiques selon xx

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	16,0402	-21,387
End Point	-16,3909	-20,7734

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-0,1753	-21,0802	0,	178,9162

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	392,0157	33,1685	274,3112	390,2237	32,924	274,3112
Moment	5270,673	4993,861	8271,1778	5271,7333	4986,2733	8232,3228

Close Refresh

Effort repris par les voiles selon xx

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	15,339	-21,7376
End Point	-14,7255	-21,9129

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,3068	-21,8252	0,	180,3341

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	58,0988	175,4985	2739,19	58,0988	175,4985	2739,19
Moment	59640,264	5493,1282	1330,339	59640,264	5493,1282	1330,339

Close Refresh

Effort repris par voiles et les portiques selon yy

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	15,339	-21,7376
End Point	-14,7255	-21,9129

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,3068	-21,8252	0,	180,3341

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3,6309	14,2912	1000,2415	3,6309	14,2912	1000,2415
Moment	21756,9734	2730,6228	132,9974	21756,9734	2730,6228	132,9974

Close Refresh

Effort repris par les portiques selon yy

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	15,339	-21,7376
End Point	-14,7255	-21,9129

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,3068	-21,8252	0,	180,3341

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	54,8625	162,2282	1740,5176	54,7387	161,2089	1740,5176
Moment	37913,238	2763,2026	1203,0078	37917,665	2763,0077	1199,0239

Close Refresh

Effort repris par les voiles selon yy

❖ **Calcul des efforts repris par portiques (poteaux-poutres) et par voiles selon l'effort repris par l'ensemble des éléments :**

➤ **Sens X-X :**

Effort globale : 424.7412 KN

Effort repris par les portiques : 33.1273 KN

Effort repris par les voiles : 392.0157KN

424.7412 —————→ 100%

33.1273 —————→ X%

Le pourcentage de l'effort donné par le portique est : 7.79%

Le pourcentage de l'effort donné par les voiles est : 92.29%

➤ **Sens Y-Y :**

Effort globale : 58.0988KN

Effort repris par les portiques : 3.6309KN

Effort repris par les voiles : 54.8625KN

Le pourcentage de l'effort donné par le portique est : 6.25%

Le pourcentage de l'effort donné par les voiles est : 94.43%

Conclusion :

Dans notre cas, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et pratiquement la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales dans les deux sens XX et YY. Cela correspond bien à la valeur prise pour le coefficient de comportement (**R=4**).

VI)-FERRAILLAGE DES POUTRES :**Introduction:**

Les poutres seront ferraillées en flexion simple aux sollicitations données par les combinaisons d'actions les plus défavorables :

- À l'état limite ultime : $1,35G + 1,5Q$
- Situation accidentelles : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$

Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

VI-1 Etapes de calcul des armatures :**A- Armatures longitudinales :**

Calcul des moments réduits ultimes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

✓ En situation courante :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

✓ En situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_b = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa}.$$

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

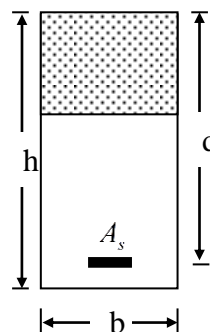
• **1^{er} cas :** $\mu \leq \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

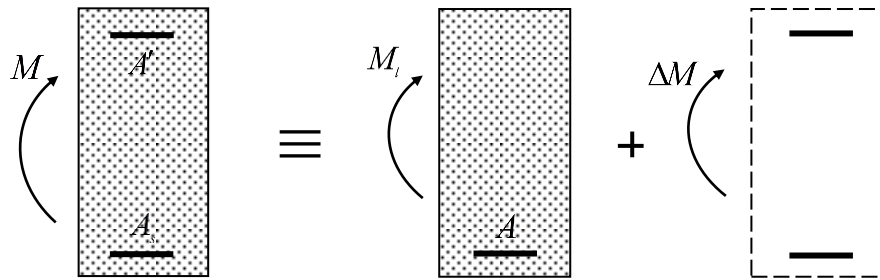
$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

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

$$\gamma_s = 1,15$$



- **2^{em} cas :** $\mu > \mu_l = 0,392$ La section est doublement armée (S.D.A).



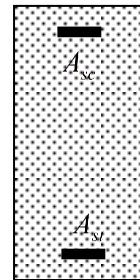
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$M_{f1} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$



Finalement, les sections théoriques sont :

Armatures tendues : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Armatures comprimées : $A_{sc} = A_{st2}$

B- Recommandation du RPA99-modifié2003 :

• **Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

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

- **Poutres secondaires:** $0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$
- **Poutres principales:** $0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux le long de la poutre est :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement pour la zone sismique IIa est de 40ϕ .

A.N :**➤ Poutre secondaire :**

$$0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

➤ Poutres principales :

$$0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courant.}$$

$$0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

• Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par la condition :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12.\phi\right) : \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{En dehors de la zone nodale.}$$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée doublement armée, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

C- Vérification à l'ELU :**❖ Vérification de la condition de non fragilités :**

La section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour chaque cas de poutre est donnée par la formule suivante : $A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$

Si la section d'armatures choisie dépasse les 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile (**BAEL 91**).

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \min\left(0,20.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

• **Influence sur le béton :**

On doit vérifiée la relation suivant :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b \quad ; \quad a = 0,9d$$

• **Influence sur les aciers :**

$$A_s \geq \left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9d} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

M_u : Moment ultime agissant au droit de l'appui consid er e.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad ; \quad \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{c28}$$

$\psi_s = 1,50$ Pour les aciers hauts adhérence.

D- Vérification a l'ELS :

❖ **Etat limite compression du béton :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2):**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si toutes les conditions suivantes sont

Vérifiées : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

M_0 : Moment de travée de réference.

M_t : Moment en travée.

A_s : Section d'acier tendue en travée.

L : Portée libre de la poutre.

Si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$F_v = \frac{M.L^2}{10.Ev.I.Fv} \leq \frac{1}{500}$$

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

$$Ev = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$IFv = \frac{I_0}{1 + 0,4\mu \cdot \lambda}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{c28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

A_s : La section d'armatures tendues.

IX-2 Application :

A. Ferrailage des poutres principales :

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :

$h = 40cm$; $b = 30cm$; $d = 38cm$

Ferrailage des poutres principales									
Armatures en travée									
STORY	M _{max} (KN.m)	Comb	μ	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adoptée} (cm ²)
STORY 1	43.505	ELU	0.053	SSA	0.973	3.38	6	3HA14+2HA12	6.88
STORY 2	38.217	ELU	0.046	SSA	0.976	2.96	6	3HA14+2HA12	6.88
STORY 3	38.473	ELU	0.046	SSA	0.976	2.98	6	3HA14+2HA12	6.88
STORY 4	38.48	ELU	0.046	SSA	0.976	2.98	6	3HA14+2HA12	6.88
STORY 5	38.365	ELU	0.042	SSA	0.978	2.82	6	3HA14+2HA12	6.88
STORY 6	38.551	ELU	0.047	SSA	0.976	2.99	6	3HA14+2HA12	6.88
STORY 7	38.553	ELU	0.042	SSA	0.978	2.83	6	3HA14+2HA12	6.88
STORY 8	38.517	ELU	0.047	SSA	0.976	2.98	6	3HA14+2HA12	6.88
STORY 9	38.605	ELU	0.042	SSA	0.978	2.83	6	3HA14+2HA12	6.88
STORY 10	41.774	ELU	0.050	SSA	0.974	3.24	6	3HA14+2HA12	6.88
STORY 11	7.404	ELU	0.008	SSA	0.996	0.53	6	3HA14+2HA12	6.88

Tableau VI-1 : Calcul du ferrailage des poutres principales en travée.

Ferrailage des poutres principales									
Armatures aux appuis									
STORY		M_{max} (KN.m)	Comb	Obs	β	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min}	Ferrailage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
STORY1	Sup	88.965	ACC	SSA	0.956	6.12	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	74.316		SSA	0.968	4.8			
STORY 2	Sup	107.474	ACC	SSA	0.947	7.47	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	90.509		SSA	0.960	5.89			
STORY 3	Sup	110.931	ACC	SSA	0.945	7.72	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	88.583		SSA	0.961	5.76			
STORY 4	Sup	112.89	ACC	SSA	0.944	7.87	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	84.727		SSA	0.963	5.50			
STORY 5	Sup	114.531	ACC	SSA	0.943	7.99	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	75.257		SSA	0.967	4.86			
STORY 6	Sup	107.807	ACC	SSA	0.947	7.49	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	64.302		SSA	0.972	4.13			
STORY 7	Sup	107.087	ACC	SSA	0.947	7.44	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	57.404		SSA	0.975	3.68			
STORY 8	Sup	100.776	ACC	SSA	0.950	6.98	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	48.532		SSA	0.979	3.1			
STORY 9	Sup	95.046	ACC	SSA	0.953	6.56	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	42.117		SSA	0.982	2.68			
STORY 10	Sup	87.343	ACC	SSA	0.957	6	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	36.11		SSA	0.984	2.29			
STORY 11	Sup	16.399	ACC	SSA	0.992	1.09	6	3HA14+3HA12	8.01
	Inf	12.852		SSA	0.995	0.81			

Tableau VI-2 : Calcul du ferrailage des poutres principales aux appuis.

B. Ferrailage des poutres secondaires :

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :

$$h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad d = 33 \text{ cm}$$

Ferrailage des poutres secondaires									
Armatures en travée									
STORY	M_{\max} (KN.m)	Comb	μ	Obs	β	A_{cal} (cm^2)	A_{min}	ferrailage	A_{adopt} (cm^2)
STORY 1	3.549	ELU	0.006	SSA	0.997	0.31	5.25	3HA14	4.62
STORY 2	7.729	ELU	0.014	SSA	0.993	0.68	5.25	3HA14	4.62
STORY 3	8.778	ELU	0.016	SSA	0.992	0.77	5.25	3HA14	4.62
STORY 4	12.39	ELU	0.022	SSA	0.988	1.09	5.25	3HA14	4.62
STORY 5	15.245	ELU	0.028	SSA	0.986	1.35	5.25	3HA14	4.62
STORY 6	18.884	ELU	0.034	SSA	0.982	1.67	5.25	3HA14	4.62
STORY 7	22.17	ELU	0.041	SSA	0.979	1.97	5.25	3HA14	4.62
STORY 8	24.272	ELU	0.044	SSA	0.977	2.16	5.25	3HA14	4.62
STORY 9	27.015	ELU	0.049	SSA	0.974	2.41	5.25	3HA14	4.62
STORY 10	27.796	ELU	0.051	SSA	0.974	2.49	5.25	3HA14	4.62
STORY 11	3.935	ELU	0.007	SSA	0.996	0.34	5.25	3HA14	4.62

Tableau VI-3 : Calcul du ferrailage des poutres secondaires en travée.

Ferrailage des poutres secondaires									
Armatures aux appuis									
STORY		M_{max} (KN.m)	Comb	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min}	ferrailage	A_{adopt} (cm ²)
STORY1	Sup	26.788	ACC	SSA	0.981	2.07	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	22.278		SSA	0.984	1.72			
STORY 2	Sup	38.755	ACC	SSA	0.972	3.02	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	34.076		SSA	0.975	2.65			
STORY 3	Sup	50.096	ACC	SSA	0.963	3.94	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	45.159		SSA	0.967	3.54			
STORY 4	Sup	58.036	ACC	SSA	0.957	4.59	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	53.105		SSA	0.961	4.19			
STORY 5	Sup	63.498	ACC	SSA	0.953	5.05	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	58.514		SSA	0.957	4.63			
STORY 6	Sup	68.254	ACC	SSA	0.949	5.45	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	63.118		SSA	0.953	5.02			
STORY 7	Sup	70.174	ACC	SSA	0.947	5.61	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	65.045		SSA	0.951	5.18			
STORY 8	Sup	70.665	ACC	SSA	0.947	5.65	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	65.529		SSA	0.951	5.22			
STORY 9	Sup	71.245	ACC	SSA	0.947	5.70	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	65.915		SSA	0.951	5.25			
STORY 10	Sup	68.767	ACC	SSA	0.949	5.49	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	63.614		SSA	0.953	5.06			
STORY 11	Sup	11.855	ACC	SSA	0.992	0.91	5.25	3HA14+2HA12	6.88
	Inf	8.558		SSA	0.994	0.65			

Tableau VI-4 : Calcul du ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

❖ Vérification à l'ELU :• Vérification de la condition de non fragilité :➤ Poutres principales:

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,376 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 1,376 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Poutres secondaires:

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement :➤ Poutres principales:

$$T_u^{\max} = 153,16 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{153,16 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Poutres secondaires:

$$T_u^{\max} = 42,1 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{42,1 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :❖ Influence sur le béton :➤ Poutres principales:

$$0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0,4 \times 0,9 \times 380 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 684 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 153,16 \text{ kN} < 684 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires:**

$$0,4.0,9d.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0,4 \times 0,9 \times 330 \times 300 \times \frac{25}{1,5}\right) \times \frac{1}{10^3} = 594kN$$

$$T_u^{\max} = 42,1kN < 594kN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence sur les aciers :**

➤ **Poutres principales:**

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_U}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(153,16 - \frac{114.531}{0,9 \times 38} \right) = 0,43cm^2$$

$$A_s = 8.01cm^2 \geq 0,43cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires:**

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_U}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(42,1 - \frac{71,245}{0,9 \times 33} \right) = 0,12cm^2$$

$$A_s = 6,88cm^2 \geq 0,12cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence des barres:**

En doit vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d.\sum_{ui}}$$

➤ **Poutres principales:**

$$\sum_{ui} = n.\pi.\phi = 244.9 mm$$

$$\tau_{se} = \frac{153,16 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 244.9} = 1,83MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires:**

$$\tau_{se} = \frac{42,1 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 207.24} = 0,65MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**✓ **Calcul des espacements :**

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)

➤ **Poutres principales:**

$$\text{-Zone nodale : } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm}\right) = \min(10; 12*1,4; 30) = 10\text{cm.}$$

On prend : $St = 10\text{cm.}$

$$\text{-Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm.}$$

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

➤ **Poutres secondaires:**

$$\text{-Zone nodale : } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm}\right) = \min(8,75; 12*1,4; 30) = 8,75\text{cm.}$$

On prend : $St = 8\text{cm.}$

$$\text{-Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm.}$$

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

❖ **Armatures transversales minimales :**➤ **Poutres principales:**

$$A_t \geq 0,003.St.b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2$$

➤ **Poutres secondaires:**

$$A_t \geq 0,003.St.b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72\text{cm}^2$$

❖ **Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91. Art.7.2.2) :**➤ **Poutres principales:**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(14; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) \leq \min(14; 11,43; 30)$$

Donc : $\phi_t \leq 11,43\text{mm}$

On adopte un cadre et un étrier de Ø8.

Soit : $A_t = 2,01\text{cm}^2$

➤ **Poutres secondaires:**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(14 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10}\right) \leq \min(14 ; 10 ; 30)$$

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

On adopte un cadre et un étrier de Ø8.

Soit : $A_t = 2,01\text{cm}^2$

❖ **Espacement minimal :**

$$St \leq \min\{0,9d ; 40\text{cm} ; 15\phi_t\} \Rightarrow St \leq \{34,2\text{cm} ; 40\text{cm} ; 21\text{cm}\}$$

$$St \leq 21\text{cm} \Rightarrow St = 15\text{cm}.$$

$$St \leq \min\{0,9d ; 40\text{cm} ; 15\phi_t\} \Rightarrow St \leq \{29,7\text{cm} ; 40\text{cm} ; 18\text{cm}\}$$

$$St \leq 18\text{cm} \Rightarrow St = 15\text{cm}.$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Etat limite de compression du béton en travée et aux appuis des poutres**

principales: (Tableau: VI-5)

	M_s (KN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En Travées	31.241	135.02	348	4.74	15	C.Vérifiée
Aux Appuis	60.39	226	348	8.7	15	C.Vérifiée

❖ **Etat limite de compression du béton en travée et aux appuis des poutres**

secondaires: (Tableau: VI-6)

	M_s (KN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En Travées	20.142	100.93	348	3.83	15	C.Vérifiée
Aux Appuis	23.669	118.6	348	4.51	15	C.Vérifiée

❖ Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

❖ Calcul de la flèche : BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 1)

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens.

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

➤ Poutres principales:

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{465}{500} = 0,93$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,072 \text{ cm} < 0,93 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Poutres secondaires:

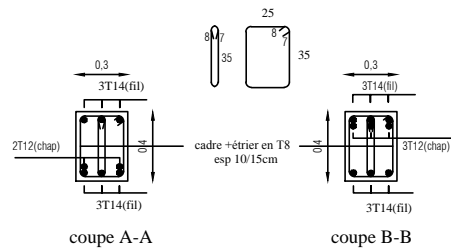
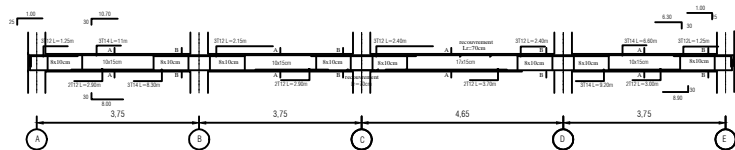
$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{400}{500} = 0.8$$

$$f_{\text{etabs}} = 3.51 \times 10^{-3} \text{ cm} < 0,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40) NIV RDC AXES 2,3,4,5,6 ET NIV 1ER AU 9EME ETAGE AXES 2,3,4,5



COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40) NIV RDC, 1ER AU 9EME ETAGE AXES (1)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME " RACHID SAH"®

PROJET

CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

+ SERVICE EN R+9

SITUATION DU PROJET

MAITRE DE L'OUVRAGE

PLAN:

ECHELLE : 1/50 1/25

FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES

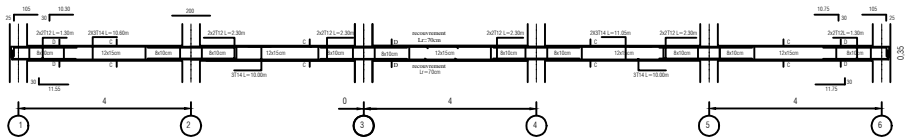
DOSSIER: GENIE CIVIL

DATE:

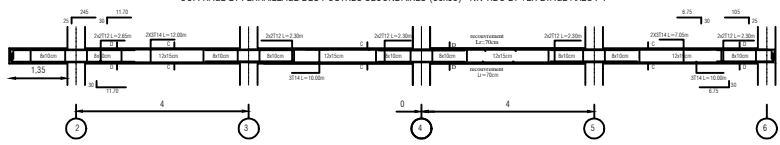
MODIFICATION:

VISA

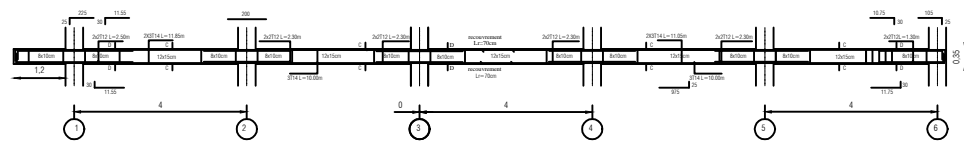
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35) NIV RDC AXES A,B,C,D,E.



