

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

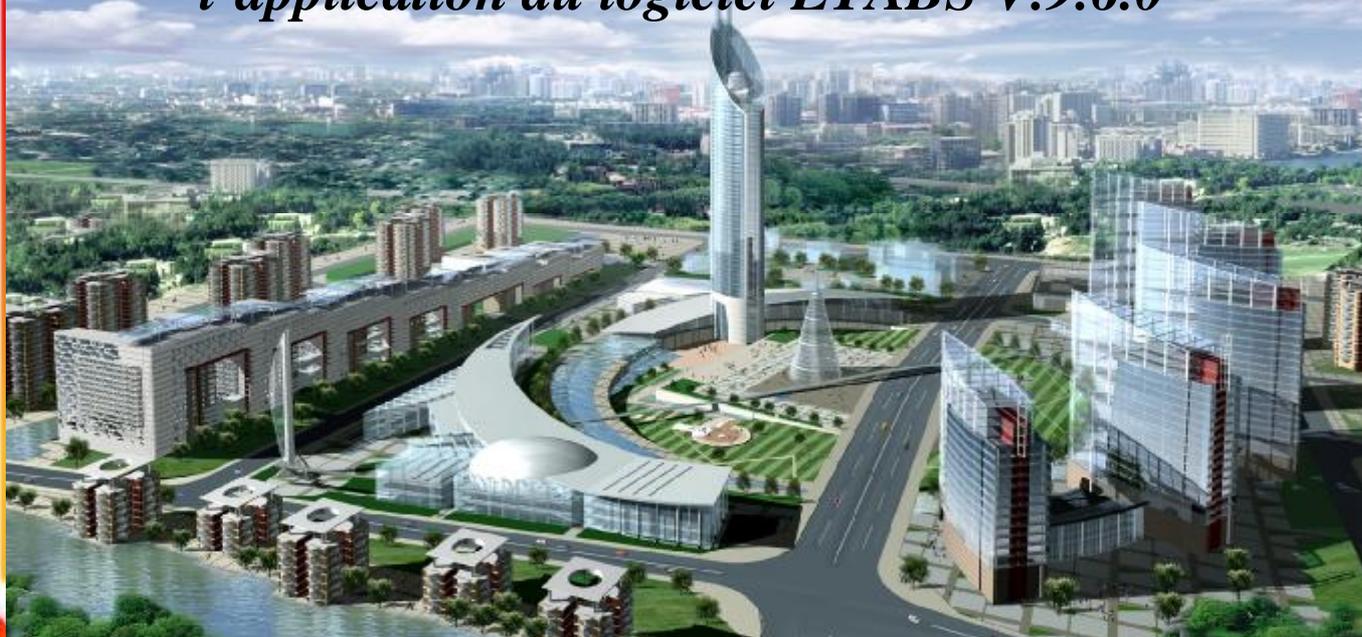


Memoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master 2 professionnel en Génie Civil.
Option : Constructions Civiles et Industrielles (LMD).*

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8+ un sous sol) à usage
d'habitation, à contreventement par voile avec
l'application du logiciel ETABS V.9.6.0*



Proposé par : BET BETROUNI

Dirigé par : M^{elle} YAHIAOUI

Etudié par: M^r BOUTORA Nacer
M^r KEDDACHE Said

Promotion Master 2 professionnel CCI 2010/2011



Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier en premier lieu Dieu tout puissant qui nous a donné la force et la volonté d'achever ce projet.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier notre promotrice Melle YAHIAOUI pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

Nos remerciements vont également :

A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation et à nos amis et camarades qui nous ont soutenus.

Et à tous

Les gents du CTC SUD de
TIZI-OUZOU en particulier Mr
BOURAHMOUNE, Mr AIT ELHADJ.

Finallement, nous remercions chaleureusement les membres de jury qui nous ferons l'honneur d'examiner notre travail.

Dédicace

- ♣ *Je dédie ce modeste travail à :*
- * *Mes chers parents, que dieu les protège.*
- * *Mes frères: Said ,Lyes et Fared*
- * *Mes sœurs : Mlika et Nadia .*
- * *Ma belle sœur :Nabila*
- * *Mes chers Cousins et Cousines.*
- * *Mes tentes : Tassadit qu'elle repose en paix , Adouda .*
- * *Mon unique ancle :Mouhamed et sa femme.*
- * *A mes très chers amies:Samia,Kahina,Karima*
- * *A mes chers amis :Hakim,Samir,Mustapha et Sofiane qui m'ont soutenu et beaucoup aidé.*
- * *A ma très chère copine Sonia et sa famille*
- * *A mon camarade Said et sa famille.*
- * *A toute la promotion Master 2 professionnel CCI (LMD) 2010-2011.*

NACER.

Dédicace

- ♣ *Je dédie ce modeste travail à :*
- * *Mes chers parents, que dieu les protège.*
- * *Mon frère : Menad.*
- * *Ma sœur : Sadia.*
- * *Mes chers grands pères.*
- * *Mes tentes : Malika, Ourida.*
- * *Mon unique ancle Rani (zizi).*
- * *A mes très chers amies: Chahira,
Nissa, Sabrina ,Samia.....*
- * *A mes chers amis : Mokhtar, Chabane,..... qui
m'ont soutenu et beaucoup aidé.*
- * *A ma copine Siham et sa famille*
- * *A mon camarade Nacer et sa famille.*
- * *A toute la promotion Master 2 professionnel
CCI (LMD) 2010-2011.*

SAID.

SOMMAIRE

INTRODUCTION	page
<u>Chapitre I</u> : Présentation et description de l'ouvrage	1
<u>Chapitre II</u> : Pré dimensionnement des éléments.....	7
<u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments.....	22
• III-1- Acrotère.....	22
• III-2- Escaliers.....	31
• III-3-Etude de la poutre palière.....	49
• III-4- Calcul de plancher	58
• III-5-Etude salle machine	74
• III-6- Calcul de la poutre de chainage	82
<u>Chapitre IV</u> : Présentation du ETABS.....	92
<u>Chapitre V</u> : Vérification du RPA.....	110
<u>Chapitre VI</u> : Fichier résultats.....	122
<u>Chapitre VII</u> : Ferrailage des poutres	152
<u>Chapitre VIII</u> : Ferrailage des poteaux.....	163
<u>Chapitre IX</u> : Ferrailage des voiles	181
<u>Chapitre X</u> : Étude de l'infrastructure.....	202
Conclusion	
Annexe	
Bibliographie	

Introduction

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation d'énergie. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8 avec sous sol à contreventement par voiles porteurs, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

INTRODUCTION :

Le présent projet consiste à l'étude et calcule des éléments résistants d'un bâtiment (R+8) avec sous sol, à usage d'habitation. Ce dernier est constitué de portiques et de voiles, et présente une terrasse inaccessible.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1) Description de l'ouvrage :

Le projet, qui fait l'objet de cette étude, nous a été confié par le bureau d'étude «**BETROUNI**». Il est constitué de :

- § Un rez-de-chaussée (RDC) à usage d'habitation.
- § Etages à usage d'habitation.
- § Une terrasse inaccessible.
- § 01 sous sol.
- § 01 cage d'ascenseur
- § 01 cage d'escaliers

Ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à AIT-AISSA MIMOUN, qui est selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 addenda 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), Le site est constitué d'un substratum d'argiles marneuses compactes gisant au delà de 5,00m de profondeur, recouvert d'une tranche d'altération de 2,00m d'épaisseur et enfin en surface par des dépôts de pentes essentiellement argilo limoneux.

I-2) Caractéristiques géométriques :

La présente structure a pour dimensions :

Hauteur totale	28,14 m
Hauteur du RDC	3,06 m
Hauteur des étages courants	3,06 m
Hauteur de l'acrotère	0,60 m
Largeur totale du bâtiment	18,05 m
Longueur totale du bâtiment	25,50 m

I-3) Eléments de l'ouvrage :**I-3-1) Planchers :****a) Planchers en corps creux :**

Tous les planchers des étages seront en corps creux . Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machines.

I-3-2) Maçonnerie :**a) Murs extérieurs :**

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

b) Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I-3-3) Escaliers :

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages. Ces escaliers comportent deux volées (un seul type) et seront constitués de paliers et paillasses coulés sur place en béton armé.

I-3-4) Les Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I-4-1) Le béton :****I-4-1-1) Résistance caractéristique à la compression :**

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

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

$$f_{cj} \frac{j}{(4.76+0.83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} \frac{j}{(1.40+0.95j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I-4-1-2) Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I-4-1-3) Contraintes limites :**a) Contrainte limite à la compression :** (Art A.4.3, 41 BAEL91 modifiées 99)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ pour $\theta=1$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

θ coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

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

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

b) Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1, 21 BAEL91)

$\tau_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

c) Contraintes de service à la compression : (Art A.4.5, 2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I-4-1-4) Module d'élasticité :

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

a) Module d'élasticité instantané : (Art A.2.1, 21 BAEL91)

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

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

b) Module d'élasticité différé :(Art A. 2.1,22 BAEL91)

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

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

c) Module d'élasticité transversale :

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

d) Coefficient de poisson :(Art A.2.1,3 BAEL91)

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

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

I-4-1-5) Diagramme contraintes déformations :(Art A.4.3, 41 BAEL 91)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, le diagramme (contraintes-déformations) réel est remplacé par le diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle) :

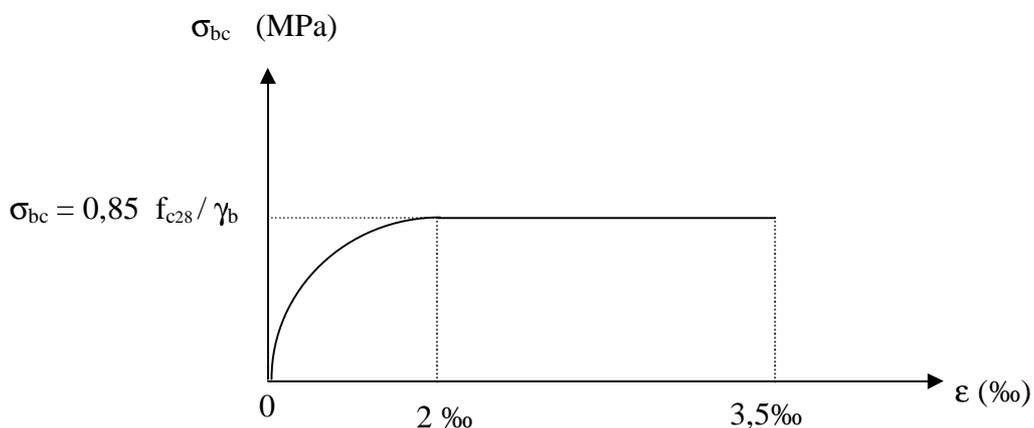


Fig I.1 : Diagramme de contrainte - déformation à [L'ELU]

I-4-2) Les aciers :

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

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser les 03 types d'aciers suivants :

- Haute adhérence FeE400.
- Treillis soudés TL520 ($\Phi < 6$).

I-4-2-1) module d'élasticité longitudinal :

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

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

I-4-2-2) Diagramme contrainte déformation de calcul :(Art Art A.2.2,2 BAEL 91)

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

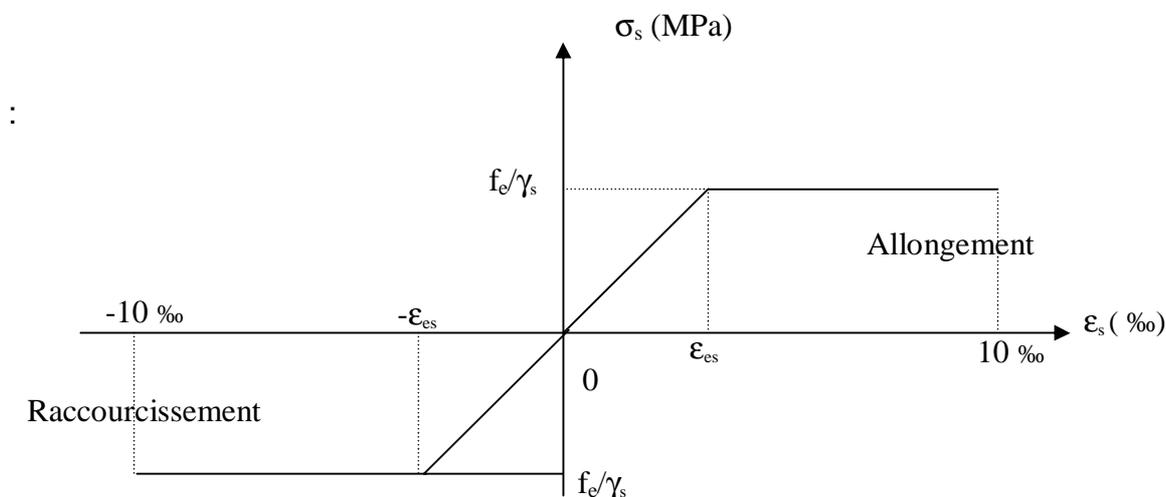


Fig I.2 : Diagramme contrainte déformation de calcul.

I-4-2-3) Limite d'élasticité :(Art A.4.3,2 BAEL 91)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable
 $\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

I-4-2-4) La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible :(Art A.4.5,32 BAEL 91)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable :(Art A.4.5,33 BAEL 91)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[2/3 f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] \right] \quad \text{MPa}$$

Avec:

$\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limit d'élasticité des aciers utilisés.

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

η : coefficient de fissuration telque :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1,0 \text{ pour les RL} \\ \eta=1,6 \text{ pour les HA} \end{array} \right.$$

c) Fissuration très préjudiciable :(Art A.4.5,34 BAEL 91)

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = 0,8 \min \left[2/3 f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] \right] \quad \text{MPa}$$

I-4-2-5) Protection des armatures :(Art A.7.1. BAEL91)

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

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

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

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

II-1) Les planchers :

Un plancher est une aire plane, destinée à délimiter les étages et à assurer deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique.

II-1-2) Plancher en corps creux :

Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de hourdis, leurs rôles principaux est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir leurs tâches, les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par les formules de **BAEL 91modifiées 99/ Art.B.6.8,424** suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$$

Avec:

h_t : hauteur totale du plancher.

l_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas la portée libre maximale est $l_{\max} = 3,75 - 0,30 = 3,45$ m ce qui nous donne :

$$h_t \geq 345/22,5 = 15,33 \text{ (cm)} \quad \text{on opte pour un plancher de (16+4) avec :}$$

$$h_t = 20 \text{ (cm)}$$

II-2) Les poutres :

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre ; à savoir la hauteur totale h_t et la largeur b doivent répondre aux conditions suivantes :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \dots\dots\dots (2.1)$$

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \dots\dots\dots (2.2)$$

L : la portée maximum entre nus d'appuis de la travée considérée.

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le RPA 99 liées à la zone IIa telles que :

$$\left. \begin{array}{l} B \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ h_t / b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 h_t + b_1 \\ \text{Avec : } b_1 = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.3)$$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- poutres principales (ou porteuses)
- poutres secondaires (ou de chaînage)

II-2-1) POUTRES PRINCIPALES (SENS TRANSVERSAL) :

Sachant que $L = 425 - 30 = 395$ cm, il vient :

$$395 / 15 \leq h_t \leq 395 / 10 \text{ ce qui donne } 26,33 \leq h_t \leq 39,5$$

On prend $h_t = 35$ cm

Par conséquent, la largeur b sera :

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

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

On prend par mesure de sécurité $b = 30$ cm.

•Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1
(Zone sismique IIa) :

$$\left. \begin{array}{l} B = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h_t / b = 35 / 30 = 1,16 \leq 4 \\ b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 1,5 h_t + b_1 = 82,5 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ conditions vérifiées.}$$

II-2-2) POUTRES SECONDAIRES (SENS LONGITUDINAL) :

Sachant que $L = 375 - 30 = 345$ cm, il vient :

$$L/15 = 345/15 = 23 \text{ cm} \quad ; \quad L/10 = 345/10 = 34,5 \text{ cm}$$

Donc $23 \leq h_t \leq 34,5$ on prend $h_t = 30\text{cm}$

La largeur b sera donc :

$$0,4 h_t = 12\text{cm}$$

$$0,7 h_t = 21\text{cm}$$

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

On prend par mesure de sécurité $b = 25\text{cm}$.

•**Vérification des exigences RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1**
(Zone sismique IIa) :

$$\left. \begin{array}{l} B = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h_t / b = 30 / 25 = 1,20 \leq 4 \\ b_{\max} = 25 \text{ cm} \leq 1,5 h_t + b_1 = 75 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{conditions vérifiées.}$$

les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales (30 x 35) cm^2 .
- poutres secondaires (25 x 30) cm^2 .

II-3) Détermination des charges et surcharges :

Afin de pré dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement.

II-3-1) Les charges permanentes :

a) plancher terrasse (inaccessible) :

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

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m ²]	Charges [KN / m ²]
1	Couche de gravillon	0,05	20,00	1,00
2	Etanchéité multiple	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22,00	1,54
4	Feuille de polyane	/	0,01	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	4,00	0,16
6	Dalle en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2
				G_{pt}=5,83

b) Etage courant et RDC :

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente G_c de l'étage et RDC.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m^3]	Charges [KN / m^2]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	09	0,90
				$G_c=5,28$

c) Maçonnerie :

c-1) Mur extérieur :

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Mortier de ciment	0,02	22	0,44
2	Brique creuse	0,20	15	3,00
3	Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
				G_{me}=3,68

c-2) Mur intérieur :

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Brique creuse	0,10	15	1,50
2	Enduit plâtre	0,02	12	0,24
				G_{me}=1,74

d) L'acrotère :

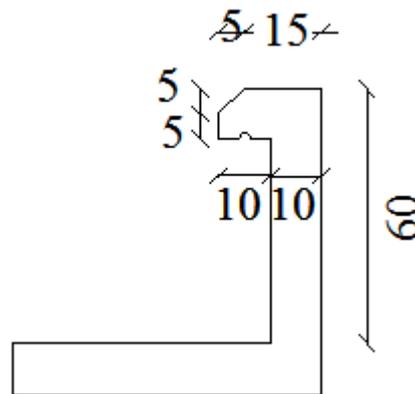


Fig II.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

$$G = S \times \rho \quad \text{avec} \quad \rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + (0,05 \times 0,05) + (0,05 \times 0,05)/2$$

$$S = 0,068 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \rho = 0,068 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 1,70 \text{ kn/ml}$$

II- 4) Les surcharges d'exploitations :

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

- Plancher terrasse	Q = 100 kg/m ²
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	Q = 150 kg/m ²
- L'acrotère	Q = 100 kg/ml
- L'escalier	Q = 250 kg/m ²
- Les balcons	Q = 350 kg/m ²

II-5) Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à L'ELS en considérant un effort de compression axial N_S , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle qui est la plus sollicitée, et qui est donnée par la relation suivante $S \geq N_S / \sigma_{bc}$

Avec :

N_S : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

L'effort normal N_S sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91 modifiées 99

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment, qui seront données par le tableau II.6.