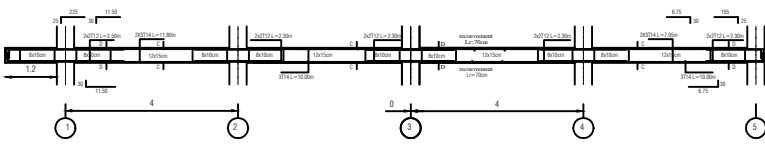
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35) NIV RDC ET 1ER ETAGE AXES F.



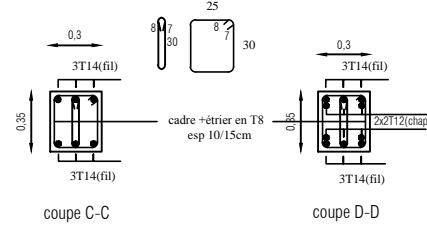
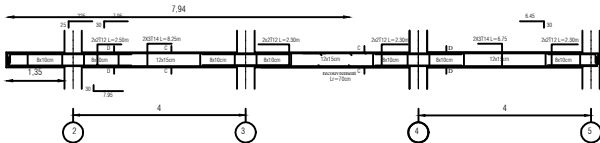
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35) NIV 1ER ETAGE AXES A,B,C,D,E.



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35) NIV 2EME AU 9EME ETAGE AXES A,B,C,D,E.



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35) NIV 2EME AU 9EME ETAGE AXES F.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME "RACHID SAH"®	
PROJET	
CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL + SERVICE EN R+9	
SITUATION DU PROJET	MAITRE DE L'OUVRAGE
PLAN: FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES	ECHELLE : 1/50 1/25
DOSSIER: GENIE CIVIL	
DATE:	
MODIFICATION:	VIZA

VII. FERRAILAGE DES POTEAUX :**VII-1)-Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations, sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant dans deux sens (longitudinaux et transversaux).

Le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Ils sont, donc, calculés en flexion composée en tenant compte des combinaisons considérées ci-dessous, puis on effectuant les vérifications à l'ELS pour les cas suivants :

<i>Situation</i>	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
<i>Situation durable</i>	1.5	25	14.2	400	348
<i>Situation accidentelle</i>	1.15	25	18.48	400	400

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ \longrightarrow à l'ELU.
- $G+Q$ \longrightarrow à l'ELS.
- $G+Q \pm E$
- $0,8G \pm E$ } \longrightarrow RPA99 révisé 2003.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VII-2)- Recommandations du RPA 2003 :**A-Les armatures longitudinales : (RPA Art .7.5.2.2)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

❖ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le diamètre minimal est de 12[mm].
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \phi$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

❖ Le pourcentage minimal en zone sismique (IIa) est de 0,8% b.h.

- RDC, 1^{ère} étage : $A_{min} = 0.008 \times (45 \times 45) = 16.20 \text{ cm}^2$
- Etages 2,3, 4 : $A_{min} = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$
- Etages 5, 6, 7 : $A_{min} = 0.008 \times (35 \times 35) = 09.8 \text{ cm}^2$
- Etages 8, 9 : $A_{min} = 0,008 \times (30 \times 30) = 7.2 \text{ cm}^2$

❖ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6%

- RDC, 1^{ère} étage : $A_{min} = 0.06 \times (45 \times 45) = 121.50 \text{ cm}^2$
- Etages 2,3, 4 : $A_{min} = 0.06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$
- Etages 5, 6, 7: $A_{min} = 0.06 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$
- Etages 8, 9 : $A_{min} = 0,006 \times (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$

❖ Le pourcentage maximal en zone courante est de 3% bh

- RDC, 1^{ère} étage : $A_{min} = 0.03 \times (45 \times 45) = 60.75 \text{ cm}^2$
- Etages 2,3, 4 : $A_{min} = 0.03 \times (40 \times 40) = 48.00 \text{ cm}^2$
- Etages 5, 6, 7: $A_{min} = 0.03 \times (35 \times 35) = 36.75 \text{ cm}^2$
- Etages 8, 9 : $A_{min} = 0,03 \times (30 \times 30) = 27 \text{ cm}^2$

VII-3)-Calcul du ferraillage des poteaux à l'état limite ultime :

- **Détermination du centre de pression (calcul de l'excentricité) :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \begin{cases} g = e_u - \left(\frac{h}{2} - c'\right) & (\text{N : effort normal de traction}) \\ g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c'\right) & (\text{N : effort normal de compression}) \end{cases}$$

$$M_f = N_u \cdot g$$

Selon la valeur de e_u et la nature de l'effort normal, on distingue trois cas :

1- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, c'est-à-dire que : $e_u \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ et N est un effort normal de compression.

Dans ce cas, la section est partiellement comprimée (SPC).

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{Si :} \quad \mu < \mu_l \quad \text{La section est simplement armée (SSA).}$$

Armatures fictives $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$

Armatures réelles:

$$\begin{cases} A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} & (\text{N : effort normal de traction}) \\ A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} & (\text{N : effort normal de compression}) \\ A' = 0 \end{cases}$$

Sinon : $\mu \geq \mu_l$ La section est doublement armée (SDA).

- Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} \quad ; \quad \Delta M_f = M_f - M_l$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = \frac{M_l}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} \\ A'_f = \frac{\Delta M_f}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_f = A_l + A'_f \\ A'_f \end{array} \right.$$

- Armatures en flexion composée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad (\text{N : effort normal de traction}) \\ A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad (\text{N : effort normal de compression}) \\ A' = A'_f \end{array} \right.$$

2- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures,

c'est-à-dire que : $e < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$

- N est un effort normal de traction ou de compression.

On vérifie l'inégalité suivante :

$$\left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \geq N_u \cdot (d - c') - M_f \quad \text{--- (A)}$$

- 1^{er} cas : la condition (A) est vérifiée.

La section est partiellement comprimée, et les calculs sont effectués à partir du cas -1-.

- 2^{ème} cas : la condition (A) n'est pas vérifiée.

La section est entièrement comprimée (SEC). Le ferraillage est déterminé de la manière suivante :

On vérifie l'inégalité (B) :

$$(0,5 \cdot h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \geq N_u \cdot (d - c') - M_f \quad \text{--- (B)}$$

Deux autres cas peuvent se distinguer :

- a- La condition (B) est vérifiée : La section est simplement armée (SSA).

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u \cdot (d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} \quad \begin{cases} A'_1 = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} \\ A'_2 = 0 \end{cases}$$

b- La condition (B) n'est pas vérifiée : La section est doublement armée (SDA).

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0,5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

$$A'_2 = \frac{N_u - (b \cdot h \cdot f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1$$

3- Le centre de pression se trouve à l'intérieure du segment limité par les armatures,

c'est-à-dire que : $e_u < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ et N est un effort normal de traction.

Dans ce cas, la section est entièrement tendue.

$$a = \frac{h}{2} + e_u - c \quad \begin{cases} A_1 = \frac{N_u \cdot a}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 \end{cases}$$

Remarque :

Le ferraillage des poteaux est résumé sous forme de tableaux.

Section (cm ²)	comb	Sollicitations	N (KN)	Mu (KN.m)	e (m)	obs	As (cm ²)	A' (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des barres	A adopt
Pot 45x45 RDC-1	ELU	Nmax	1679.4	0.409	0.0002	SPC	4.90	0.00	16.20	4HA20+4HA16	20.60
	ACC	Nmin	681.77	4.002	0.0059	SPC	1.97	0.00			
		Ncor	1013.81	80.446	0.079	SPC	8.52	0.00			
Pot 40x40 2-3-4	ELU	Nmax	1273.4	3.326	0.0026	SPC	3.52	0.00	12.8	4HA16+4HA14	14.19
	ACC	Nmin	332.05	4.431	0.013	SPC	1.06	0.00			
		Ncor	427.15	79.544	0.186	SPC	7.48	0.00			
Pot 35x35 5-6-7	ELU	Nmax	767.93	5.251	0.0068	SPC	2.21	0.00	9.8	4HA16+4HA12	12.97
	ACC	Nmin	93.16	1.242	0.013	SPC	0.28	0.00			
		Ncor	254.21	60.525	0.238	SPC	6.11	0.00			
Pot 30x30 8-9	ELU	Nmax	339.29	2.703	0.0079	SPC	0.91	0.00	7.2	4HA14+4HA12	10.86
	ACC	Nmin	21.15	1.516	0.072	SPC	0.19	0.00			
		Ncor	64.3	37.903	0.59	SPC	4.14	0.00			

Tableau VII-2 : Ferraillage des poteaux.

VII-4)-Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

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.

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

❖ **Diamètre des armatures transversales** : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

\emptyset_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en \emptyset_8

Soit : $A_t = 2.02 \text{ cm}^2$.

❖ **Calcul des espacements** :

➤ **L'espacement des armatures transversales** : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \emptyset_L^{\min}; 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \emptyset_L^{\min}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Longueurs de recouvrement** :

Pour les barres de 20 mm $\Rightarrow L_r = 40\Phi_l = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

(RPA Version 2003 Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1 \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1 \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots \text{interpoler entre les deux valeurs précédentes .} \end{array} \right.$$

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0,707 l_0$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : hauteur libre du poteau.

➤ **Etages RDC, 1 : Poteaux (45x 45)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,50}{0,45} = 7,07 > 5$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_t^{\min} < A_t = 2,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C. Vérifiée.}$$

➤ **Etages 2,3 et 4 : Poteaux (40x 40)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,4 > 5$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_t^{\min} < A_t = 2,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C. Vérifiée.}$$

Etages 5,6 et 7 : Poteaux (35 x 35)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_t^{\min} < A_t = 2,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C. Vérifiée.}$$

➤ **Etages 8 et 9: Poteaux (30 x 30)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,30} = 7.2 > 5$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone nodale: } A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_t^{\min} < A_t = 2,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C. Vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 6,051 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{42.324 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,219 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII-5)-Vérifications à l'ELS:

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

◆ L'état limite d'ouverture des fissures : pour notre bâtiment, aucune vérification n'est nécessaire car les fissurations sont peu nuisibles.

◆ L'état limite de compression du béton :

M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service par rapport à la section du béton.

N_{ser} : L'effort normal à l'état limite de service.

• **Section entièrement comprimée:**

La section est entièrement comprimée (SEC) si : $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$

Section du poteau rendue homogène est : $B_0 = b \cdot h + 15 \cdot (A + A')$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot (A \cdot c' + A' \cdot d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

V_1 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 - V_2^3) + 15 \cdot [A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton:**

$$\begin{cases} \sigma_b^1 = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \\ \sigma_b^2 = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot V_2}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \end{cases}$$

Puisque $\sigma_b^1 > \sigma_b^2$, il nous suffit de vérifier que $\sigma_b^1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers:**

$$\begin{cases} \sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - c)}{I_0} \right] \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa \\ \sigma_s^1 = 15 \cdot \left[\frac{N}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - c')}{I_0} \right] \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa \end{cases}$$

• **Section partiellement comprimée:**

La section est partiellement comprimée (SPC) si : $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{h}{6}$

$$c_1 = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \cdot c_1^2 - \frac{90A'}{b} \cdot (c_1 - c') + \frac{90 \cdot A \cdot (d - c_1)}{b}$$

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

On détermine la valeur de y_2 par la résolution de l'équation :

$$y_2^3 + p y_2 + q = 0$$

$$y_1 = y_2 + c_1$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

c' : Enrobage.

c_1 : Distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	A adopt	Sollicitations	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	obs	σ _{bs} [MPa]	σ _{bi} [MPa]	σ _{ss} [MPa]	σ _{si} [MPa]	Verifications
Pot 45x45 RDC-1	20.60	Nmax	1221.76	0.291	0.0002	SEC	5.02	4.95	75.59	74.69	C.Vérifiée
		Nmin	39.13	3.69	0,322	SPC	-2.59	-3.34	0.04	-45.96	C.Vérifiée
		Ncor	302.57	17.07	0.041	SEC	-11.45	-14.94	7.99	-204.79	C.Vérifiée
Pot 40x40 2-3-4	14.19	Nmax	927.42	0.692	0.003	SEC	4.24	0.039	75.96	61.99	C.Vérifiée
		Nmin	124.52	0.415	0.003	SEC	0.16	4.004	9.84	1.46	C.Vérifiée
		Ncor	160.72	8.678	0.054	SEC	-10.074	-12.66	3.56	171.66	C.Vérifiée
Pot 35x35 5-6-7	12.97	Nmax	346.76	0.968	0.007	SEC	1.08	0.71	35.46	13.28	C.Vérifiée
		Nmin	41.46	0.122	0.010	SEC	0.12	0.74	4.23	1.44	C.Vérifiée
		Ncor	193.08	9.008	0.130	SPC	-11.28	-14.78	9.40	-196.95	C.Vérifiée
Pot 30x30 8-9	10.86	Nmax	151.17	0.66	0.008	SEC	0.24	-0.11	20.34	1.05	C.Vérifiée
		Nmin	5.61	0.012	0.078	SEC	0.031	0.025	0.77	0.422	C.Vérifiée
		Ncor	51.79	6.419	0.400	SPC	-10.92	-14.42	-2.35	-189.97	C.Vérifiée

Tableau VII-3 : vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers.

VII-3 Condition de non fragilité :

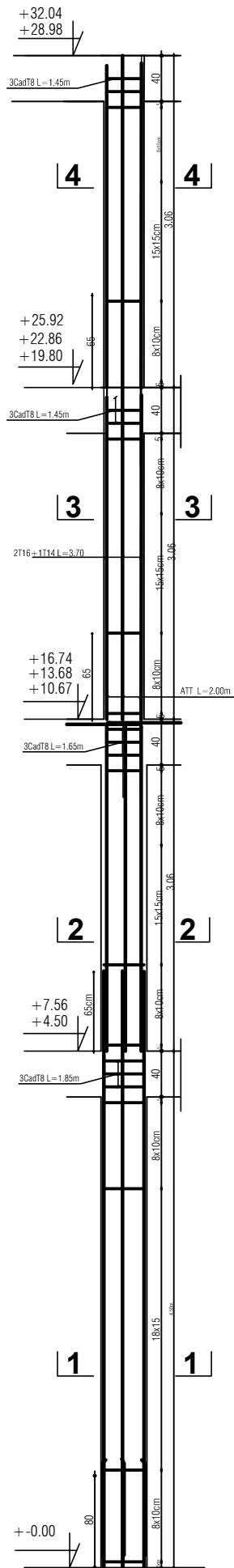
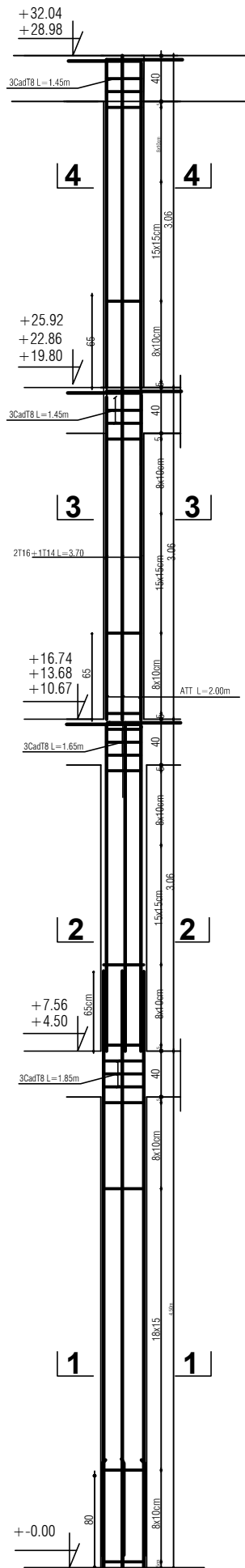
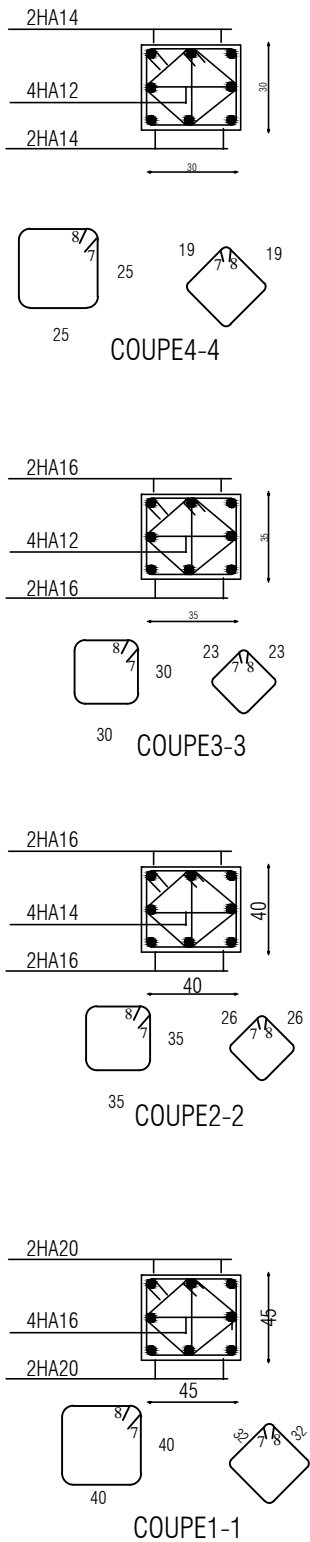
La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s + 0,455.d}{e_s + 0,185.d} \right] \quad (\text{N : traction}). \\ A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \right] \quad (\text{N : compression}). \end{array} \right.$$

Niveau	section	N (KN)	M (KN.m)	e _s (m)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Obs
RDC-1	45x45	1221.76	0.291	0.0002	5.75	20,60	CV
		39.13	3.69	0.094	16.4		
		302.57	17.07	0.0056	6.005		
2,3,4	40x40	927.42	0.692	0.007	4.54	14,19	CV
		124.52	0.415	0.003	4.63		
		160.72	10.029	0.054	13.38		
5,6,7	35x35	346.76	0.968	0.002	3.49	12,97	CV
		41.46	0.122	0.003	3.53		
		193.08	9.008	0.046	9.65		
8,9	30x30	151.17	0.66	0.004	2.62	10.68	CV
		5.61	0.012	0.002	2.55		
		51.79	6.419	0.123	0.06		

Tableau VII-4 : vérification de la condition de non fragilité.