II-6) Charges et surcharges revenant au poteau B2 :**a) Surface d'influence**

Elle est représentée dans la figure II.2 ci-dessous, elle est calculée comme suit :

$$S = (1,40 \times 1,90) + (1,725 \times 1,9) + (1,975 \times 1,40) + (1,975 \times 1,725)$$

$$S = 12,11 \text{ m}^2$$

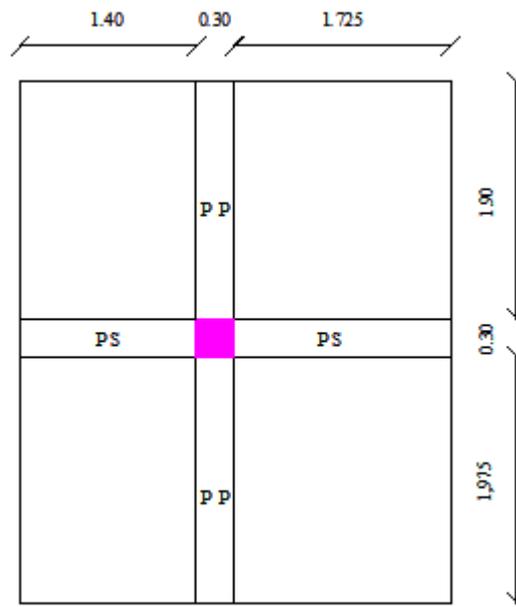


Fig II.2: Surface d'influence du poteau B2.

b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,83 \text{ kn/m}^2 \\ Q = 1,00 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right.$

- Plancher étage courant $\left\{ \begin{array}{l} G = 5,28 \text{ kn/m}^2 \\ Q = 1,50 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right.$

c) Charges permanentes totales revenant au poteau B2 :

\oplus Poids du plancher $P = G \times S$

- Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 12,11 = 70,60 \text{ kn}$$

- Plancher étage :

$$P = 5,28 \times 12,11 = 63,94 \text{ kn}$$

✚ Poids des poutres :

- Poutres principales :

$$P = [(0,30 \times 0,35) \times (1,90 + 1,975)] \times 25 = 10,17 \text{ kn}$$

- Poutres secondaires :

$$P = [(0,25 \times 0,30) \times (1,40 + 1,725)] \times 25 = 5,86 \text{ kn}$$

D’où le poids total $P = 10,17 + 5,86 = 16,03 \text{ kn}$

✚ Poids des poteaux :

$$p_{\text{pot}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,06 = 6,88 \text{ KN}$$

d) Surcharges d’exploitation revenant au poteau B2 :

- plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times 12,11 = 12,11 \text{ kn}$
- plancher courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots \dots \dots Q_{10} = 1,50 \times 12,11 = 18,165 \text{ kn}$

II-7) Loi de dégression de charges

En raison du nombre d’étage qui compose la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d’exploitation différente

$$\begin{aligned} \Sigma Q_0 &= Q_0 \\ \Sigma Q_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma Q_2 &= Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) \\ \Sigma Q_3 &= Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ \Sigma Q_n &= Q_0 + (3+n)/2n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \end{aligned}$$

Pour $n \geq 5$

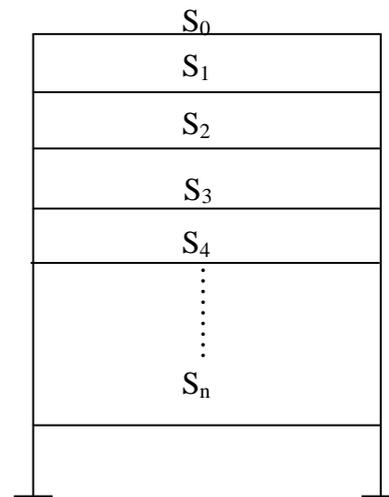


Tableau II.5 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	+27,54	+24,48	21,42	+18,36	+15,30	+12,24	+9,26	+6,12	+3,06	-3,06
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

ü Calcul des surcharges selon la loi de dégression :

$$Q_0 = 12,11 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 12,11 + 1(1,50 \times 12,11) = 30,27 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 12,11 + 0,95 (2 \times 18,165) = 46,62 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 12,11 + 0,90 (3 \times 18,165) = 61,15 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 12,11 + 0,85 (4 \times 18,165) = 73,87 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 12,11 + 0,80 (5 \times 18,165) = 84,77 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 12,11 + 0,75 (6 \times 18,165) = 93,85 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 12,11 + 0,714 (7 \times 18,165) = 102,90 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 12,11 + 0,687 (8 \times 18,165) = 111,94 \text{ KN}$$

$$Q_9 = 12,11 + 0,666 (9 \times 18,165) = 121,13 \text{ KN}$$

Tableau II.6 : Récapitulatif des calculs de la descente de charges

Niveau	Charge permanentes en (KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)			Section (Cm ²)	
	G Plancher	G poteau	G Poutre	G Total	G Cumule	Q Plancher	Q Cumule	N=Qc+Gc	$S \geq N_s / S_{bc}$	Section adoptée du poteau
8	70,60	0,00	17,48	88,08	88,08	12,11	12,110	100,19	66,79	40 x 40
7	63,94	6,88	17,48	88,30	176,38	30,27	42,38	218,76	145,84	40 x 40
6	63,94	6,88	17,48	88,30	264,68	46,62	89	353,68	235,78	40 x 40
5	63,94	6,88	17,48	88,30	352,98	61,15	150,15	503,13	335,42	40 x 40
4	63,94	6,88	17,48	88,30	441,28	73,87	224,02	665,30	443,53	40 x 40
3	63,94	6,88	17,48	88,30	529,58	84,77	308,79	838,37	558,91	45 x 45
2	63,94	6,88	17,48	88,30	617,88	93,85	402,64	1020,52	680,34	45 x 45
1	63,94	6,88	17,48	88,30	706,18	102,90	505,54	1211,72	807,81	45 x 45
RDC	63,94	6,88	17,48	88,30	794,48	111,94	617,48	1411,96	941,30	50 x 50
Sous sol	63,94	6,88	17,48	88,30	882,78	121,13	738,61	1621,39	1080,92	50 x 50

Enfin, On adopte pour les poteaux les coffrages suivants :

- Pour les niveaux : 4, 5, 6, 7 et 8 → (40x40) cm²
- Pour les niveaux : 1, 2 et 3 → (45x45) cm²
- Pour les niveaux : RDC et sous sol → (50x50) cm²

Pour les poteaux circulaires on va les prés dimensionner selon l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003 « pour conférer une meilleure résistance aux poteau circulaires, il est recommandé de leur donner une section comparable à celle des poteaux centraux »

-Pour le S-sol et RDC :

$$50 \times 50 = \pi \cdot D^2 / 4 \longrightarrow D = \sqrt{\frac{50 \times 50 \times 4}{3,14}} = 56 \text{ cm.}$$

On va opter pour des poteaux de diamètre 55cm.

-Pour le 1 , 2 et 3^{ème} étage :

$$45 \times 45 = \pi \cdot D^2 / 4 \longrightarrow D = \sqrt{\frac{45 \times 45 \times 4}{3,14}} = 50,7 \text{ cm.}$$

On va opter pour des poteaux de diamètre 50cm

-Pour le 4,5,6,7 et 8^{ème} étage :

$$40 \times 40 = \pi \cdot D^2 / 4 \longrightarrow D = \sqrt{\frac{40 \times 40 \times 4}{3,14}} = 45,14 \text{ cm.}$$

On va opter pour des poteaux de diamètre 45cm

ü Vérification des conditions du RPA99 /version 2003 art .7.4.1 :

1- Les poteaux carrés :

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone IIa, sont données par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b, h) \geq \frac{h e}{20} \\ 1/4 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

On a :

$$1) \min (40, 40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \min (40, 40) = 40 \text{ cm} \geq 286/20 = 14,3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{40}{40} = 1 \quad ; \quad \frac{45}{45} = 1 \quad ; \quad \frac{50}{50} = 1$$

Toutes les valeurs sont comprises entre ¼ et 4 \longrightarrow Condition vérifiée.

2-Les poteaux circulaires :

Selon le RPA 99 les diamètres des poteaux circulaires doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} -D \geq 30 \text{ cm en zone IIa} \\ -D \geq h_e/15. \end{array} \right\}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

ü Vérification des poteaux au flambement**1) Les poteaux carrés :**

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux ci devra satisfaire l'inéquation suivante.

$$\lambda = l_f / i \leq 70 \dots \dots \dots (2.6)$$

Avec :

λ : élancement du poteau,

l_f : longueur de flambement,

i : rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie du poteau $bh^3/12$,

B : section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Selon le BAEL 91 modifiées 99 Art.B.3,31

$l_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part .

Avec : l_0 : est la distance entre les faces supérieurs de deux plancher consécutifs.

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

▼ Pour le sous sol ,RDC.

$$i = \sqrt{\frac{50 \times 50^3}{50 \times 50 \times 12}} = \sqrt{\frac{50^2}{12}} = 14,43 \text{ cm} ,$$

$$\text{D'ou } \lambda = \frac{2,142 \times 10^2}{14,43} = 14,84 .$$

✓ Pour les niveaux 1^{ème}, 2^{ème} et 3^{ème}

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 12,99 \text{ cm},$$

$$I = \frac{2,142 \cdot 10^2}{12,99} = 16,48.$$

✓ Pour les niveaux 4^{ème} jusqu'au 8^{ème}

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11,54 \text{ cm},$$

$$I = \frac{2,142 \cdot 10^2}{11,54} = 18,56.$$

Toutes les valeurs de λ étant inférieurs à 70, il n'y a aucun risque de flambement

2-Les poteaux circulaires :

I : moment d'inertie du poteau circulaire = $\pi \cdot D^2 / 32$,

✓ Pour le sous sol, RDC.

$$i = \sqrt{\frac{D^2}{8}} = \sqrt{\frac{55^2}{8}} = 19,44 \text{ cm},$$

$$\text{D'ou } \lambda = \frac{2,142 \times 10^2}{19,44} = 11,01.$$

✓ Pour les niveaux 1^{ème}, 2^{ème} et 3^{ème}

$$i = \sqrt{\frac{50^2}{8}} = 17,67 \text{ cm},$$

$$I = \frac{2,142 \cdot 10^2}{17,67} = 12,12.$$

✓ Pour les niveaux 4^{ème} jusqu'au 8^{ème}

$$i = \sqrt{\frac{45^2}{8}} = 15,90 \text{ cm},$$

$$I = \frac{2,142 \cdot 10^2}{15,90} = 13,47.$$

Toutes les valeurs de λ étant inférieurs à 70, il n'y a aucun risque de flambement.