VIII)-FERRAILLAGE DES VOILES :**1)-Introduction :**

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement dont la raideur en plan est négligeable. Ils assurent le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action sismique (fonction de contreventement). Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

- Zone I : RDC et 1^{er} niveau ;
- Zone II : du 2^{er} au 4^{eme} niveau ;
- Zone III : du 5^{eme} au 7^{eme} niveau ;
- Zone IV : 8^{eme} et 9^{eme} niveau.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe ;

- Groupe I : VL1 ;
- Groupe II : VT1 ;
- Groupe III : VT2.

VIII-2)-Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont:

- Selon le RPA99-modifié2003 :
$$\begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$
- Selon le BAEL 91 :
$$\begin{cases} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{cases}$$

❖ Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$.
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$.

VIII-3)-Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

A. Détermination des diagrammes des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : La section horizontale du voile ($B = e.L$).

I : Moment d'inertie du voile.

V, V' : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) $\left(V = V' = \frac{L}{2} \right)$.

L : La longueur du voile.

B. Découpage du diagramme des contraintes :

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs (d) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_C}{3}\right)$$

L_C : Longueur de la zone comprimée calculé par : $L_C = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} . L$

L_T : Longueur de la zone tendue : $L_T = (L - L_C)$

h_e : Hauteur entre nus des planchers.

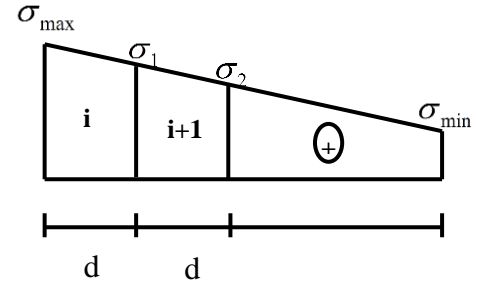
C. Détermination des efforts normaux et des sections d'acier :

Les efforts normaux sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes.

• **Section entièrement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

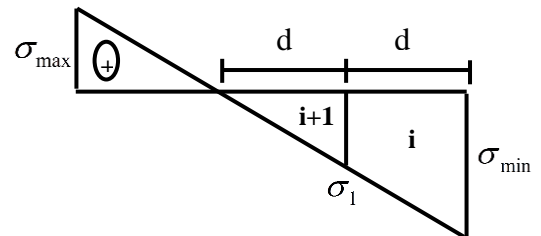
$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1} - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$



• **Section partiellement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

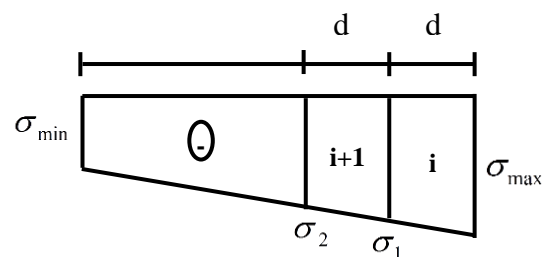
$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$



• **Section entièrement tendue :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$



A_{i+1} , A_i : Sections d'armatures verticales.

σ_1 : Contrainte de traction agissant à une distance «d» de la contrainte de traction

maximale.
$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t}$$

e : Épaisseur du voile.

σ_s : Contrainte admissible des aciers (fissuration peu nuisible).

D. Détermination des armatures :❖ **Section minimale d'armatures :**

- compression simple (BAEL 91/Art 8.2.1) :

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à 4cm^2 par mètre de longueur du parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$\text{Ainsi que : } 0,20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0,5\%$$

B_c : La section du béton comprimé.

- traction simple (BAEL 91/Art 4.2.1) :

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B_t : La section horizontale du béton tendu.

- Exigence du RPA99-modifié2003/Art 7.7.41 :

Le pourcentage minimal des armatures verticales dans la zone tendue doit rester au moins égal à 0,20% de la section horizontale du béton tendu :

$$A_{\min} \geq 0,20\% B_t$$

❖ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales sont disposées en lit extérieur, et elles doivent être munies de crochets à 135° , ayant une longueur de 10ϕ .

- D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

- D'après le RPA99 : $A_H = 0,15\% \cdot B$

Donc : $A_H = \max \left\{ \frac{A_V}{4} ; 0,15\% \cdot B \right\}$

A_V : La section d'armatures verticales.

B : étant la section totale du béton.

❖ **Armatures transversales (RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.3) :**

Les Armatures transversales qui sont généralement des épingles, sont disposées suivant le sens perpendiculaires aux formes des murs de refends et ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales.
- D'empêcher le flambement des armatures horizontales sous l'action des aciers verticaux due à l'effet de la compression.
- De renforcer les parties extérieures du mur de refends.

D'après le RPA99, le nombre d'épingles qui relie les deux nappes d'armatures verticales, doit être au moins égale à 04 par mètre carré.

❖ Armatures de couture :

Le long des joints de reprise du bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section est calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{f_e} \quad ; \quad \bar{T} = 1,4.T$$

\bar{T} : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

T : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

E. Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité d'un voile ou d'un trumeau, un potelet armé par des barres verticales dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10.

Les armatures transversales dans les potelets sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égale à l'épaisseur du voile.

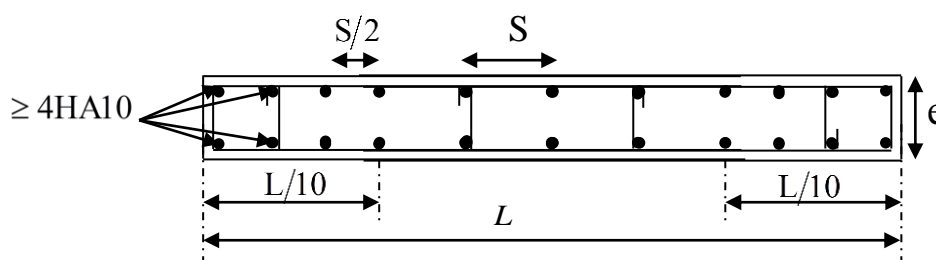


Figure VIII-1-: Disposition des armatures verticales dans les voiles.
(RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.1)

➤ **Espacements (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min(15.e ; 30cm)$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur une distance de 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

➤ **longueur de recouvrement (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :**

La longueur de recouvrement est égale à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :** à l'exception des zones d'about, le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

F. Vérification des contraintes :

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **La contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A}$$

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

N_{ser} : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures verticales adoptée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$$

Selon le RPA 99-modifié 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_b = 0,20 \cdot f_{c28}$$

Selon le (BAEL 91) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} \cdot f_{c28} ; 4MPa \right\}$$

b : Épaisseur du linteau ou du voile.

$d = 0,9 \cdot h$: Hauteur utile.

h : Hauteur total de la section brute.

VIII-4)-Exemple de calcul :

A titre d'exemple, soit à ferrailer le voile transversale VY1 au niveau de la zone I.

➤ **Caractéristiques géométriques:**

$$L = 4m \quad ; \quad e = 0,25m$$

$$I_x = 1.33cm^4 \quad ; \quad V = V' = 2m$$

$$B = 1m^2$$

➤ **Les contraintes :**

$$\sigma_{\max} = 2638.93 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_{\min} = -5287.02 \text{ KN} / m^2$$

$$L_c = \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) \cdot L = \left(\frac{2638.93}{2638.93 + 5287.02} \right) \times 4 = 1,33m.$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 1.33 = 2.67m.$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \left(\frac{4.15}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.33 \right) \rightarrow d = 0.89m$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = \frac{-5287.02 \times (2.67 - 0.89)}{2.67} = 3524.69 \text{ KN} / m^2.$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 980.3 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = 784.24 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 24.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 19.61 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.2 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

telle que $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (4.45 \text{ cm}^2, 11.68 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 11.68 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté pour le voile est:

Armatures verticales :

1^{er} bande : 2*7HA16 = 28.14 cm² avec un espacement de 12 cm

2^{ème} bande : 2*6HA16 = 24.12 cm² avec un espacement de 14 cm

Armatures horizontales : Ah = 15.4 cm² soit **5 HA14** avec un **e=20 cm**

Armatures transversales : 4 épingles $\phi 8$ /m²

❖ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_s} = \frac{6966.39 \times 10}{10000 + 15 \times 28.14} = 6.684 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{309.174 \times 10^3}{0.25 \times 0.9 \times 4 \times 10^6} = 0.34 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u$$

N.B :

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)		4,00	4,00	4,00	4,00
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m ²)		1	1	1	1
	He		4,500	3,060	3,060	3,060
	h		4,15	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		309,174	276,441	213,129	123,861
	N _{ser} (kN)		6966,39	5785,54	3847,81	1645,76
	Vu (kN)		432,844	387,017	298,381	173,405
	σ _{max} (kN/m ²)		2638,930	2216,590	2153,720	1993,410
	σ _{min} (kN/m ²)		5287,020	4062,630	3834,530	3289,660
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		1,33	1,41	1,44	1,51
	L _t		2,67	2,59	2,56	2,49
	d		0,89	0,94	0,96	1,01
	d _{adopté}		0,89	0,94	0,96	1,01
	d2 = L _t - d _{adopté}		1,78	1,65	1,60	1,48
	σ ₁		3527,733	2584,903	2398,717	1960,720
	N ₁		978,29	782,20	747,28	660,36
	N ₂		785,07	532,05	480,43	363,84
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		24,46	19,56	18,68	16,51
	A _{v2} /bande (cm ²)		19,63	13,30	12,01	9,10
	A _{vj} (cm ²)		11,90	10,64	8,21	4,77
	A'v1/bande/nappe		27,43	22,22	20,73	17,70
	A'v2/bande/nappe		22,60	15,96	14,06	10,29
A min	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		11,65	12,36	12,59	13,21
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		28,14	28,14	21,56	21,56
	A'v2 adopté (cm ²)		24,12	18,48	18,48	13,58
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*7HA16	2*7HA16	2*7HA14	2*7HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*6HA16	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12	12
Bande 2		14	14	14	14	
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm ²)		15,00	15,00	15,00	15,00
	AH adopté (cm ²)		15,4	15,4	15,4	15,4
	choix de la section		5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
	Espacement st(cm)		20	20	20	20
Atr ans	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contraintes	τ _b = 5MPa	T _b	0,481	0,430	0,332	0,193
	τ _u = 2,5MPa	T _u	0,344	0,307	0,237	0,138
	σ _{bc} = 15MPa	σ _{bc}	6,684	5,551	3,727	1,594

Tableau VIII-1 : Ferrailage des voiles sens Y-Y

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,20	1,20	1,20	1,20
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m ²)		0,3	0,3	0,3	0,3
	He		4,500	3,060	3,060	3,060
	h		4,15	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		410,057	242,784	188,684	121,883
	N _{ser} (kN)		2243,93	1827,20	1232,43	491,99
	Vu (kN)		574,080	339,898	264,158	170,636
	σ _{max} (kN/m ²)		1379,450	1175,950	987,840	743,670
	σ _{min} (kN/m ²)		2232,090	2482,660	1799,230	1625,910
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		0,46	0,39	0,43	0,38
	L _t		0,74	0,81	0,77	0,82
	d		0,31	0,26	0,28	0,25
	d _{adopté}		0,31	0,26	0,28	0,25
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,44	0,56	0,49	0,57
	σ ₁		1312,457	1698,693	1140,670	1130,130
	N ₁		135,39	134,40	104,20	86,50
	N ₂		71,54	118,31	70,03	80,85
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		3,38	3,36	2,61	2,16
	A _{v2} /bande (cm ²)		1,79	2,96	1,75	2,02
	A _{vi} (cm ²)		15,79	9,35	7,26	4,69
	A'v1/bande/nappe		7,33	5,70	4,42	3,34
	A'v2/bande/nappe		5,74	5,29	3,57	3,19
A _{min}	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,01	3,37	3,72	3,30
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		9,04	9,04	9,04	9,04
	A'v2 adopté (cm ²)		6,78	6,78	6,78	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8
Bande 2		10	10	10	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4,50	4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm ²)		6,28	6,28	6,28	6,28
	choix de la section		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25	25
A _{trans}	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	2,126	1,259	0,978	0,632
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ _u	1,519	0,899	0,699	0,451
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	7,156	5,827	3,930	1,569

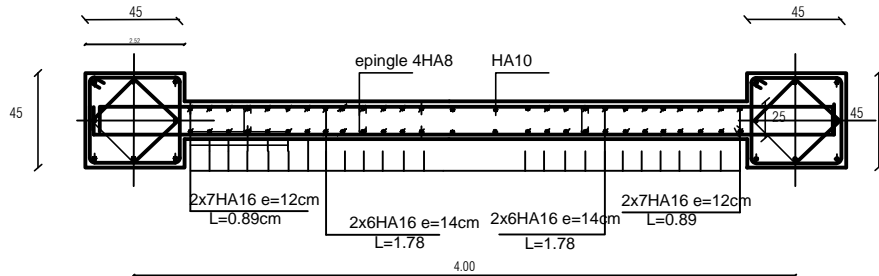
Tableau VIII-2 : Ferrailage des voiles sens X-X (L=1.20m).

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,5	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,20	2,20	2,20	2,20
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m ²)		0,55	0,55	0,55	0,55
	He		4,500	3,060	3,060	3,060
	h		4,10	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		350,437	273,627	270,532	266,713
	N _{ser} (kN)		8488,94	7795,91	5967,70	2600,95
	Vu (kN)		490,612	383,078	378,745	373,398
	σ _{max} (kN/m ²)		1753,010	1394,090	957,890	867,000
	σ _{min} (kN/m ²)		3189,260	2639,550	1949,230	1361,190
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		0,78	0,76	0,72	0,86
	L _t		1,42	1,44	1,48	1,34
	d		0,52	0,51	0,48	0,57
	d _{adopté}		0,52	0,51	0,48	0,57
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,90	0,93	0,99	0,77
	σ ₁		2020,587	1710,157	1310,637	783,190
	N ₁		338,79	275,61	196,92	152,97
	N ₂		227,18	199,39	162,49	75,70
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		8,47	6,89	4,92	3,82
	A _{v2} /bande (cm ²)		5,68	4,98	4,06	1,89
	A _{vj} (cm ²)		13,49	10,53	10,42	10,27
	A'v1/bande/nappe		11,84	9,52	7,53	6,39
	A'v2/bande/nappe		9,05	7,62	6,67	4,46
A _{min}	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		6,83	6,65	6,34	7,49
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		12,32	12,32	9,04	9,04
	A'v2 adopté (cm ²)		9,24	9,24	6,78	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA12
		Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	13	13	13	13
Bande 2		17	17	17	17	
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm ²)		8,25	8,25	8,25	8,25
	AH adopté (cm ²)		9,04	9,04	9,04	9,04
	choix de la section		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	Espacement st(cm)		25	25	25	25
A _{tra} n	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0,991	0,774	0,765	0,754
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T _u	0,708	0,553	0,547	0,539
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	14,933	13,714	10,589	4,615

Tableau VIII-3: Ferrailage des voiles sens X-X (L=2.20m).