II-8) Les voiles :

Les voiles doivent avoir comme épaisseur minimale 15cm. par ailleurs, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme le montre la figure ci-dessous :

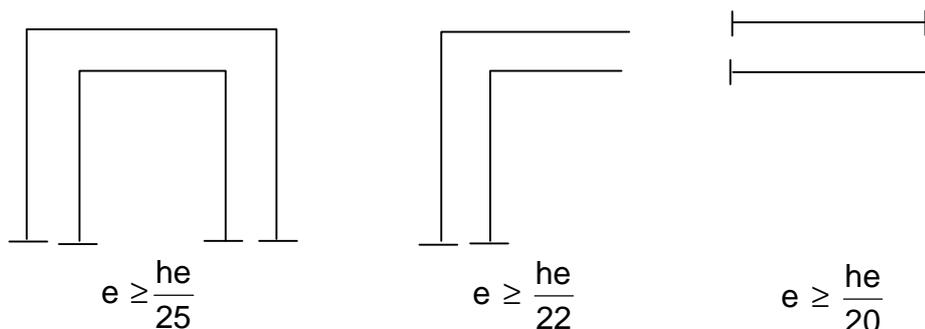


Fig II.3 : Coupe des voiles en plan.

On a :

$$h_e = h - e_p^{\text{ dalle}}$$

h_e : hauteur du voile,

h : hauteur d'étage.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à RPA 99 version 2003 (Art7.7.1).

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86$$

$$e \geq \frac{286}{25} = 11,44 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

II-9) CONCLUSION :

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

- hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$ soit un plancher de $(16 + 4) \text{ cm}$
- section des poutres principales $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- section des poutres secondaires $(25 \times 30) \text{ cm}^2$
- section des poteaux

§ sous sol ,RDC → $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

§ 1^{ème}, 2^{ème}, 3^{ème} étage → $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

§ 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage → $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

- épaisseur des voiles $e = 20\text{cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III-1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

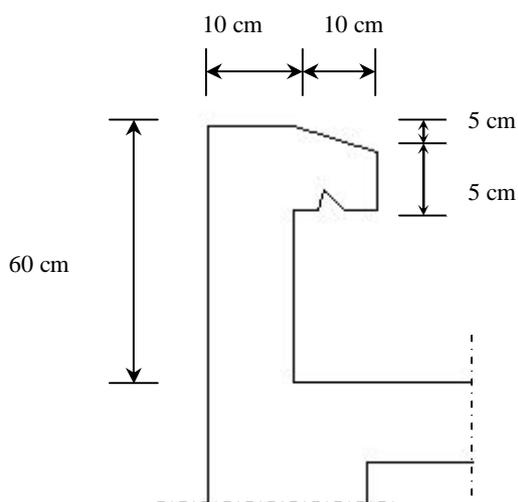


Fig III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère

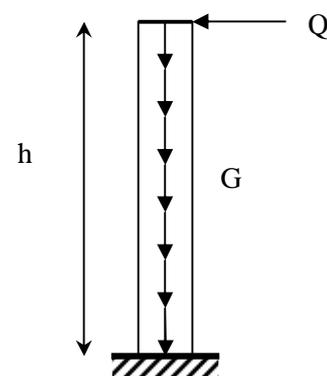


Fig III.1.2 : schéma statique de l'acrotère

III-1-1) Calcul des sollicitations :

Ø Effort normal dû au poids propre : $G = r \times S \times 1ml$.

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.05 + 0.05 \times 0.05 + \frac{0.05 \times 0.05}{2} \right] = 1.72 \text{ KN} / m.$$

Ø Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN} / m$.

Ø Effort tranchant dû à la poussée latérale : $T = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$.

Ø Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.72 \text{ KN}$.

Ø Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$.

Ø Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$.

Ø Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN} . ml$.

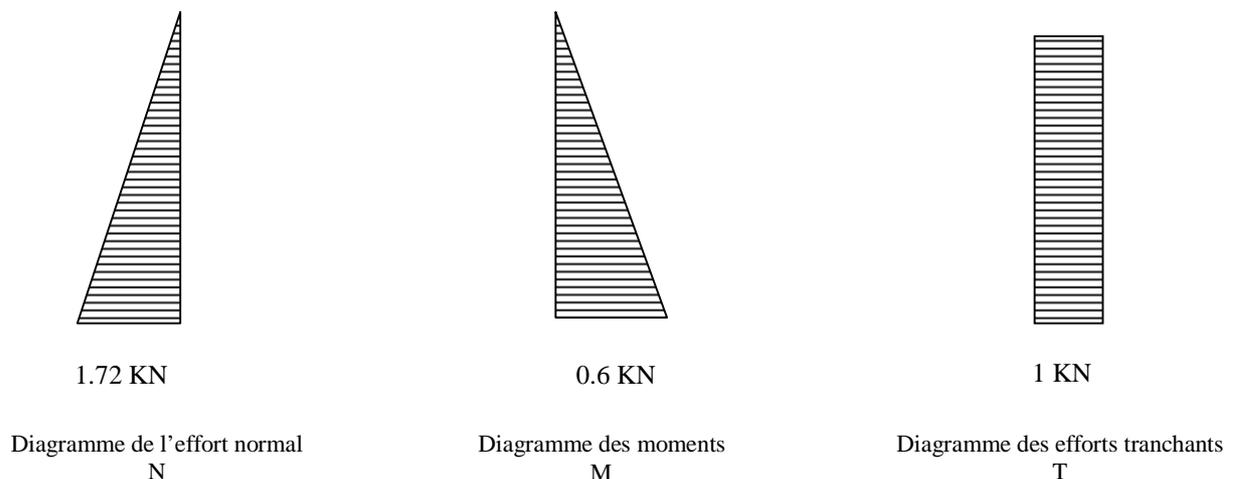


Fig III.1.3 : Diagrammes des efforts

III-1-2) Combinaisons de charges :**• A l'ELU :**

La combinaison de charge est : **1.35 G + 1.5 Q**

Ø Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.72 + 0 = 2.32 \text{ KN.}$$

Ø Moment de renversement :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m.}$$

• A l'ELS :

La combinaison de charges est : **G + Q**

Ø Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.72 \text{ KN.}$$

Ø Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.6 \text{ KN.m.}$$

III-1-3) Ferrailage :

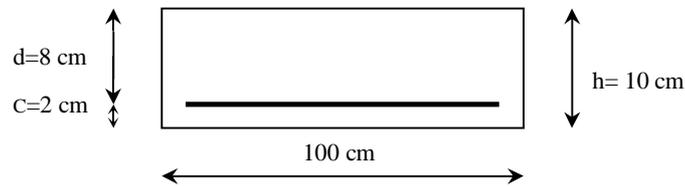
Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

Le calcul se fera pour une bonde de 1m.



1) Calcul à l'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad e_u = \frac{0.9 \times (10)^2}{2.32} = 38.79 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}.$$

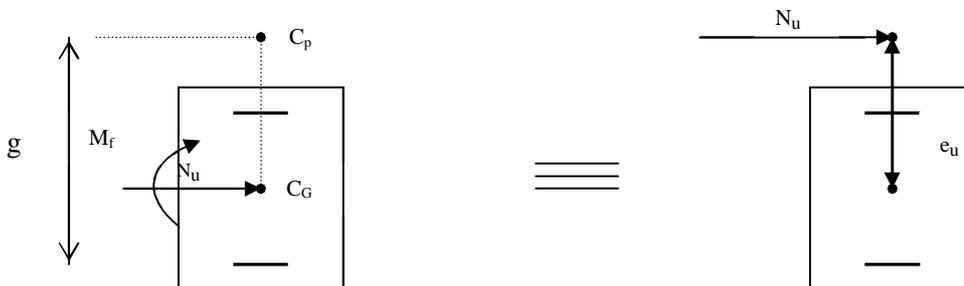


Fig III.1.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression « c_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal (N) est un effort de compression \Rightarrow Section partiellement comprimée (SPC).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

• Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « c_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38.79 + \frac{10}{2} - 2 = 41.79 \text{ cm} \approx 42 \text{ cm}.$$

$$\text{D'où : } M_f = 2.32 \times 0.42 = 0.974 \text{ KN.m.}$$

- **Moment réduit :**

$$m_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.974 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{g_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$m_b = 0.0107 < m_l = 0.392. \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$m_b = 0.0107 \Rightarrow b = 0.995.$$

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.974 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

c) Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{s_{st}} ; \quad \text{Avec : } s_{st} = \frac{f_e}{g_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{2.32 \times 10}{348} = 0.283 \text{ cm}^2.$$

d) Vérifications à l'ELU:

✓ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91) :**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

§ Armatures principales :

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.72} = 34.88 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.283 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

§ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$t_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{g_b} f_{c28}, 4 \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{g_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \right\} = \min \{2,5; 4\} = 2,5 \text{ MPa} .$$

$$t_u = \frac{V_u}{bd} ; \quad V_u : \text{Effort tranchant} : V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} .$$

$$\text{D'où} : t_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0,019 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$t_{se} < \bar{\tau}_{se} = y_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

y_s : Coefficient de scellement ; $y_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence)

$$\text{D'où} : \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} .$$

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

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

$$\text{D'où} : \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Espacement des barres :

Armatures principales : $S_i = 25 \text{ cm} . < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} .$

$$\Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$.

⇒ Condition vérifiée.

✓ Ancrage des barres verticales :

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{f_e}{4 \bar{\epsilon}_s}$

Avec : $\bar{\epsilon}_s = 0.6(\gamma_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$.

D'où : $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm}$.

⇒ Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$.

e) Vérification à L'E L S :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} ; \quad s_{st} \leq \bar{s}_{st}$$

s_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

\bar{s}_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

s_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

\bar{s}_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

✓ Vérification des contraintes dans l'acier :

$$s_{st} = \frac{M_s}{b_1 d A_s}$$

Avec : $r_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.83}{100 \times 8} = 0.353$

$$r_1 = 0.353 \rightarrow b_1 = 0.908$$

$$s_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.908 \times 8 \times 2.01} = 41.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{s}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{h f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les Barres H.A

$$\bar{s}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.6 ; 201.63 \}$$

$$\bar{s}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$s_{st} = 41.09 \text{ MPa} < \bar{s}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\text{On a : } r_1 = 0.353 \implies b_1 = 0,908 \implies K = 39,35$$

$$s_{bc} = \frac{41.09}{39.35} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

f) Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, $C_p = 0.3$.