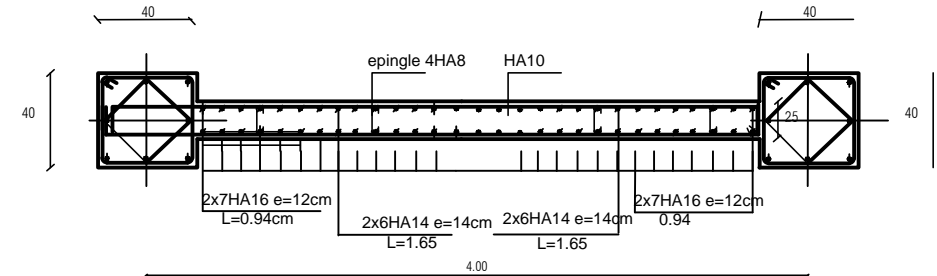
--FERRAILLAGE VOILE RDC et 1ER ETAGE

--VT1;VT2;VT3 et VT4--



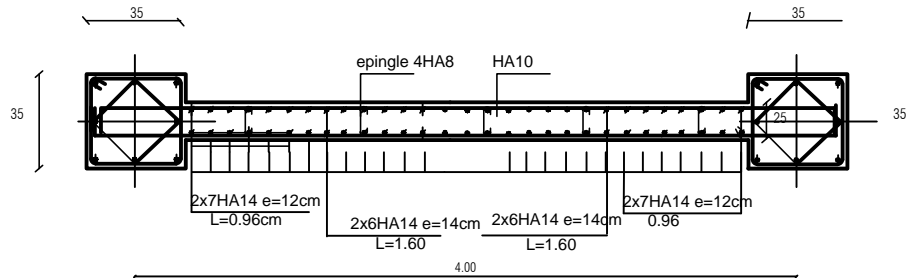
--FERRAILLAGE VOILE 2eme.3eme et 4eme etage--

--VT1;VT2;VT3 et VT4--



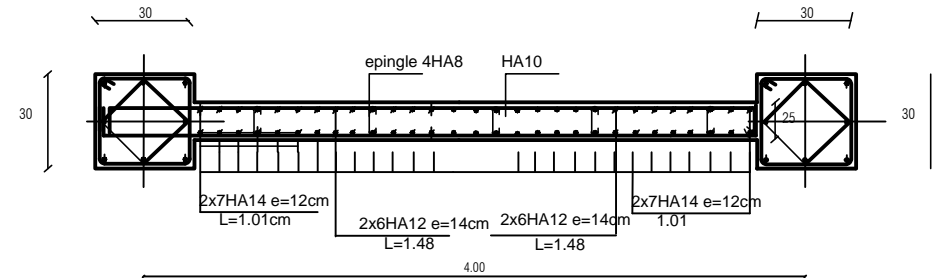
--FERRAILLAGE VOILE 5eme.6eme et 7eme etage--

--VT1;VT2;VT3 et VT4--



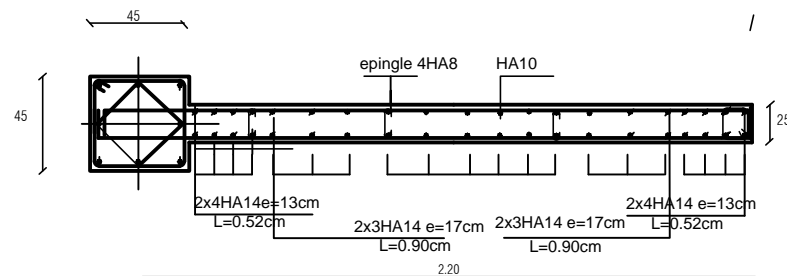
--FERRAILLAGE VOILE du 8eme et 9eme etage--

--VT1;VT2;VT3 et VT4--



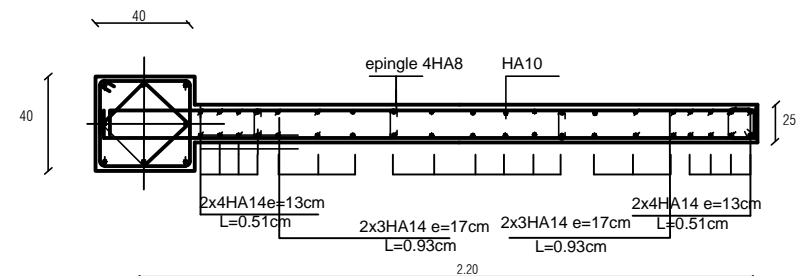
--FERRAILLAGE VOILE RDC ET 1ER ETAGE--

--VL1;VL2;VL3 et VL4;VL5;VL6--



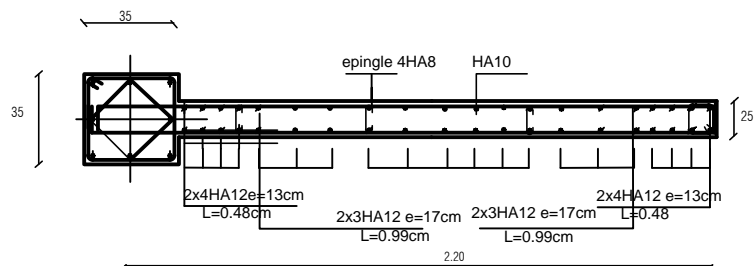
--FERRAILLAGE VOILE 2eme 3eme 4eme etage--

--VL1;VL2;VL3 et VL4;VL5;VL6--



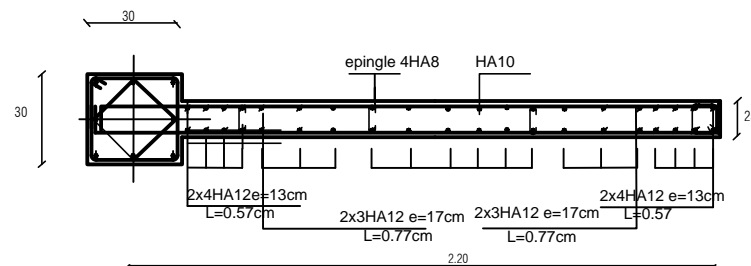
--FERRAILLAGE VOILE 5eme6eme7eme etage--

--VL1;VL2;VL3 et VL4;VL5;VL6--



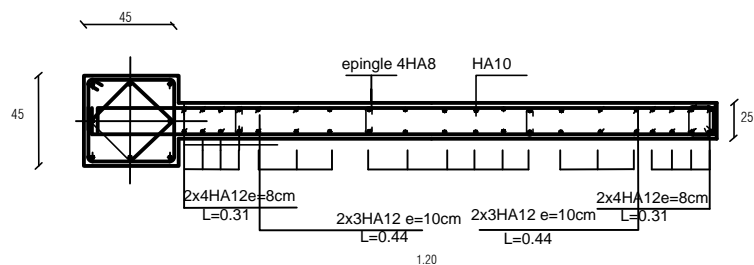
--FERRAILLAGE VOILE 8eme;9eme etage--

--VL1;VL2;VL3 et VL4;VL5;VL6--



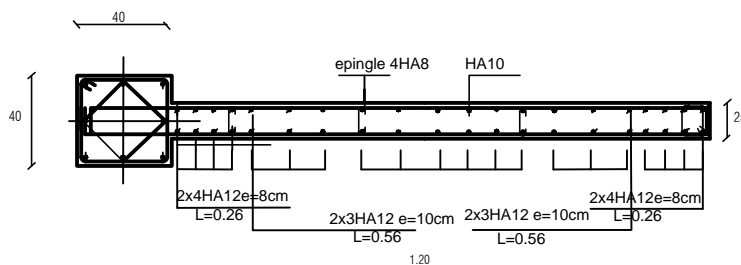
--FERRAILLAGE VOILE RDC ET 1ER ETAGE--

--VL7;VL8;VL9 et VL10--



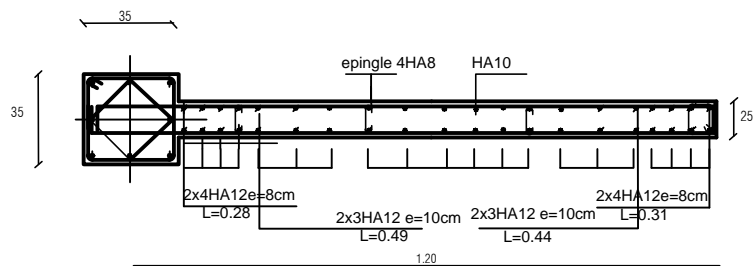
--FERRAILLAGE VOILE 2eme 3eme 4eme etage--

--VL7;VL8;VL9 et VL10--



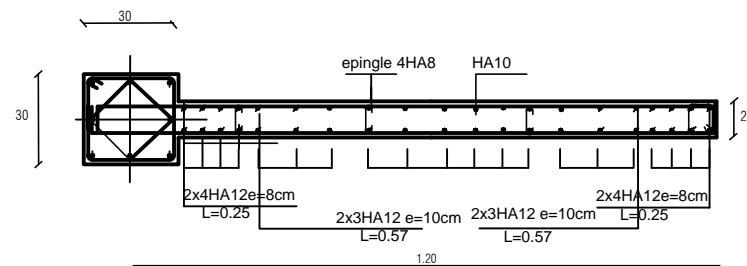
--FERRAILLAGE VOILE 5eme6eme7eme etage--

--VL1;VL2;VL3 et VL4;VL5;VL6--



--FERRAILLAGE VOILE 8eme;9eme etage--

--VL1;VL2;VL3 et VL4;VL5;VL6--



IX-Etude de l'infrastructure :

I. Introduction :

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux. Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encadrée. Dans ce cas on doit disposer un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

II. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des Caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise.
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol.
- ✓ Distances entre les différents points d'appuis.
- ✓ Système structural adopté.

1. Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les Poteaux de la base.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B \text{ poteau carré}$$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$ Avec $\sigma_{sol}=1.5$ bars à une profondeur de 1.5m.

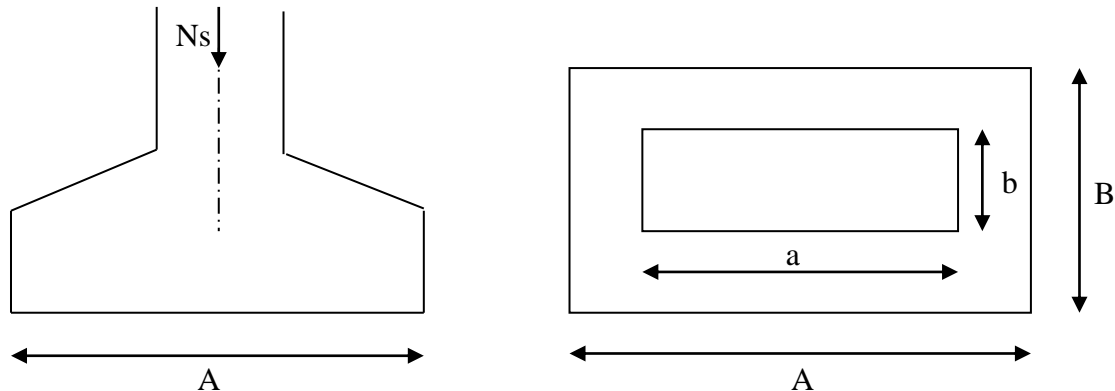


Figure X-1 : Schéma de la semelle isolée.

• **Exemple de calcul:**

$$N_{ser} = 1221.76 \text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1221.76}{150}} = 2,85\text{m} \Rightarrow B^2 = 8.15\text{m}$$

$$\frac{\sum S_t}{Str} = \frac{8.15 \times 36}{392.82} = 0.746$$

La surface des semelles isolée représente 74.6%

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2. semelles filantes :

A. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

Avec :

- B** : La largeur de la semelle.
- L** : Longueur de voile.
- G, Q** : Charge et surcharge revenant au voile considéré.
- σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	6966.39	4	11.61	46.44
				46.44

Tableau IX-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	2243.93	1.2	12.47	14.96
VL2	10488.94	2.2	31.78	69.92
				84.88

Tableau IX-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 131.32 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

B. Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité $N_{s_{\max}} = 1261.81$ KN).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M _i	e _i m	N × e _i
1	1020.023	11.436	-9.8	-9996,2254
2	735.429	2.028	-6.275	-4614,81698
3	1003.813	5.822	-5.525	-5546,06683
4	685.433	1.286	2.475	1696,44668
5	691.797	2.389	6.225	4306,43633
Somme	4136.495	22.961	-9.9	-14154.2262

Tableau IX-3 : Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = -3,42m$$

Excentricité Faible q : Uniforme

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -3,42m < \frac{L}{6} = \frac{19,6}{6} = 3,27m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4136,495}{19,6} \times \left(1 - \frac{6 \times (-3,42)}{19,6}\right) = 431,99KN / m$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4136,495}{19,6} \times \left(1 + \frac{6 \times (-3,42)}{19,6}\right) = -9,9KN / m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4136,495}{19,6} \times \left(1 + \frac{3 \times (-3,42)}{19,6}\right) = 100,57KN / m$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{100,57}{150 \times 1} = 0,67m$$

On choisit la valeur de « B » de manière à satisfaire la condition suivante :

$$B \geq b + 2dbr$$

b: est la largeur du poteau.

La valeur du débord doit être : $dbr \geq 20$ cm

Donc : $B \geq \max \{0,67 ; 45 + 2.25\} = 95$ cm

On prend : $B = 100$ m

La surface d'une semelle filante sous poteaux : $1,00 \times 20,05 = 20,05m^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux dans le sens longitudinal :

$$S_{poteaux} = 20,05 \times 6 = 120,3m^2$$

La surface totale des semelles filantes dans le sens longitudinal :

$$S_t = 131,32 + 120,3 = 251,62 m^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 392,82m^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{251,62}{392,82} = 0,64 = 64\%$$

Conclusion :

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les 50% de la surface du bâtiment donc on opte pour un radier général.

3. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

a. Pré dimensionnement du radier :

❖ **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

❖ **Selon la condition forfaitaire :**

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{465}{8} \leq h \leq \frac{465}{5} \Rightarrow 58,12cm \leq h \leq 93cm$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 90$ cm.

b) Sous poteaux :

➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{465}{20} = 23,25 \text{ cm}$$

Soit $h_d = 30 \text{ cm}$

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{465}{10} = 46,5 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 70 \text{ cm}$

et $0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$

soit $b_n = 45 \text{ cm}$

❖ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **$K = 40 \text{ MPa}$** pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,65\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{1081886}} = 0,95 \text{ m}$$

Soit $h = 100 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte les démentions suivantes :

Hauteur total du radier : $h_r = 100\text{cm}$

Hauteur de la nervure : $h_n = 70\text{cm}$

Hauteur de la dalle : $h_d = 30\text{cm}$

Largeur de la nervure : $b = 45\text{ cm}$

Hauteur de la dalle flottante : $h_{d'} = 10\text{ cm}$

b. Calcul de la surface nécessaire au radier :

$$G_{\text{Tbat}} = 34362,77 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Tbat}} = 5521,53 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions :

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 70866,78 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } N_s = G + Q = 51639,73 \text{ KN}$$

Détermination de la surface du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{70866,78}{2 \times 150} = 236,22 \text{ m}^2$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{51639,73}{150} = 344,26 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{bat}} = 392,82 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = \max(236,22 ; 344,26)$$

Remarque :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 392,82 + (20,05 + 20,35) \times 2 \times 0,5 = 433,22 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = 433,22 \text{ m}^2$

c. Détermination des efforts à la base du radier :

1. Charges permanentes :

- Poids du bâtiment : $G_{bat} = 34362,77$ KN
- Poids du radier :

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

$$\text{Poids de la dalle : } \left\{ \begin{array}{l} P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b \\ P_{dalle} = (433,22 \times 0,3) \times 25 = 3249,15 \text{ KN} \\ P_{dalle} = 3249,15 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Poids de la nervure : } \left\{ \begin{array}{l} P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b \\ P_n = [(0,50 \times (0,7) \times 20,05 \times 6) \times 25 + (0,50 \times (0,7) \times 20,35 \times 6)] \times 25 \\ P_n = 2121 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Poids de T.V.O : } \left\{ \begin{array}{l} P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_b \\ \text{Avec : } S_{nerv} = (0,7 \times 20,05 \times 6) + (0,7 \times 20,35 \times 6) = 169,68 \text{ m}^2 \\ P_{T.V.O} = [(433,22 - 169,68) \times (1 - 0,3)] \times 17 = 3136,13 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Poids de la dalle flottante libre : } \left\{ \begin{array}{l} P_{df} = S_{rad.} \times e_p \times \rho_b \quad \text{Avec : } (e_p = 10 \text{ cm}). \\ P_{df} = 433,22 \times 0,1 \times 25 = 1083,05 \text{ KN} ; \\ P_{df} = 1083,05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Poids totale du radier : $G_{rad} = 3249,15 + 2121 + 3136,13 + 1083,05 = 9589,33$ KN

2. Charges d'exploitation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Surcharges du bâtiment : } Q_{bat} = 5521,53 \text{ KN} \\ \text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 3,5 \times 433,22 = 1516,27 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Poids total de la structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 9589,33 + 34362,77 = 43952,1 \text{ KN} \\ Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 1516,27 + 5521,53 = 7037,8 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Combinaisons d'action :

$$\begin{cases} \text{A l'ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 69892,035 \text{KN} \\ \text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 50989,9 \text{KN} \end{cases}$$

d. Vérifications :

1) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_d = 27 \text{cm}$.

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{69892,035}{433,22} \times \frac{4,65}{2} = 375,09 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{375,09}{1 \times 0,27 \times 1000} = 1,39 \text{MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,52 \text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10,67 \text{m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

Y_i et X_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12} = \frac{21,35 \times 21,05^3}{12} = 16594,83 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21,05 \times 21,35^3}{12} = 17071,22 \text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\underline{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\underline{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Calcul des moments :

$$M_{xx} = 16071,76 + 2040,32 \times 1 = 18112,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 20359,5 + 2036,85 \times 1 = 22396,35 \text{ KN.m}$$

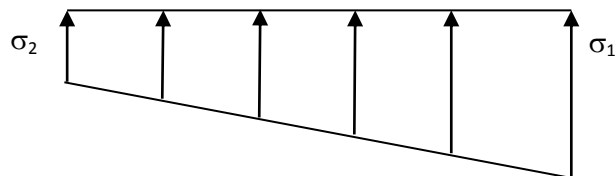


Figure IX-2 : Diagramme des contraintes

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	172,49	150,17	166,91	128,86	106,54	123,28	OK
Y - Y	175,73	146,93	168,53	132,09	103,29	124,89	OK

3. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

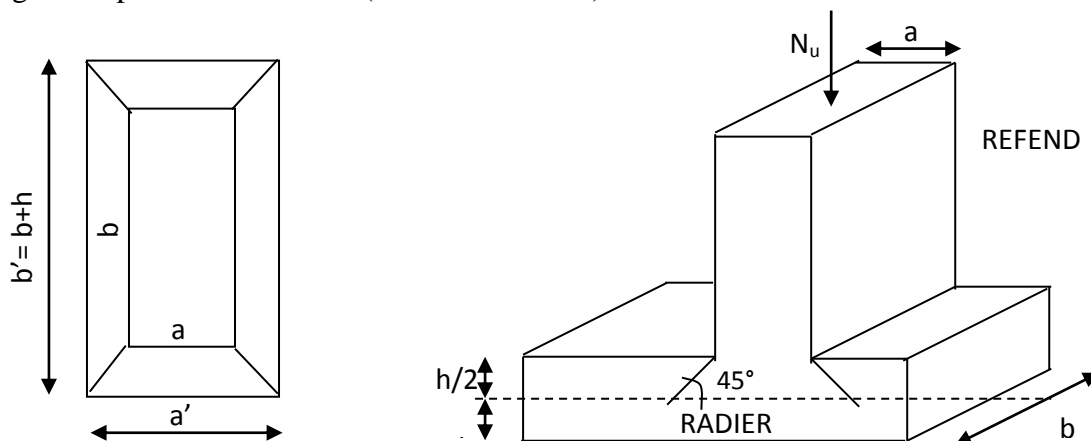


Figure X-3: Périmètre utile des voiles et des poteaux.

• **Pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.7) = 4,6m$$

$$N_u = 1679,4 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 4,6 \times 0,7 \times 25000}{1.5} = 2415 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Pour le voile le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.25 + 1 + 2 \times 0.7) = 5.3 m$$

$$N_u = 1806,11 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5.3 \times 0.7 \times 25000}{1.5} = 2782,5 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

III. Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91 révisé 99.

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4$ → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas :** Si $0,4 < \alpha \leq 1$ → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

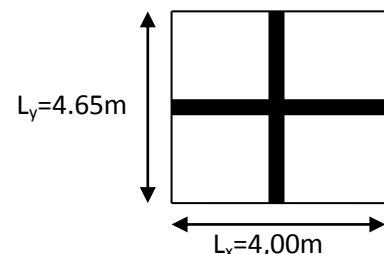
Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.65} = 0.86$$

$0,4 < \rho \leq 1$ → La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(166,91 - \frac{9589,33}{433,22}\right) \times 1\text{m} = 144,77\text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(123,28 - \frac{9589,23}{433,22}\right) \times 1\text{m} = 101,15\text{KN/ml.}$$

1) Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v=0 \quad ; \quad \rho = 0.97 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0498 \\ \mu_y = 0.693 \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0498 \times 144,77 \times 4^2 = 115,35\text{KN.m} \\ M_y = 0.693 \times 115,35 = 80,28\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.85) en travée.

a) Ferraillage dans le sens x-x :

Moments aux appuis :

Moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ua}} = (0.5) \cdot M_{\text{u max}} \\ M_{\text{ua}} = (0.5) \times 115,35 \\ M_{\text{ua}} = 57,67\text{KNm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ut}} = (0.85) \cdot M_{\text{u max}} \\ M_{\text{ut}} = (0.85) \times 115,35 \\ M_{\text{ut}} = 98,05\text{KN.m} \end{array} \right.$$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{\text{ua}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bc}}} = \frac{57,67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.056 \rightarrow \beta_u = 0.971$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{57,67 \times 10^3}{0,971 \times 27 \times 348} = 6,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 6,32 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 14/ml = 7,70 cm².

Avec S_t = 20 cm.

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{98,05 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,094 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,094 \rightarrow \beta_u = 0,951$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{98,05 \times 10^3}{0,951 \times 27 \times 348} = 10,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 10,97 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 16/ml = 12,06 cm²

Ferraillage dans le sens y-y :

Moments aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max} \\ M_{ua} = (0,5) \times 80,28 \\ M_{ua} = 40,14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max} \\ M_{ut} = (0,85) \times 80,28 \\ M_{ut} = 68,24 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{40,14 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{40,14 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 14 / \text{ml} = 6,15 \text{ cm}^2$$

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

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{68,24 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,066 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,066 \rightarrow \beta_u = 0,966$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{68,24 \times 10^3}{0,966 \times 27 \times 348} = 7,52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

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

2) **Vérification à l'E.L.U :**

Vérification de la condition de non fragilité :

Sens x-x :

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,86}{2} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Sens y-y:

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot d$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 27 = 2,16 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 7,70\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,57\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 6,15\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,16\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 12,06\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,57\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7,70\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,16\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

3) Calcul et vérification à l'E.L.S :

a. Evaluation des moments M_x et M_y :

$\nu = 0.2; \rho = 0.86$, On a : $\begin{cases} \mu_x = 0.0569 \\ \mu_y = 0.791 \end{cases}$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0.0569 \times 101,15 \times 4^2 = 92,09 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.791 \times 92,09 = 72,84 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Moments aux appuis :**

$\begin{cases} M_x^a = (0.5) \cdot M_x = 0.5 \times 92,09 = 46,04 \text{ KN.m} \\ M_y^a = (0.5) \cdot M_y = 0.5 \times 72,84 = 36,42 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Moments en travée :**

$\begin{cases} M_t^x = (0.85) \cdot M_x = 0.85 \times 92,09 = 78,28 \text{ KN.m} \\ M_t^y = (0.85) \cdot M_y = 0.85 \times 72,84 = 61,91 \text{ KN.m} \end{cases}$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité est vérifiée :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{d\beta_1 A_s}$; $\rho = \frac{100 A_s}{bxd}$

Sens	Zone	Ms (KN.m)	AELU (cm ²)	ρ	K1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x-x	Appuis	46,04	7,70	0,285	43,99	0,915	242,02	5,5	15 CV
	Travée	78,28	12,06	0,446	34,32	0,899	267,41	7,8	
y-y	Appuis	36,42	6,15	0,227	50,36	0,9235	237,5	4,7	
	Travée	61,91	7,70	0,285	43,99	0,915	325,5	7,4	

Tableau IX-4: contrainte dans le béton.

IV. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L=50 cm soumise à une charge uniformément répartie.

1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $q_{um} = 144,77 \text{KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-144,77 \times 0,5^2}{2} = -18,1 \text{KN.m}$$

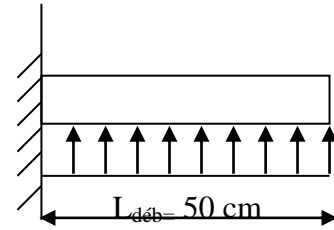


Figure I X-4 : Schéma statique du débord.

A l'ELS: $q_{sm} = 101,15 \text{KN/ml}$.

$$M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-101,15 \times 0,5^2}{2} = -12,64 \text{KN.m}$$

2) Calcul des armatures :

❖ **Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18,1 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,017 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,1 \times 10^3}{0,991 \times 27 \times 348} = 1,94 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 2\text{HA}12/\text{ml} = 2,26 \text{cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

3) Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{cm}^2$$

$A_u = 4,52 \text{cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{cm}^2$ condition vérifiée.

Donc on adopte $4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{cm}^2/\text{ml}$.

4) Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{100A_u}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.167 \Rightarrow \alpha_1 = 0.1995; \beta_1 = 0.9335$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{d\beta_1 A_u} = \frac{12,64 \times 10^3}{27 \times 0.9335 \times 4.52} = 110,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 110,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0.017 \sigma_s = 1.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituent ainsi le ferrailage du débord (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

V. Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 100 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

1) Détermination des efforts :➤ **Sens X-X :**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 4 \left(0.5 - \frac{0.86^2}{6} \right) = 1.51 \text{ m}$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 4 \left(0.5 - \frac{0.86}{4} \right) = 1.14 \text{ m}$$

ELU :

$$q_{um} = q_{um} \times l_m \times 2 = 437.2 \text{ KN/m}$$

$$q_{ut} = q_{um} \times l_t \times 2 = 330.1 \text{ KN/m}$$

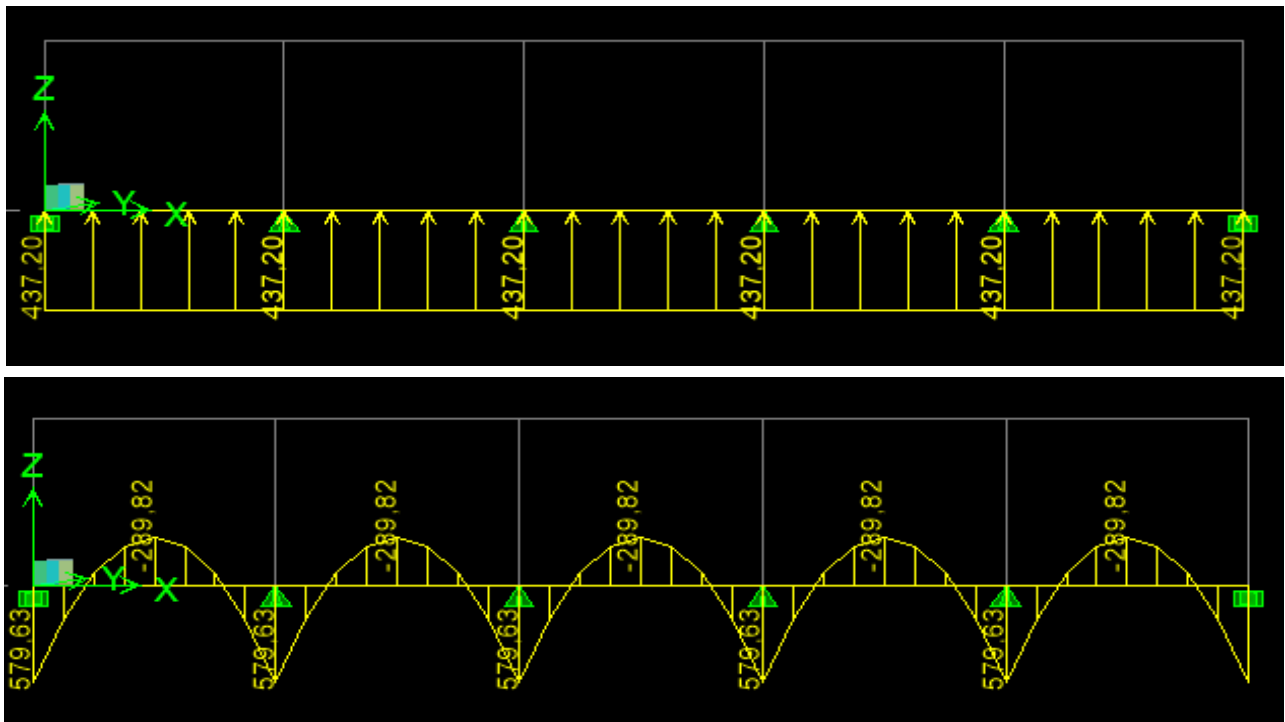


Figure IX-5 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l'ELU au sens X-X.

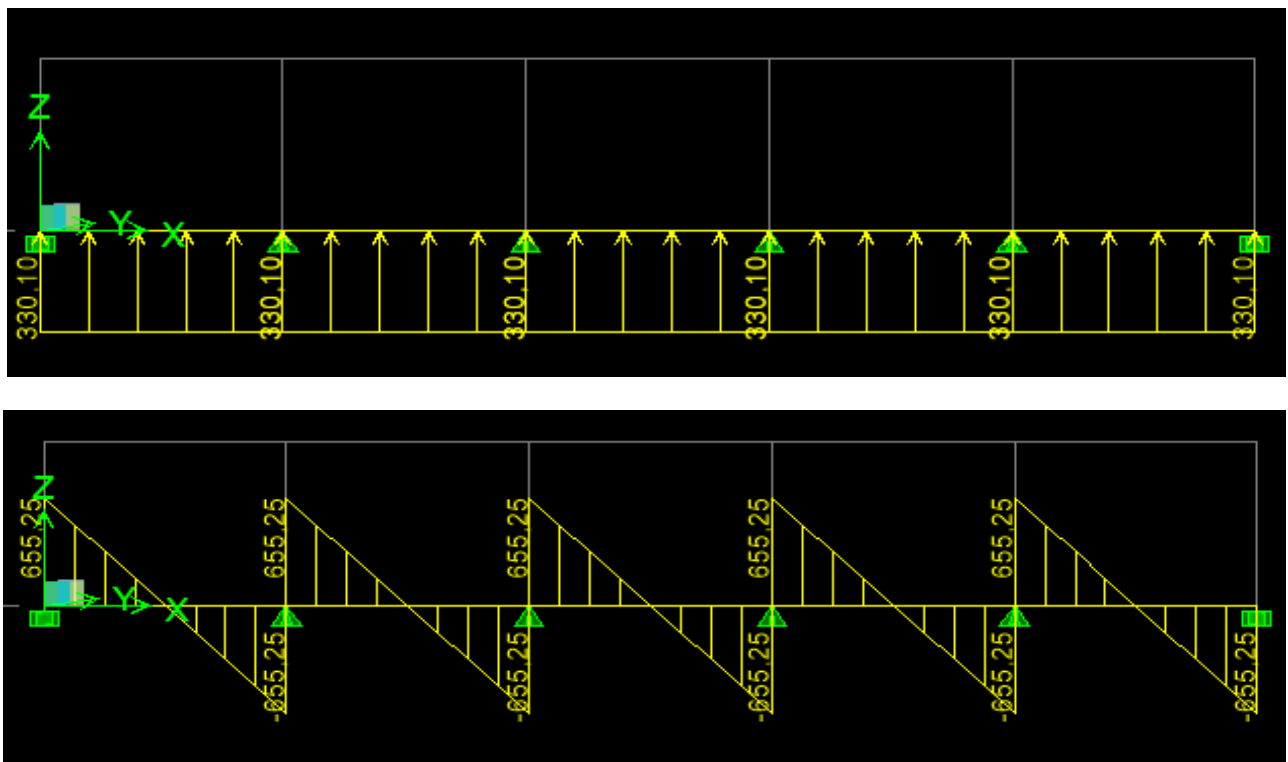


Figure IX-6 : Diagrammes des efforts tranchants aux KN à l'ELU au sens X-X.

ELS: $q_{sm} = q_{sm} \times l_m \times 2 = 101.15 \times 1.51 \times 2 = 305.47 \text{ KN/m}$

$q_{st} = q_{sm} \times l_t \times 2 = 230.62 \text{ KN/m}$

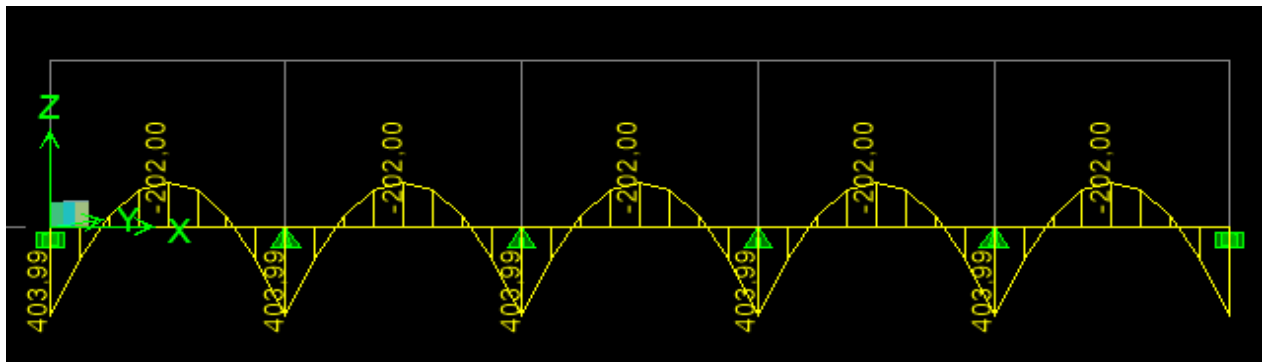
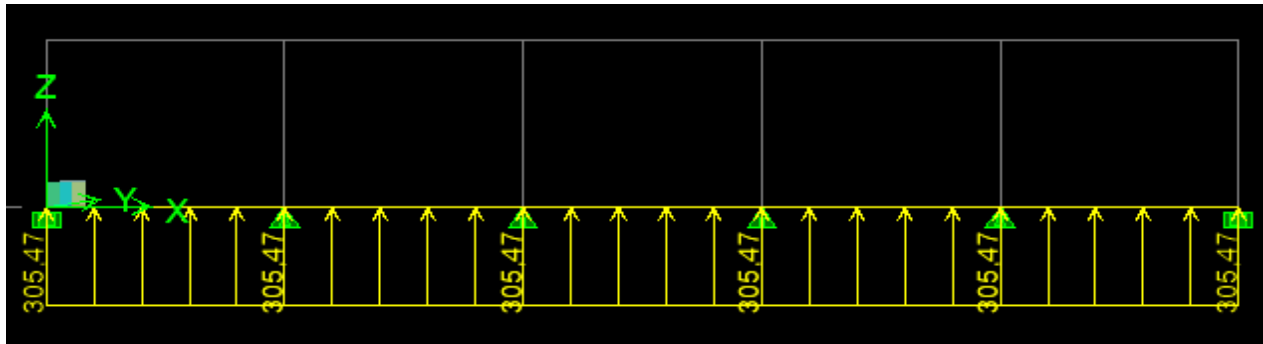


Figure IX-7 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l'ELS au sens X-X.

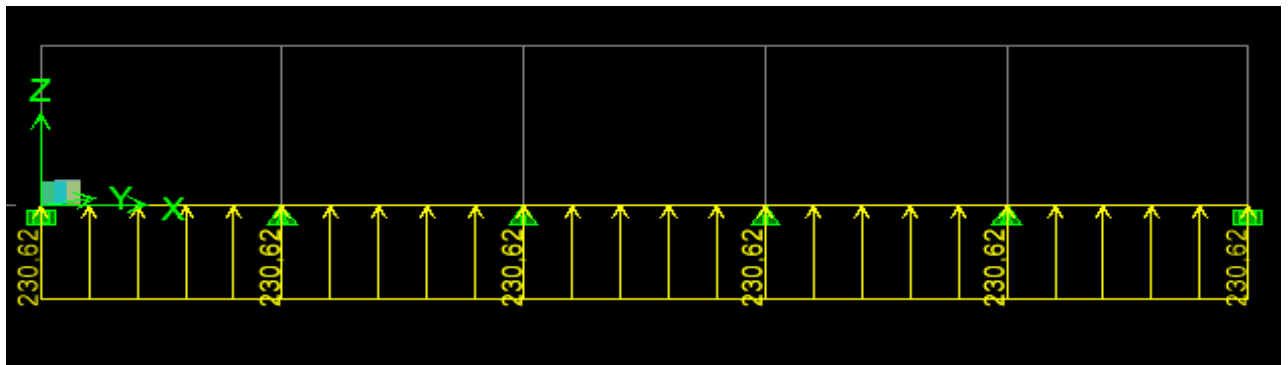


Figure IX-8 : Diagrammes des efforts tranchants aux KN à l'ELS au sens X-X.