W_n : poids de l'acrotère, $W_p = 1.72 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.72 = 0.310 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment .

III-2) Calcul des escaliers :**III-2-1) Définition :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

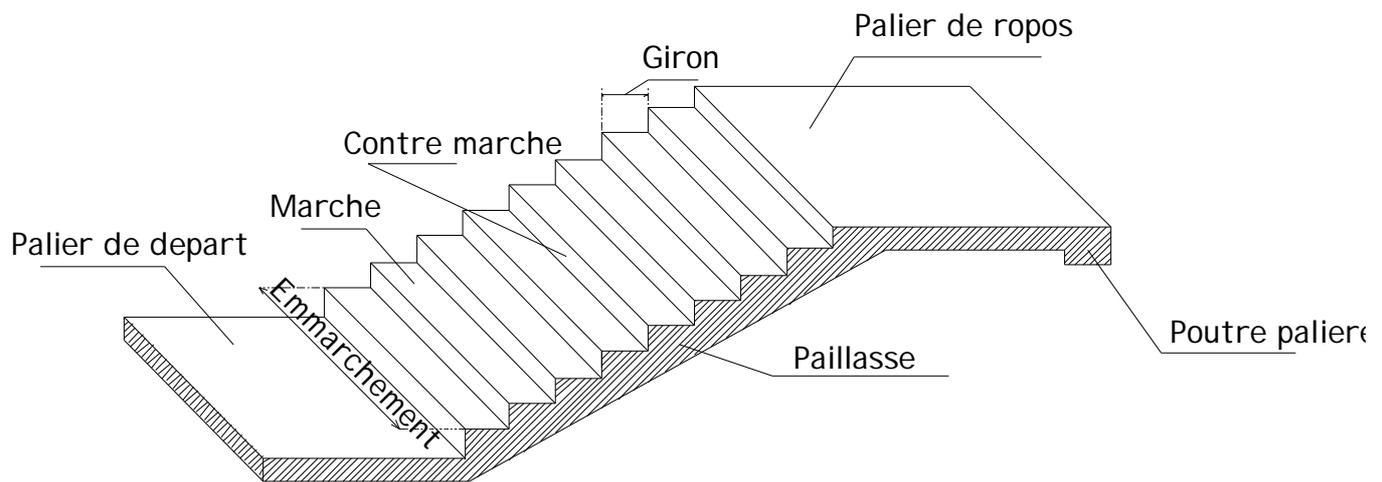
III-2-2) Terminologie :

Fig III.2.1 : Terminologie de l'escalier

-Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

-Contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$.

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

-Hauteur de la contre marche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

« h » le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

-**Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$ (26cm en moyenne).

-**La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

-**Le palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

-**L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120\text{ cm}$, pour l'escalier D'emploi secondaire (escalier de service), l'emmarchement peut être ramené à un minimum de 60cm.

Le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier.

Notre ouvrage comporte une seule cage d'escalier identique : chaque escalier est à trois volées avec deux paliers de repos.

III-2-3) Escalier d'étage courant :

III-2-3-1) Pré-dimensionnement :

a) Marches et contre marches :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.$$

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure (66 cm) à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

La ligne de foulée (L') représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50 cm du collet.

Dans notre cas en prendra comme calcul les escaliers de notre bâtiment qui comprend un seul type à étudier qui est : l'escalier de l'étage courant car c'est le cas le plus défavorable.

- **Application :**

Avec une hauteur d'étage de 3.06m, nous avons :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

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

On aura alors : $n-1 = 9-1=8$ marches réparties sur une volée.

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable est la relation de **BLONDEL**.

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } h = 17 \text{ cm, on aura : } 59 \text{ cm} \leq g + 2(17) \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

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

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

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

On remarque bien que $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$. \Rightarrow La condition est vérifiée.

III-2-3) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

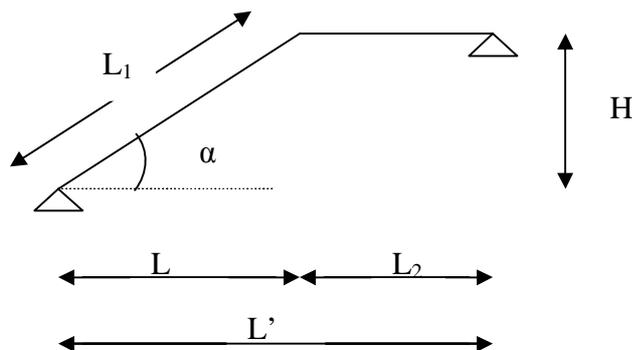


Fig III.2.2 : Schéma statique de la première volée d'étage

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

L_0 : Longueur réelle du palier et de la paillasse

$$H = n \times h = 9 \times 0,17 = 1,53 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566$$

$$\Rightarrow \alpha = 29,53^\circ, \text{ Cos } \alpha = L / L_1$$

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 0,30 = 2,4 \text{ m}$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{0.87} = 2.76 \text{ m}$$

$$L_0 = 1,41 + 2,76 = 4,17 \text{ m}$$

$$\frac{417}{30} \leq e_p \leq \frac{417}{20}$$

$$\Rightarrow 13.90 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,85 \text{ cm}$$

Nous prenons:

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III-2-4) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a. Charges permanentes :

- Poids des revêtements :

Tableau III.2.1 : Poids des revêtements

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Revêtement de carrelage (2 cm)	22×0.02 = 0.44
- Mortier de pose (2 cm)	20×0.02 = 0.40
- Couche de sable (3 cm)	18×0.03 = 0.54
- Enduit de ciment (1.5 cm)	22×0.015 = 0.33
- Poids propre du garde corps	0.2
Charge totale	G_r = 1.91

- Le palier :

Tableau III.2.2 : Charge totale du palier

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Poids propre de la dalle pleine en BA	25×0.20 = 5
- Poids des revêtements	1.91
Charge totale	G₁ = 6.91

- La volée :

Tableau III.2.3 : Charge totale de la volée

ELEMENTS	POIDS (KN/M ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.20}{\cos a} = 5.74$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
- Poids des revêtements	1.91
Charge totale	G₂ = 9.77

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

III-2-5) Calcul à l'état limite ultime :

a) Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

Plier : $q_u = (1.35 \times 6.91 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 13.07 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_u = (1.35 \times 9.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 16.93 \text{ KN / ml.}$

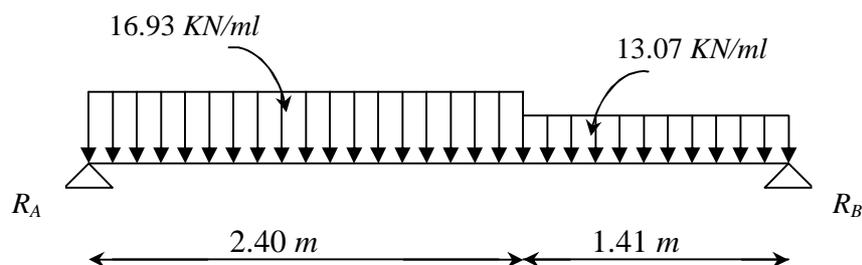


Fig III.2.3: Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELU

b) Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 59.06 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 ; \quad R_B = 27.81 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_B = 0 ; \quad R_A = 31.25 \text{ KN.}$$

c) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants :

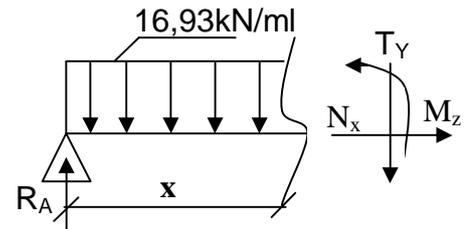
ü Efforts tranchants :

Ø **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 2.40m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = -16.93x + 31.25.$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad T_y(0) = 31.25KN$$

$$x = 2.40m \Rightarrow \quad T_y(2.40) = -9.38KN$$

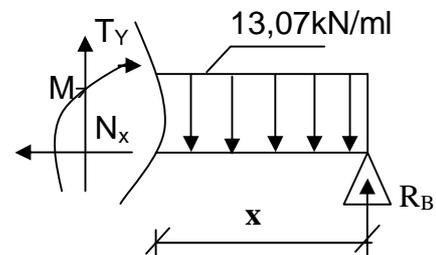


Ø **2^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.41m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = -27.81 + 13.07x$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad T_y(0) = -27.81KN$$

$$x = 1.41m \Rightarrow \quad T_y(1.41) = -9.38KN$$



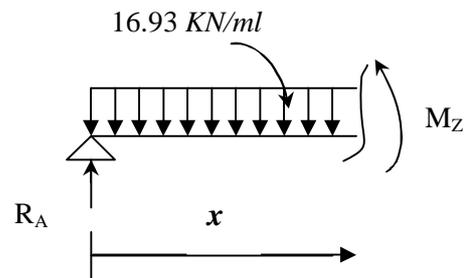
ü Moments fléchissant :

Ø **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 2.40m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 31.25x - 16.93 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad M(0) = 0$$

$$x = 2.40m \Rightarrow \quad M(2.40) = 26.24KN.m$$

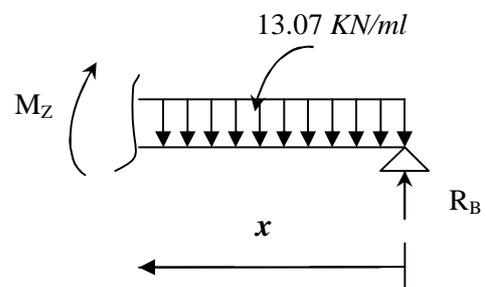


Ø **2^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.41m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 27.81x - 13.07 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad M(0) = 0$$

$$x = 1.41m \Rightarrow \quad M(1.41) = 26.24KN.m$$



ü Moment maximum :