➤ **Sens Y-Y :**

$$l_m = l_y \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 4.65 \left(0.5 - \frac{0.86^2}{6} \right) = 1,75\text{m}$$

$$l_t = l_y \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 4.65 \left(0.5 - \frac{0.86}{4} \right) = 1,33\text{m}$$

ELU :

$$q_{um} = q_{um} \times l_m \times 2 = 506,69 \text{ KN/m}$$

$$q_{ut} = q_{um} \times l_t \times 2 = 385,1 \text{ KN/m}$$

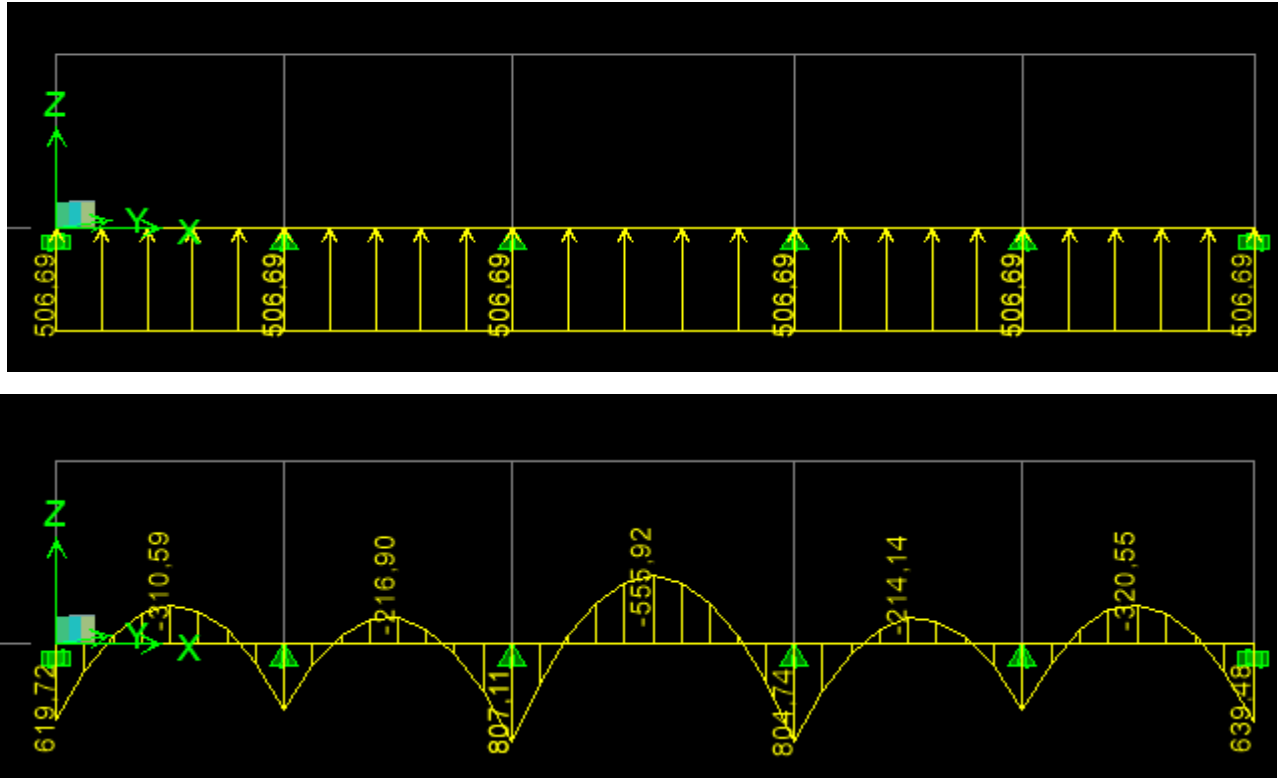
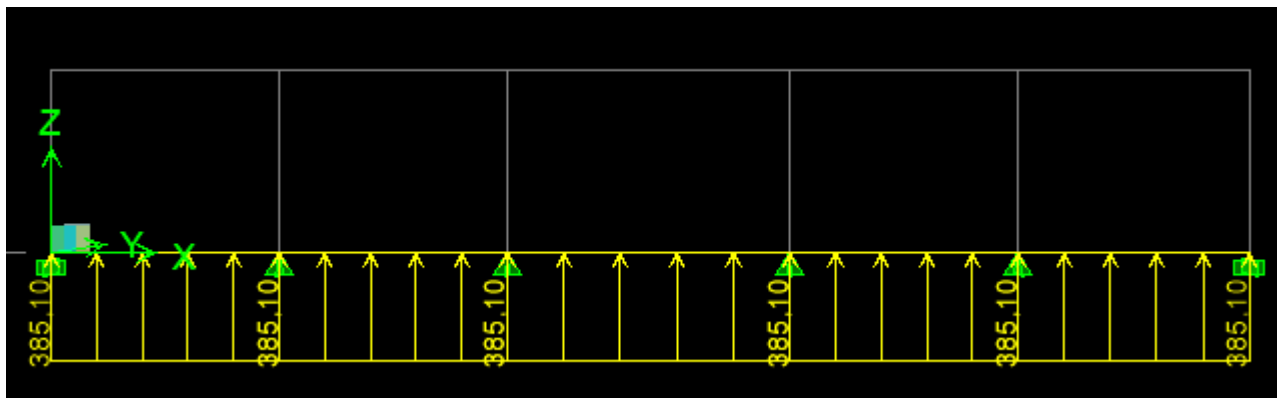


Figure IX-9 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l' ELU au sens Y-Y



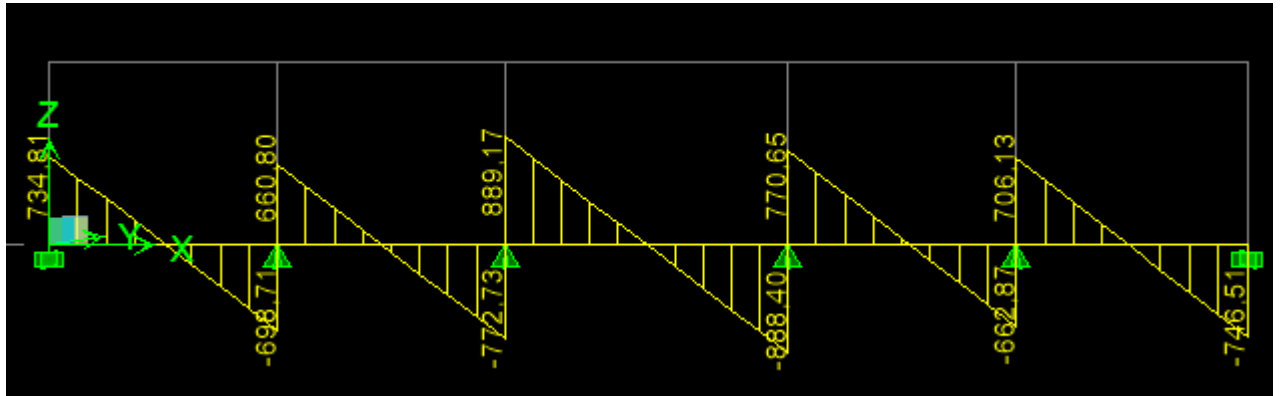


Figure IX-10 : Diagrammes des efforts tranchants aux KN à l'ELU au sens Y-Y.

ELS: $q_{sm} = q_{sm} \times l_m \times 2 = 101,15 \times 1,75 \times 2 = 354,02 \text{ KN/m}$

$q_{st} = q_{sm} \times l_t \times 2 = 101,15 \times 1,33 \times 2 = 269,06 \text{ KN/m}$

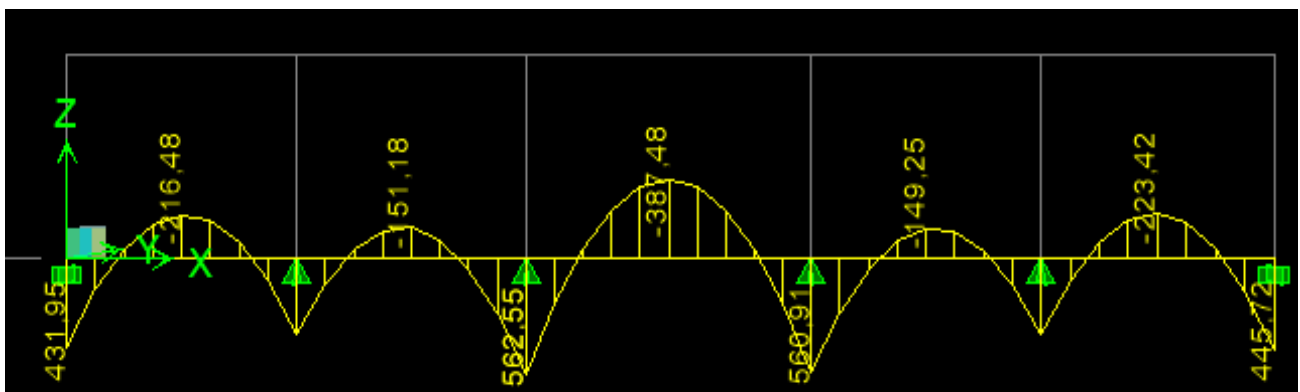
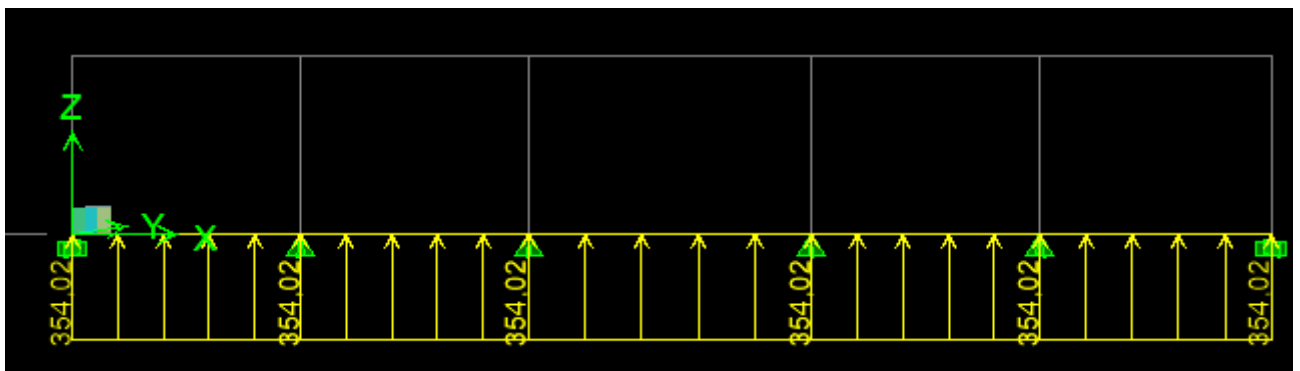


Figure I X.11 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m à l'ELS au sens Y-Y.

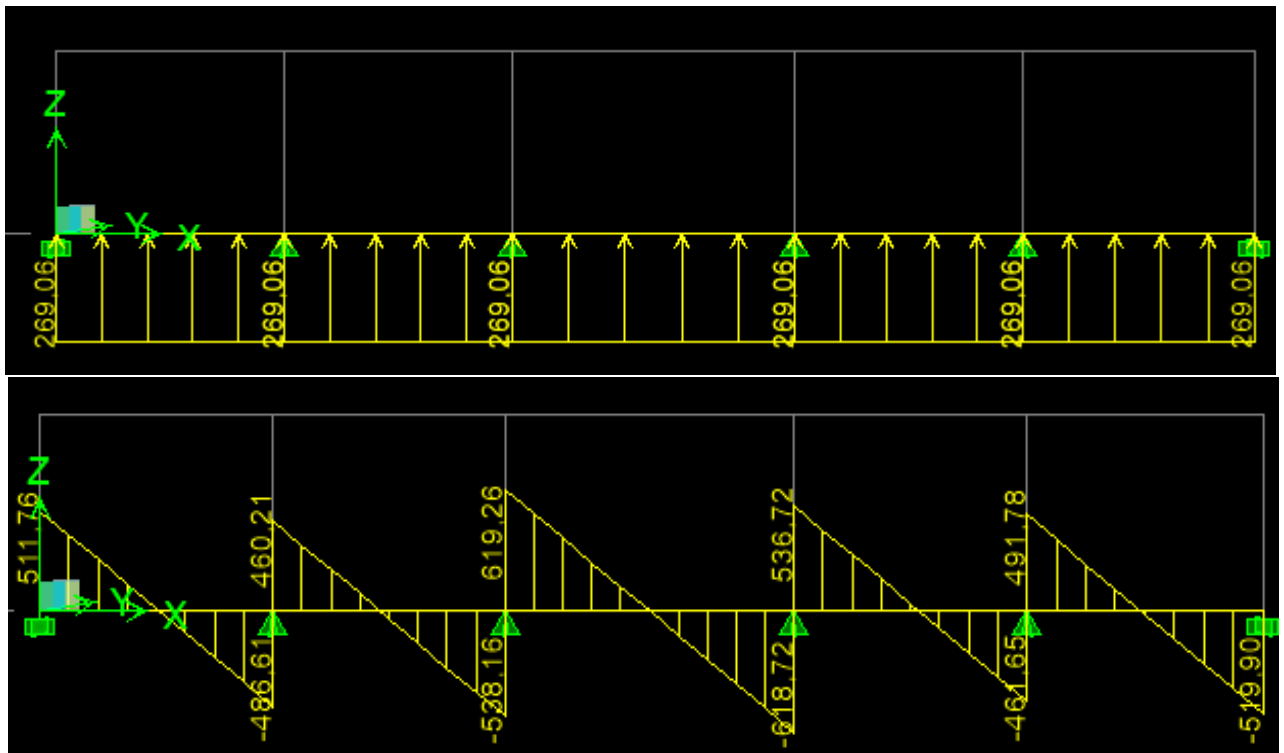


Figure IX-12 : Diagrammes des efforts tranchant aux KN à l'ELS au sens Y-Y.

2) Calcul des armatures :

A) Sens longitudinale X-X :

$$M_t^{\max} = -289,82 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 579.63 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 97 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = 579.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{579,63 \times 10^3}{45 \times 97^2 \times 14,2} = 0,096 < 0,392 = \mu_1$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,096 \rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{579,63 \times 10^3}{0,949 \times 97 \times 348} = 18,1 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16+4HA14 = 18.24 cm²/ml.

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée** :

$$M_t = 289,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{289,82 \times 10^3}{45 \times 97^2 \times 14,2} = 0,048 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{289,82 \times 10^3}{0,975 \times 97 \times 348} = 8,8 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.24 cm²/ml. Avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

B) Sens transversale Y-Y :

$$M_t^{\max} = -555,92 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 807,11 \text{ KN.m}$$

$b = 45 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$, $d = 97 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Aux appuis** :

$$M_{app} = 807,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{807,11 \times 10^3}{45 \times 97^2 \times 14,2} = 0,134 < 0,392 = \mu_1$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,134 \rightarrow \beta = 0,928$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{807,11 \times 10^3}{0,928 \times 97 \times 348} = 25,76 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA20+4HA16 = 26,89 cm²/ml.

Avec : $S_t = 11 \text{ cm}$

➤ **En travée** :

$$M_t = 555,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{555,92 \times 10^3}{45 \times 97^2 \times 14,2} = 0,092 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,092 \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{555,92 \times 10^3}{0,952 \times 97 \times 348} = 17,3 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16+4HA14 = 18,22 cm²/ml. Avec : S_t = 20 cm.

		A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{ado} (cm ²)
Sens longitudinal	Appui	18,1	4HA20+4HA16	20,61
	Travée	8,8	6HA14	9,24
Sens transversal	Appui	25,76	8HA25	32,27
	Travée	17,3	4HA20+4HA14	18,73

3) **Vérification à l'ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 97 \times 2,1}{400} = 5,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens longitudinal :

$$\left. \begin{array}{l} A_{sa} = 18,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,27 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,27 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

$$\left. \begin{array}{l} A_{sa} = 26,89 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,27 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 18,22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,27 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Diamètre minimale des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{ 17,5 ; 30 \} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit S_t = 15 cm

• **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit $St = 15 \text{ cm}$ en zone courante

✓ **Sections minimales des armatures transversales :**

$$A_{\min} = 0.003S_t b = 2.25 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens longitudinal (x-x) : $T_{u \max} = 655,25 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{655,25 \times 10^3}{450 \times 970} = 1,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal (y-y) : $T_{u \max} = 889,17 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{889,17 \times 10^3}{450 \times 970} = 2,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) **Vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité est vérifiée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\rho_1 = \frac{100A_u}{b.d} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_u} ;$

Sens	Zone	Ms (KN.m)	AELU (cm ²)	ρ	K1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
x-x	Appuis	403,99	20,61	0,472	33,08	0,896	486,38	14,70	15 CV
	Travée	202,00	9,24	0.211	52,57	0.926	524,63	9,98	
y-y	Appuis	562,55	32,27	0,554	30,04	0,889	435,76	14,5	
	Travée	387,48	18,73	0,429	35,00	0.900	510,8	14,59	

Tableau IX-6 : contrainte dans le béton.

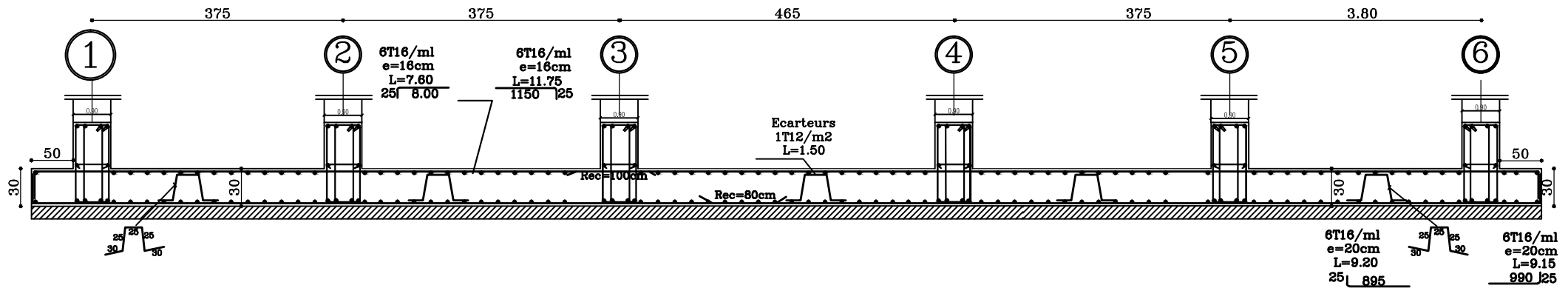
❖ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors il n'ya aucune vérification à faire.

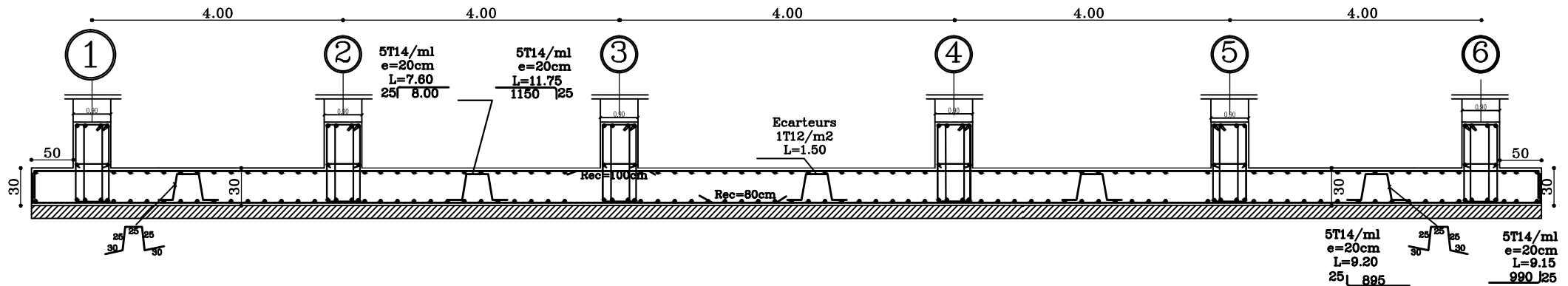
Dans les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Ferraillage du radier

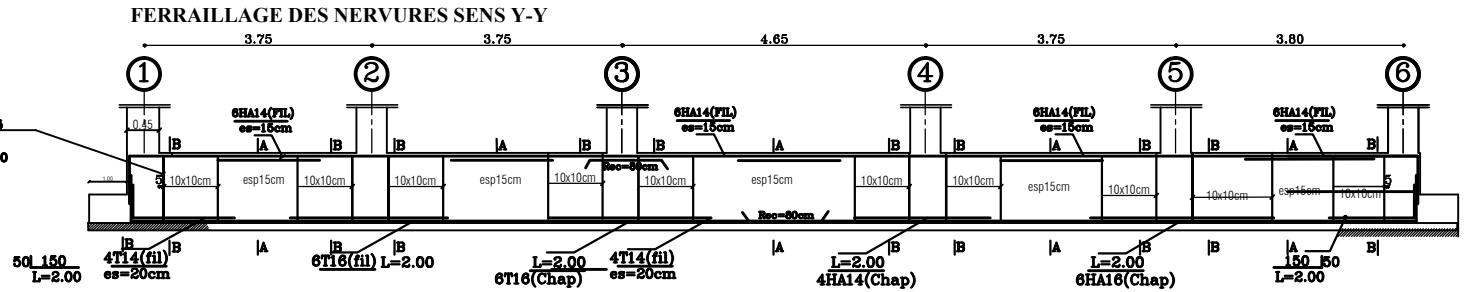
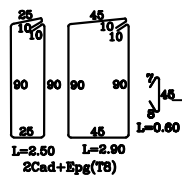
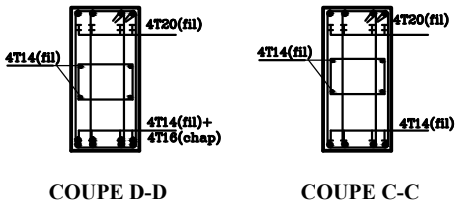
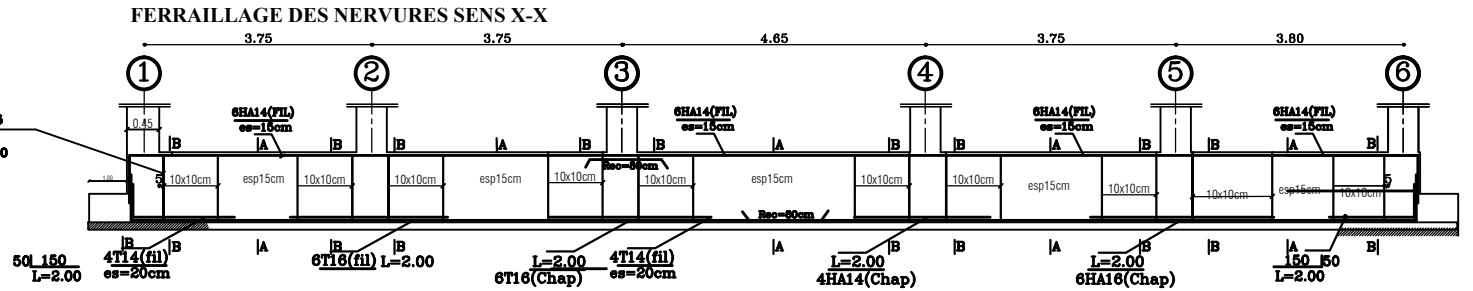
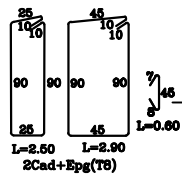
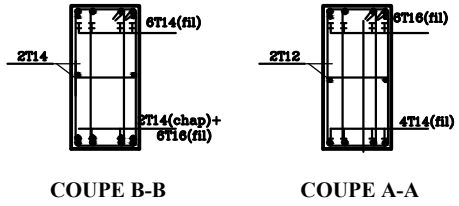
FERRAILLAGE DU RADIER DANS LE SENS X-X (Ech:1/25)

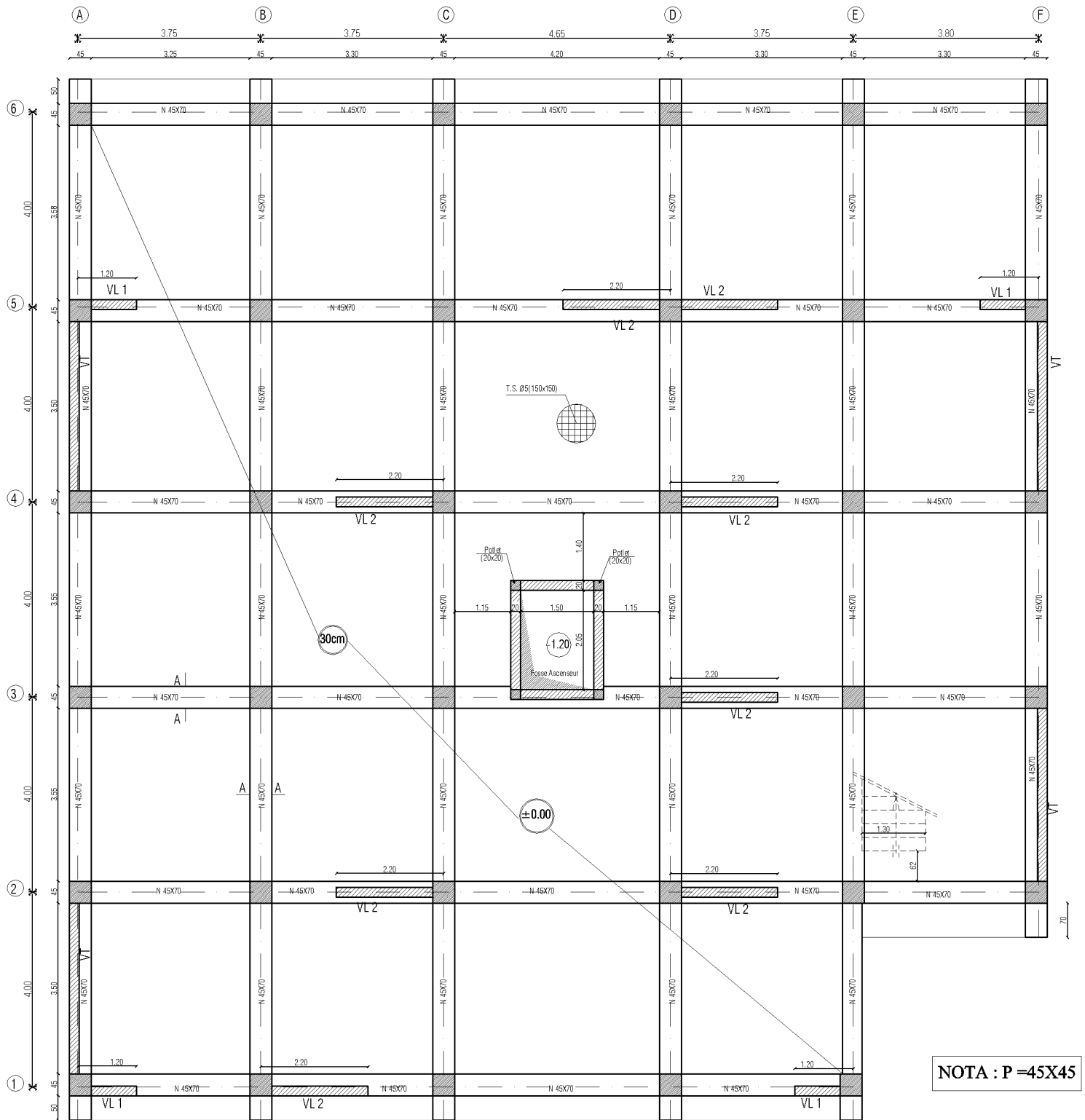


FERRAILLAGE DU RADIER DANS LE SENS Y-Y(Ech:1/25)



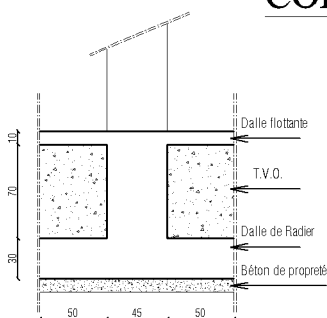
Ferrailage des nervures





COUPE A-A

COFFRAGE / FERRAILLAGE RADIER Niv ±0.00



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION (DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL)

Etudiées par : *Melle KACI Fatma*
Melle MECHNOUA Lila

Dirigée par : *Mme ALKAMA Farida*

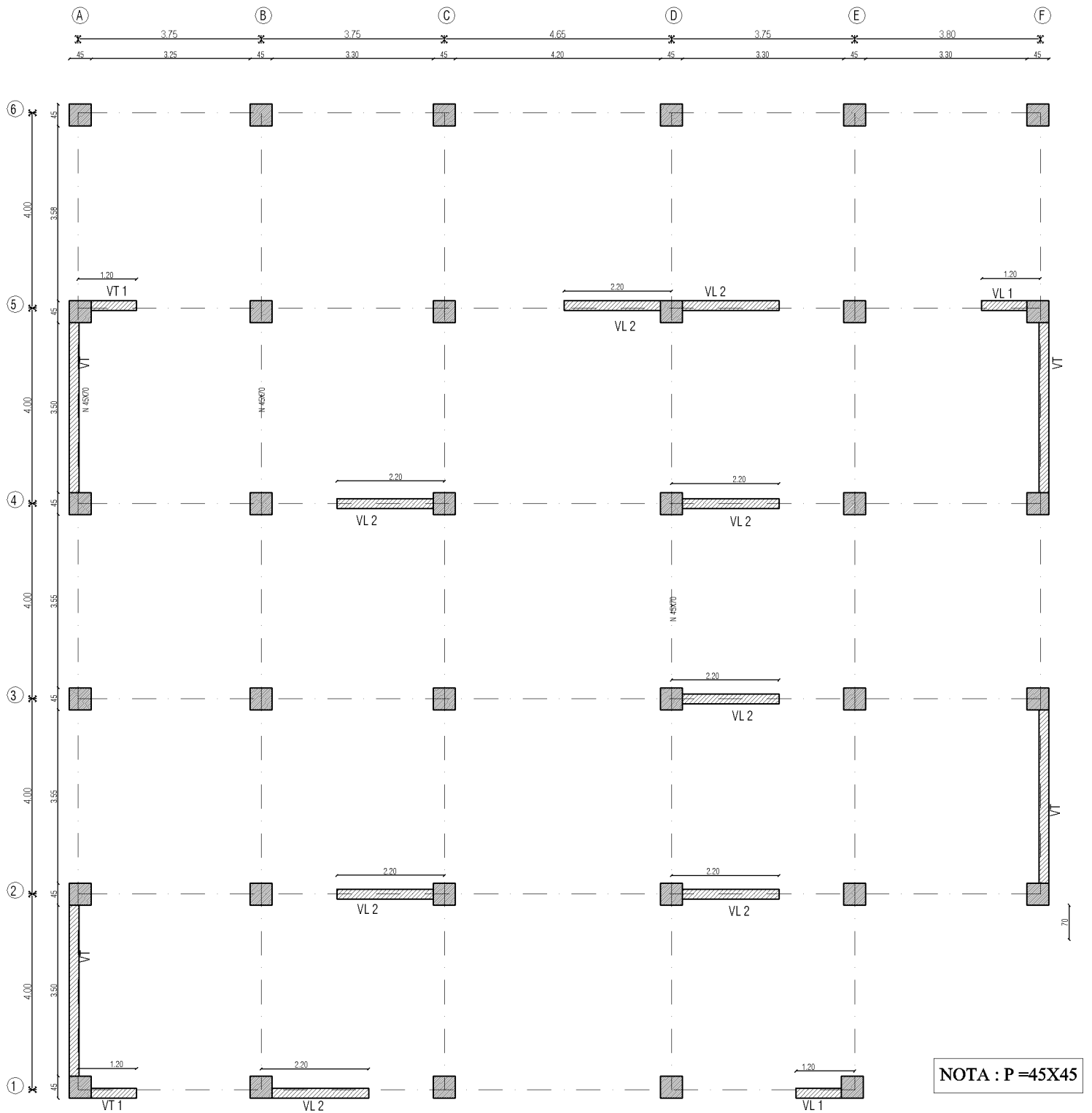
DESIGNATION :

COFFRAGE / FERRAILLAGE RADIER Niv ±0.00

ECHELLE : 1/50

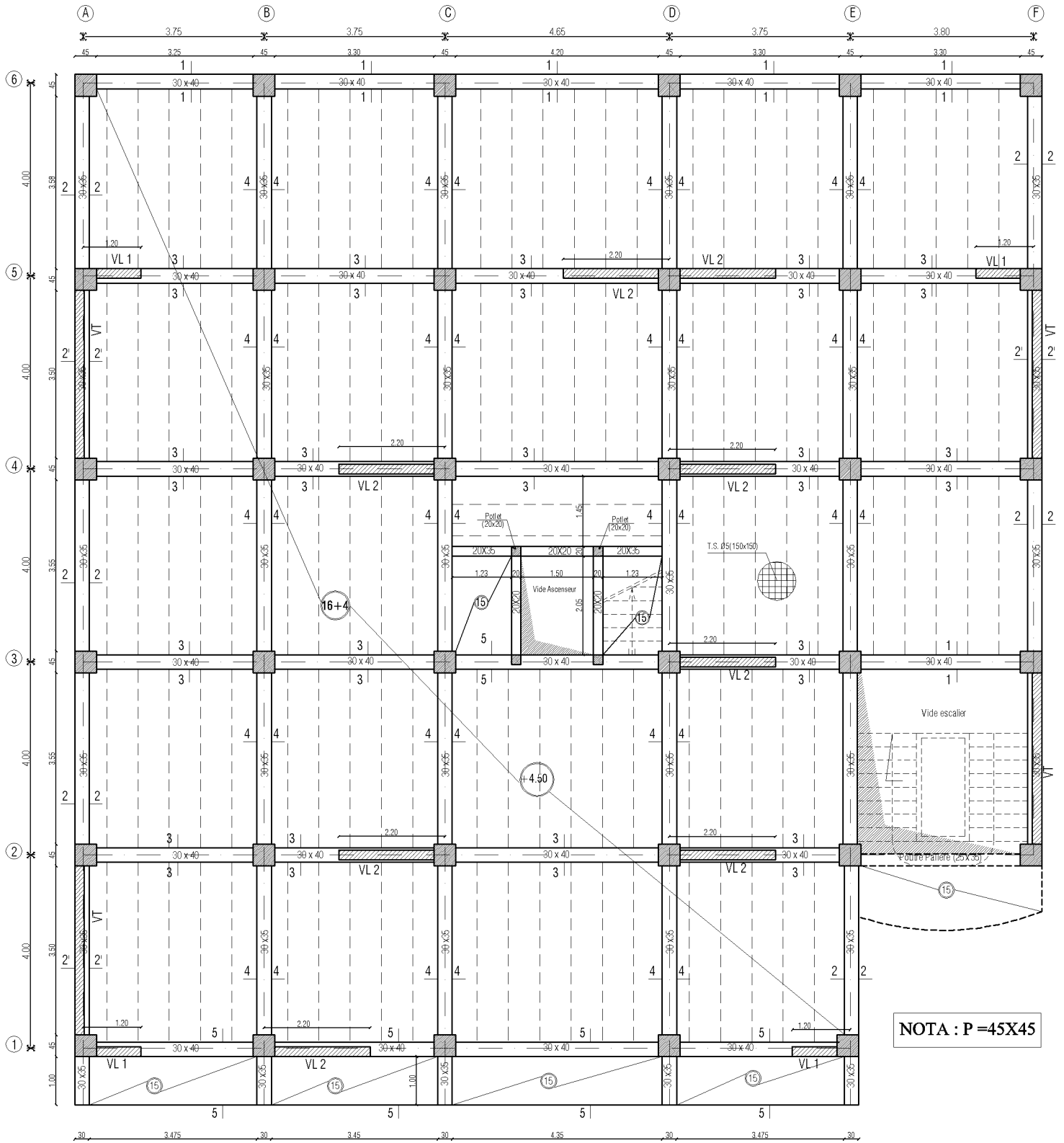
PROMOTION : 2017/2018

N° 01'