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.40m$

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T_y(x) = -16.93x + 31.25 = 0 \Rightarrow$$

$$x = \frac{31.25}{16.93} = 1.84m$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.84m$$

$$M_z(1.84) = 31.25 \times 1.84 - 16.93 \times \frac{(1.84)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 28.84KN.m$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (28.84) = -8.65KN.m$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (28.84) = 24.51KN.m$$

d) Diagrammes des efforts internes :

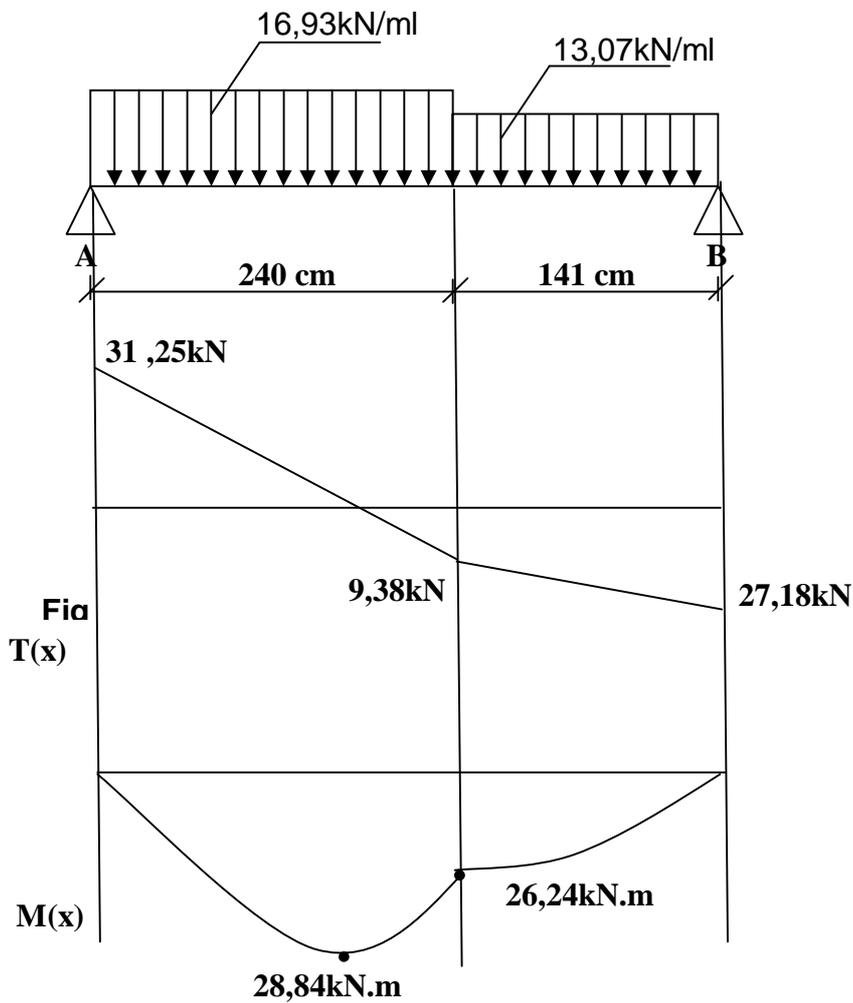
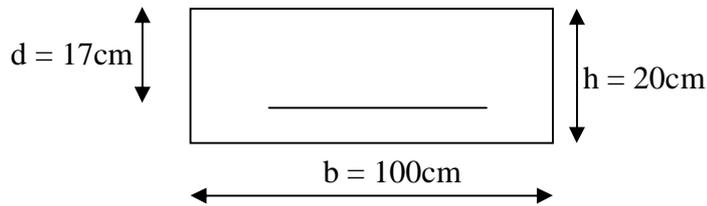


Fig III.2.4 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.



Fig III.2.5 : Diagramme des moments fléchissant réduits.

e) Calcul des armatures :



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

- **Moment réduit m_b :**

$$m_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec :}$$

M : moment supporté par la section.

f_{bu} : Contrainte limite de compression dans le béton.

b et d : dimensions de la section.

- **Calcul des armatures principales :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$M_u^{ap} = 8.65 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.65 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times (14.2)} = 0.021 < m_l = 0.392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$m = 0.021 \quad \Rightarrow \quad b = 0.9895$$

$$A_s = \frac{M_u^{ap}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.65 \times 10^3}{0.9895 \times 17 \times 348} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- ✓ **En travée :**

$$M_u^t = 24.51 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.51 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times (14.2)} = 0.06 < m_l = 0.392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$m = 0.06 \quad \Rightarrow \quad b = 0.969$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.51 \times 10^3}{0.969 \times 17 \times 348} = 4.27 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Calcul des armatures de répartition :

▼ Aux appuis :

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^a = 5 \text{ HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

▼ En travée :

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r^t = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$; Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

f) Vérifications à l'ELU :

f-1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99)

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f-2) Repartition des barres:**ü Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 25\text{cm}$
- $\left. \vphantom{\begin{matrix} - Aux appuis : e = 25\text{cm} \\ - En travées : e = 25\text{cm} \end{matrix}} \right\} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$

ü Armatures de répartition :

- Aux appuis : $e = 20\text{cm}$
 - En travées : $e = 20\text{cm}$
- $\left. \vphantom{\begin{matrix} - Aux appuis : e = 20\text{cm} \\ - En travées : e = 20\text{cm} \end{matrix}} \right\} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$

f-3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**(Art A.6.1, 3/BAEL 91 modifié 99).**

$$t_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{t}_{se} \quad \text{avec :}$$

 t_{se} : Contrainte d'adhérence. \bar{t}_{se} : Contrainte limite d'adhérence. $\bar{t}_{se} = y_s \cdot f_{t28}$; Avec : $y_s = 1.5$ (coefficient de scellement pour HA) $\bar{t}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$ avec : $V_u^{\max} = 31.25\text{KN}$ (Effort tranchant max) $\sum U_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n \cdot p \cdot f = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6\text{mm}$$

$$t_{se} = \frac{31.25 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 125.6} = 1.62\text{MPa}$$

$$t_{se} = 1.62\text{MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f-4) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)

$$t_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{t}_u$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{g_b}; 4MPa \right\} \quad (\text{Art A.5.1,21/BAEL 91 modifié 99})$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4MPa \right\} = 3.26MPa$$

$$t_u = \frac{31.25 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.184MPa$$

$$t_u = 0.184MPa < \bar{t}_u = 3.26MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f-5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**•Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/ BAEL 91 modifié 99)**

$$\frac{2\bar{V}_u}{b \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{g_b}$$

$$\Rightarrow \bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{g_b} ; \text{ Avec : } a = 0.9 d ;$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.17 \times 1}{1.15} = 1330.43KN$$

$$V_u^{\max} = 31.25KN < \bar{V}_u = 1330.43KN \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

•Influence sur l'acier :

$$A_s \geq \frac{V_u + N_u}{s_{st}} = \frac{31.25}{34,8} = 0,89cm^2 \quad (N_u = 0)$$

$$A_a = 3,14cm^2 > 0,89cm^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

F-6) Vérification de l'ancrage des barres aux appuis :(Art A.6.1,21)

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot t_s}$$

$$\text{Avec : } t_s = 0.6 \times y_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835MPa$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27cm$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

Soit : $L_c = 15 \text{ cm}$

III-2-4) Calcul à l'état limite de service :

a) Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

Plier : $q_s = (6.91 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.41 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_s = (9.77 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.27 \text{ KN/ml}$.

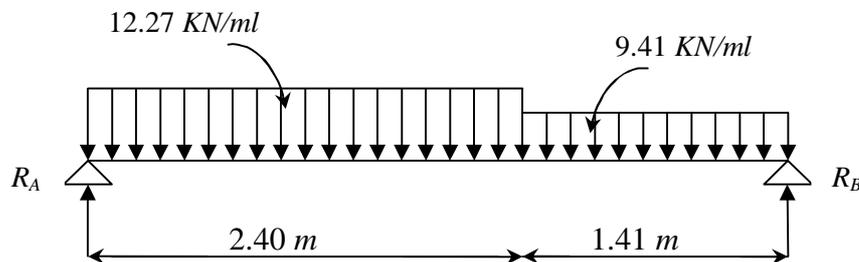


Fig III.2.6 : Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELS

b) Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 42.71 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_B = 20.08 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_A = 22.63 \text{ KN.}$$

c) Calcul des efforts internes et moments fléchissant

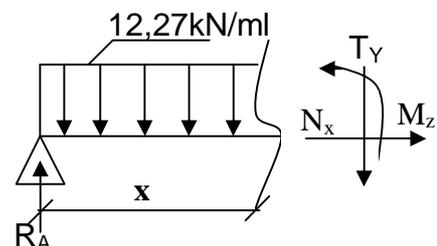
ü Efforts tranchants :

Ø **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = -12.27x + 22.63.$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad T_y(0) = 22.63 \text{ KN}$$

$$x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow \quad T_y(2.4) = -6.82 \text{ KN}$$

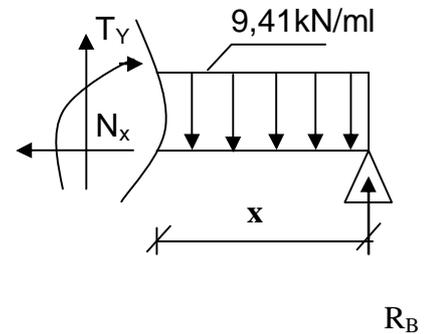


Ø 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.41m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = -20.08 + 9.41x$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad T_y(0) = -20.08KN$$

$$x = 1.41m \Rightarrow \quad T_y(1.41) = -6.82KN$$



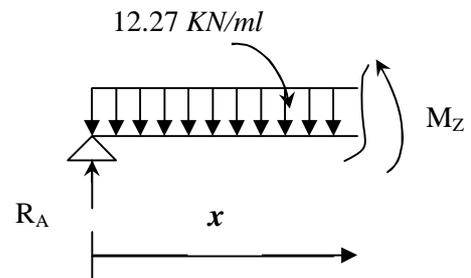
ü **Moments fléchissant :**

Ø 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 22.63x - 12.27 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad M(0) = 0$$

$$x = 2.40m \Rightarrow \quad M(2.40) = 18.97KN.m$$

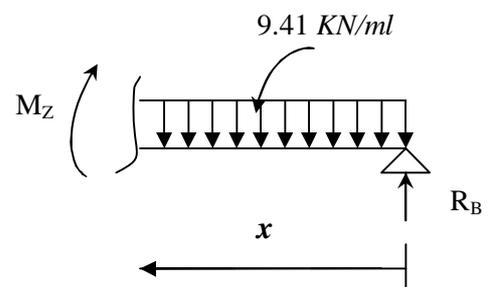


Ø 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.41m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 20.08x - 9.41 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad M(0) = 0$$

$$x = 1.4m \Rightarrow \quad M(1.41) = 18.97KN.m$$



ü **Moment maximum :**

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.40m$

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T_y(x) = -12.27x + 22.63 = 0 \Rightarrow$$

$$x = \frac{22.63}{12.27} = 1.84m$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.84m$$

$$M_z(1.84) = 22.63 \times 1.84 - 12.27 \times \frac{(1.84)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 20.87KN.m$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{max} = (-0.3) \times (20.87) = -6.26 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = (0.85)M_{max} = (0.85) \times (20.87) = 17.74 \text{ KN.m}$$

d) Diagrammes des efforts internes :

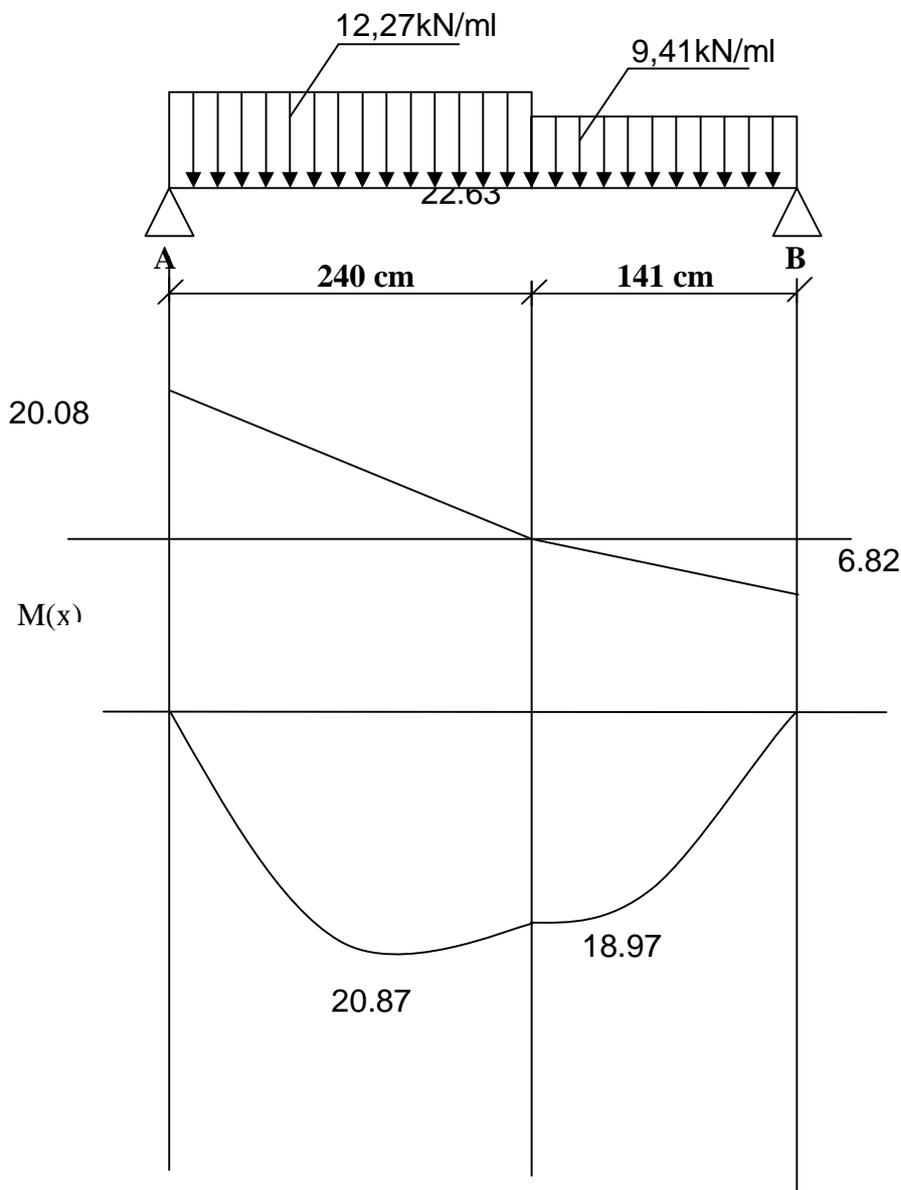


Fig III.2.7 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

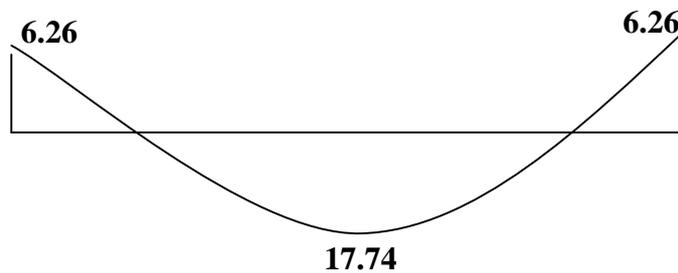


Fig III.2.8 : Diagramme des moments fléchissant réduits.

e) vérifications à l'ELS :

e-1) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$s_{bc} = K s_{st} \leq \bar{s}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

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

- En travée : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$

Détermination de k :

$$r = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 17} = 0,268$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,918 \Rightarrow a_1 = 0,246 \Rightarrow K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = \frac{0,246}{15(1-0,246)} = 0,021$$

$$s_s = \frac{M_t}{A_{st} b_1 d} = \frac{17,74 \times 10^3}{4,52 \times 0,918 \times 17} = 251,50 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K s_{st} = 0,021 \times 251,50 = 5,30 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 5,30 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$

$$r = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 17} = 0,186$$

$$r = 0,186 \Rightarrow b_1 = 0,930 \Rightarrow a_1 = 0,210 \text{ et } K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = \frac{0,210}{15(1-0,210)} = 0,017$$

$$a_1 = 0,210 \Rightarrow K = 0,017$$

$$s_s = \frac{M_a}{A_{sa} b_1 d} = \frac{6.26 \times 10^3}{3.14 \times 0.930 \times 17} = 126.10 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K s_{st} = 0,017 \times 126,10 = 2,14 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 2,14 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

e-2) Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{3.81} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{3.81} = 0.052 < \frac{1 \times 17.74}{10 \times 20.87} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_s} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 17} = 0.0026 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f c_{28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{9.41 \text{ KN/ml}, 12.27 \text{ KN/ml}\} = 12.27 \text{ KN/ml.}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

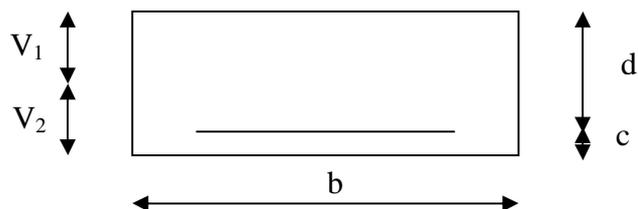
$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \cdot h + 15 A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{h^2 b}{2} + 15 A_t \cdot d}{b h + 15 A_t} = \frac{\frac{20^2 \times 100}{2} + 15 \times 4.52 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 4.52} = 10.23 \text{ cm}$$



$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,23 = 9,77\text{cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3}(10,23^3 - 9,77^3) + 15(9,77 - 3)4,52 = 7708,281\text{cm}^4$$

$$I_0 = 7708,281\text{cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12,27 \times 3,81^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 7708,281 \times 10^{-8}} = 0,004\text{m}$$

$$f = 0,4\text{cm} < \bar{f} = 381/500 = 0,76\text{cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

e-3) Etat limite d'ouverture des fissures : **BAEL 91, Art A.5.34**

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

III-3) Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 2,60m (entre nu d'appuis).

III-3-1) Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad 0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

L : portée libre de la poutre.

h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

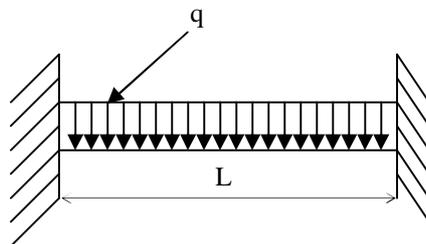


Fig III.3.1 :Schéma statique de la poutre palière.

a) Hauteur de la poutre:

$$260/15 \leq h_t \leq 260/10 \quad \Rightarrow \quad 17,33 \leq h_t \leq 26$$

On adopte $h_t = 30$ cm.

b) Largeur de la poutre :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21.$$

On prend $b = 25$ cm.

D'après : [Art .7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b=25 \geq 20 \text{ cm.} \\ h=30 \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b=30/25=1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

la poutre palière (b , h) = (25 , 30).

III-3-2) Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre palière..... $25 \times 0,3 \times 0,25 = 1,875 \text{ KN/ml}$.

Poids du mur $(1,53-0,30).2,36 = 2,90 \text{ KN/ml}$.

▪ Effort tranchant à l'appui :

E.L.U : $T_u = R_B = 27,81 \text{ KN}$.

E.L.S : $T_s = R_B = 20,08 \text{ KN}$.

La réaction va créer une charge uniformément répartie $q_r = 2T/L$.

III-3-3) Combinaison de charges et surcharges :

A E.L.U $q_u = 1,35 G + 2T_u / L = 27,84 \text{ KN}$.

A E.L.S $q_s = G + 2 T_s / L = 20,22 \text{ KN}$.