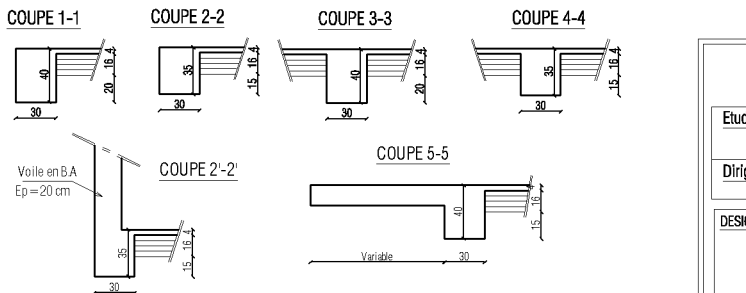


DISPOSITION POTEAUX ET VOILES

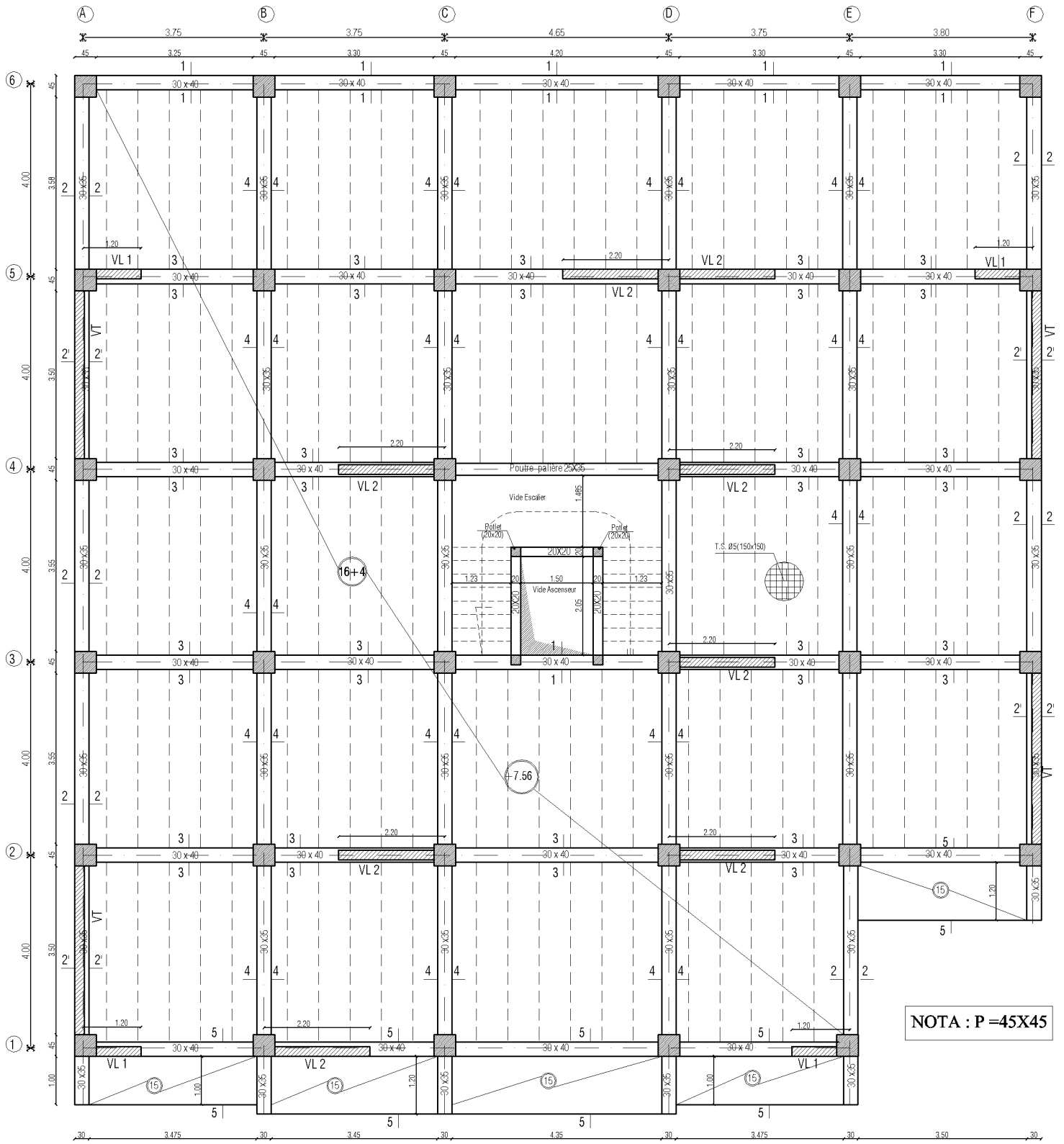
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION (DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL)		
Etudiées par : <i>Melle KACI Fatma</i> <i>Melle MECHNOUA Lila</i>		
Dirigée par: <i>Mme ALKAMA Farida</i>		
DESIGNATION : DISPOSITION POTEAUX ET VOILES		ECHELLE : 1/50 PROMOTION : 2017/2018
		N° 01



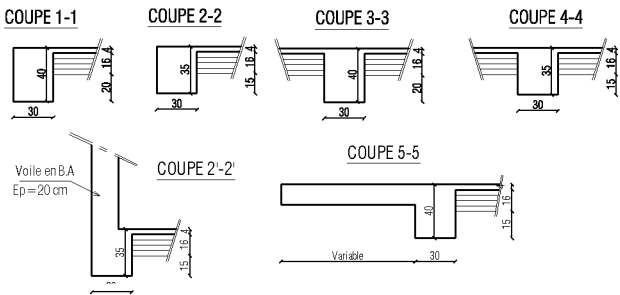
COFFRAGE PLANCHER Niv (+4.50)



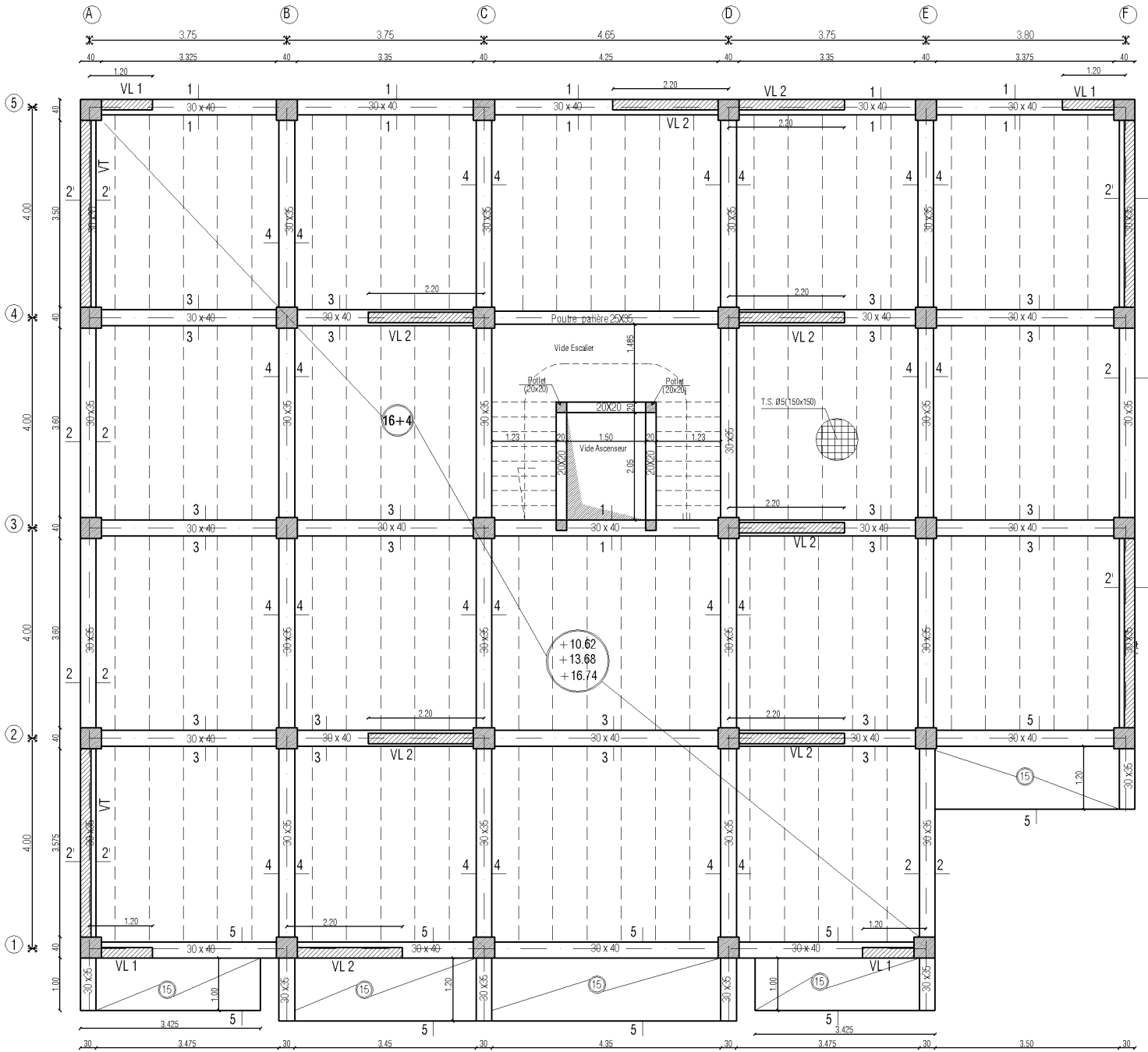
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION (DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL)	
Etudiées par :	Melle KACI Fatma Melle MECHNOUA Lila
Dirigée par :	Mme ALKAMA Farida
DESIGNATION :	COFFRAGE PLANCHER Niv (+4.50)
ECHELLE : 1/50	N° 02
PROMOTION : 2017/2018	



COFFRAGE PLANCHER Niv (+7.56)

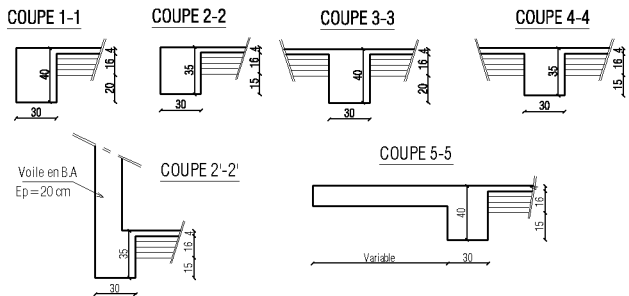


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION (DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL)	
Etudiées par : <i>Melle KACI Fatma</i> <i>Melle MECHNOUA Lila</i>	
Dirigée par : <i>Mme ALKAMA Farida</i>	
DESIGNATION : COFFRAGE PLANCHER Niv (+ 4.50)	
ECHELLE : 1/50 PROMOTION : 2017/2018	N° 03

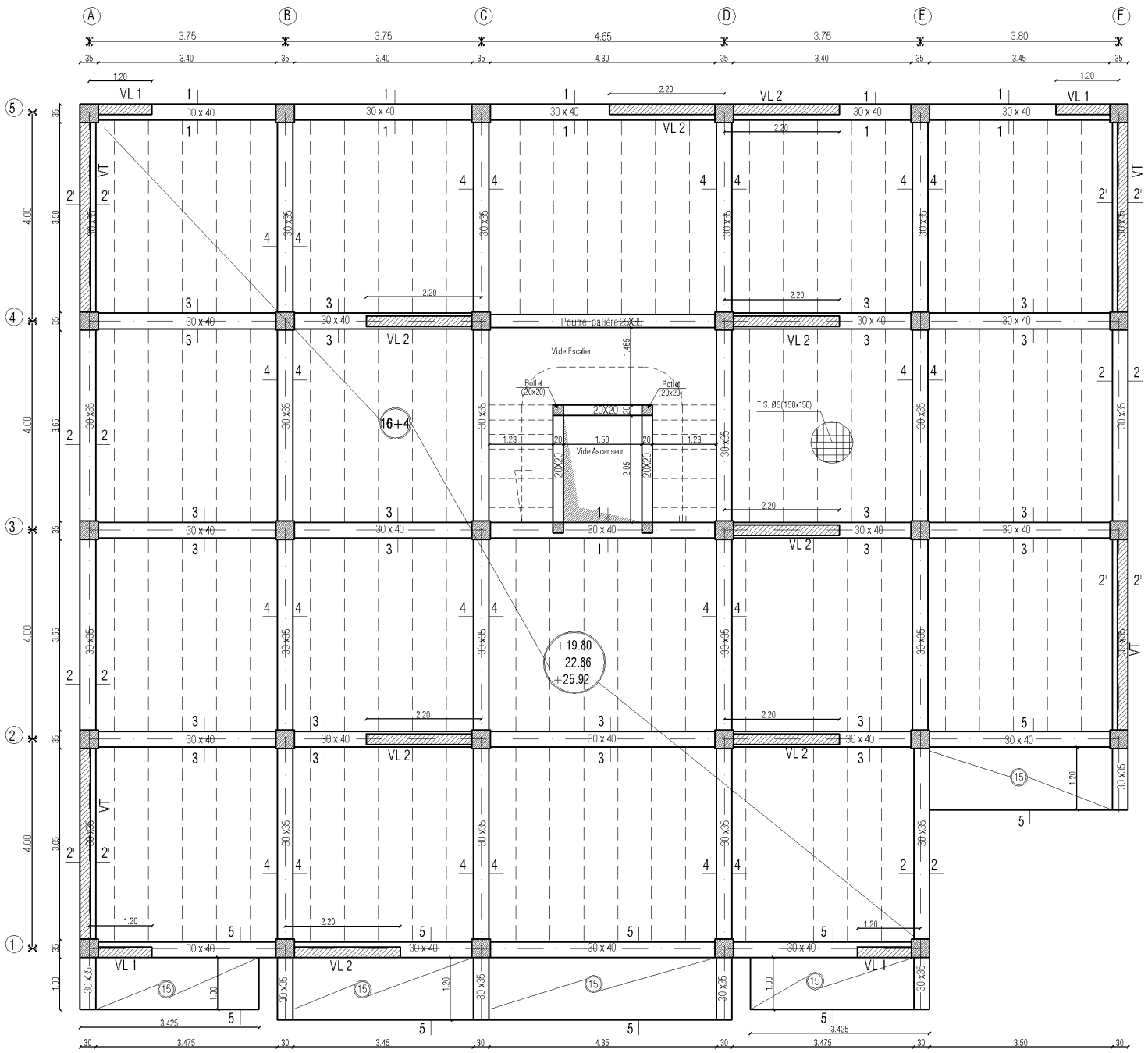


COFFRAGE PLANCHERS Niv (+10.62),(+13.68)&(+16.74)

NOTA : P = 40x40

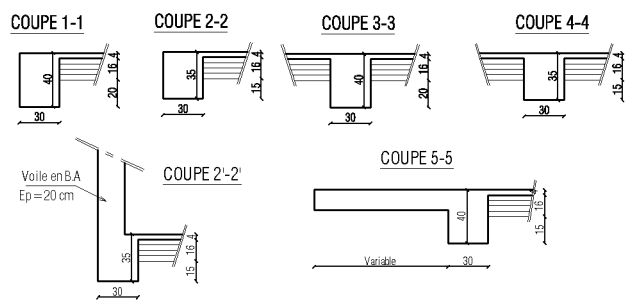


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION (DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL)		
Etudiées par :	<i>Melle KACI Fatma</i> <i>Melle MECHNOUA Lila</i>	
Dirigée par :	<i>Mme ALKAMA Farida</i>	
DESIGNATION :	COFFRAGE PLANCHER Niv (+4.50)	
ECHELLE : 1/50	PROMOTION : 2017/2018	N° 04



COFFRAGE PLANCHERS Niv (+19.80),(+22.86)&(25.92)

NOTA : P=35X35



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION (DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL)		
Etudiées par : <i>Melle KACI Fatma</i> <i>Melle MECHNOUA Lila</i>		
Dirigée par : <i>Mme ALKAMA Farida</i>		
DESIGNATION : COFFRAGE PLANCHER Niv (+ 4.50)		ECHELLE : 1/50 PROMOTION : 2017/2018
		N° 05

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et sur tout d'apprendre les différentes techniques de calculs, et les règlements régissant le domaine étudié.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ROBOT, SAP ou encore ETABS 9.7 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de la sécurité et la résistance structurale de la conception et la durabilité, sans oublier le côté économique.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissances des séismes et la maîtrise de leurs phénomènes imposent des mises à jours régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ *Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)*
- ❖ *Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91 modifié.*
- ❖ *DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations CGS, Alger 1989.*
- ❖ *Règles de calcul des structures en béton armé CBA93.*
- ❖ *Calcul des ouvrages en béton arme (M.BEELAZOUGUI).*
- ❖ *Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire*
- ❖ *Mémoires de fin d'étude « ingénieurs en G-C » des promotions précédentes.*
- ❖ *Tables de Pigeaud et tables de calcule à l'ELU et l'ELS.*

LOGICIELS UTILISÉS

- ❖ *ETABS 9.7*
- ❖ *Autocad*
- ❖ *Snaglt 9 (Outil capture)*
- ❖ *Word*
- ❖ *Power point*
- ❖ *Excel*
- ❖ *Logiciel Caquot ; socotec.*