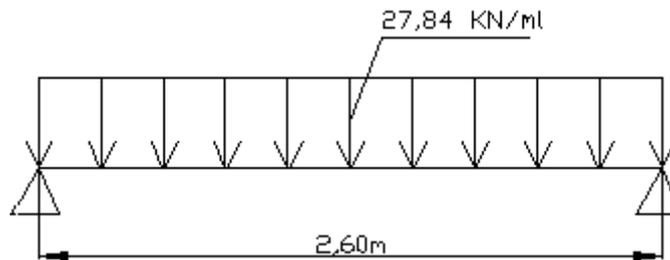
▪Schéma statique :

Fig III.3.2 : Schéma statique à l'E.L.U.

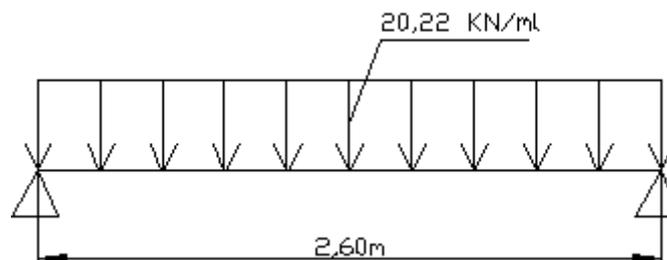


Fig III.3.3 : Schéma statique à l'E.L.S.

▪ **Calcul des efforts internes :**

A l'E.L.U:

-Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = 36,20 \text{ KN.}$

-Moment isostatique : $M_o = \frac{q_u l^2}{8} = 23,52 \text{ KN.m.}$

Pour tenir compte de semi encastrement on aura les moments corrigés suivants :

En appui : $M_a = 0,30 M_{\max} = -7,06 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{\max} = 20 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $V_u^{\max} = 36,20 \text{ KN.m}$

A l'E.L.S :

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = 26,28 \text{ KN.}$

- Moment isostatique : $M_o = \frac{q_s l^2}{8} = 17,08 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte de semi encastrement on aura les moments corrigés suivants :

En appui : $M_a = 0,30 M_{\max} = -5,12 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{\max} = 14,52 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $V_s^{\max} = 26,28 \text{ KN.m.}$

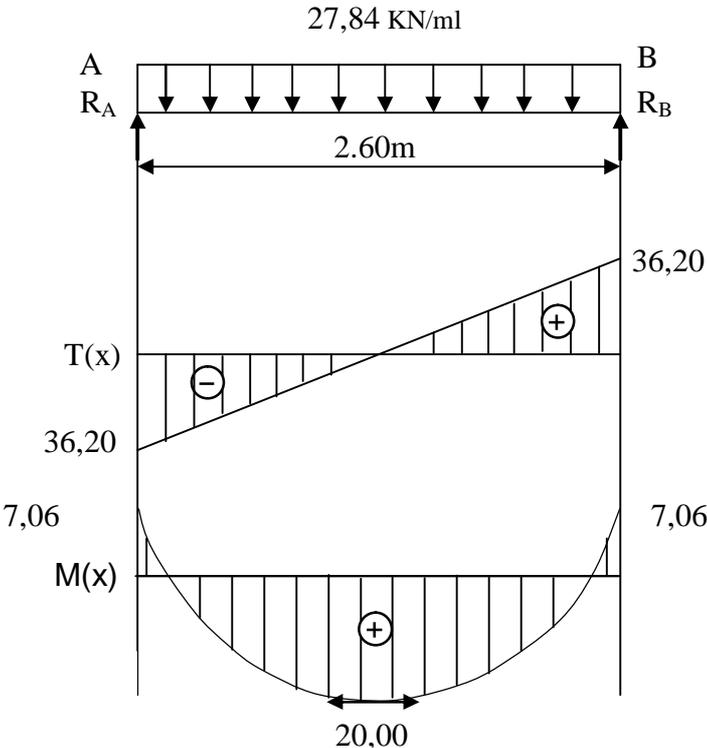


Fig III.3.4 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELU

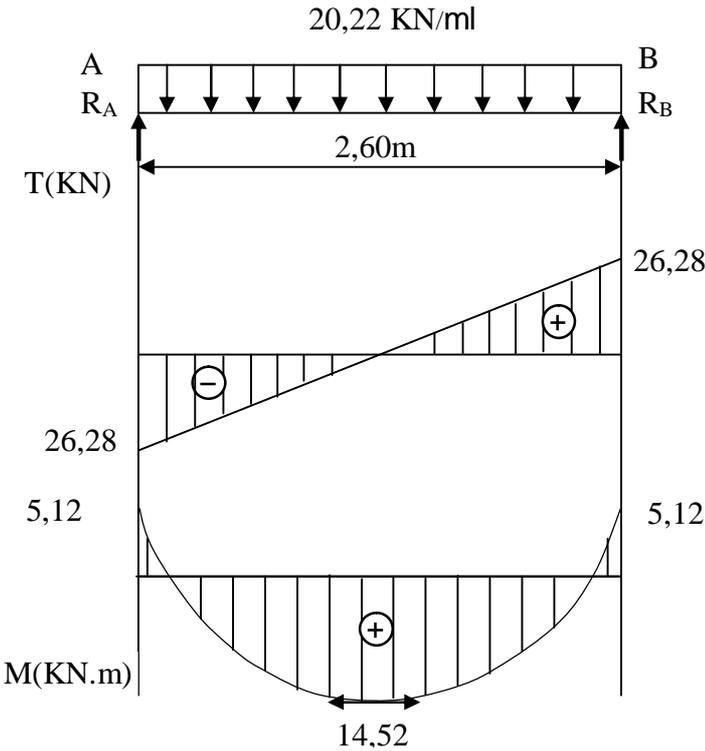


Fig III.3.5 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELS

III-3-4) Ferrailage à l'E.L.U :**-Calcul des armatures principales :**

En travée : $M_t = 20 \text{ KN.m}$ $d=h-c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$

$$m = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,17} = 0,070$$

$$m < m_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m = 0,070 \rightarrow b = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_t}{bd s_{st}} = \frac{20 \times 10^3}{0,964 \times 28 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section **3HA12** = 3,39cm²

Aux appuis : $M_a = -7,06 \text{ KN.m}$

$$m = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,06 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,17} = 0,025$$

$$m < m_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m = 0,025 \rightarrow b = 0,9875$$

$$A_a = \frac{M_a}{bd s_{st}} = \frac{7,06 \times 10^3}{0,9875 \times 28 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section **3HA10** = 2,36cm²

NB : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$$3,39 + 2,36 = 5,75 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2 .$$

$$5,75 > 3,75 \Rightarrow \text{exigence vérifiée.}$$

III-3-5) Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99) :**a) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2,36 \\ A_t = 3,39 \end{array} \right\} > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1,1) :

$$t_u = V_u / b d = 36200 / 250 \times 280 = 0,517 \text{ MPa.}$$

$$\bar{t}_U = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{g_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{3,33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$t_u = 0,517 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313) :**1- Dans le béton (BAEL 91 modifiées 99 Art A.5.1,313) :**

$$V_u \leq \frac{0,4 f_{c28} \times 0,9 d b}{g_b} = \frac{0,4 \times 2500 \times 0,9 \times 28 \times 25}{1,5} = 420 \text{ KN.}$$

$$V_u = 36,20 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2- Dans les aciers (BAEL 91 modifiées 99 Art A.5.1,321) :

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(36,20 + \frac{-7,06}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,023 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,023 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } t_{se} \leq \bar{t}_{se}$$

$$\bar{t}_{se} = y_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa avec : } y_s = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence.}$$

$$t_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum m_i} \text{ avec : } \sum U_i = n\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$t_{se} = \frac{36,20 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,2} = 1,52 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de l'ancrage des barres aux appuis :(Art A.6.1,21)

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot t_s}$$

$$\text{Avec : } t_s = 0,6 \times y_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_c = 15 \text{ cm}$$

-Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifiées 99 Art A.7.2,2) :

Diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$f_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, f_1 \right\} \Rightarrow$$

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

Φ_l : diamètre maximal d'armatures longitudinales=12mm.

b : Largeur d'élément (b =25cm).

$$\Phi_t \leq \min (0,857 ; 2,5 ; 1,2).$$

Soit $f_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm}$.

On prend un cadre et un étrier en HA8. $A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

Selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.5.1,2l l'espacement des cours successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit : $St = 25 \text{ cm}$

-Exigence du R.P.A99 version 2003 Art .7.5.2.2 :

L'espacement est calculé comme suit :

Zone nodale : $e \leq \min\{ h/4 ; 12f\} = \min\{ 30/4; 12 \times 1\} = 7,5 \text{ cm}$. Soit $e = 7 \text{ cm}$

Zone courante : $e \leq h/2 = 15 \text{ cm}$. Soit $e = 15 \text{ cm}$.

- Quantité d'armatures transversales minimales : $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,003 \times e \times b = 1,125 \text{ cm}^2.$$

$$2,01 \geq 1,125 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III-3-6) Vérification à l'E.L.S :

1-Etat limite de compression du béton :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,2)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } s_{bc} = K \times s_s \quad ; \quad \bar{s}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

-Aux appuis : $M_a = -5,12 \text{ KN.m}$ et $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = 0,337$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\text{Avec : } \alpha_1 = 0,271$$

$$r_1 = 0,337 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,9095 \\ K = 0,025 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } s_s = \frac{M_{sa}}{b_1 \times A_a \times d} = \frac{5,12 \times 10^6}{0,9095 \times 280 \times 2,36 \times 10^2} = 85,19 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 0,025 \times 85,19 = 2,13 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 2,13 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-En travée : $M_s = 14,52 \text{ KN.m}$ et $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\text{Avec : } \alpha_1 = 0,3152$$

$$r_1 = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,8949 \\ K = 0,030 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } s_s = \frac{M_{sa}}{b_1 x A_a x d} = \frac{14,52 \times 10^6}{0,8949 \times 280 \times 3,39 \times 10^2} = 170,93 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 0,030 \times 170,93 = 5,12 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 5,12 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2-Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,3)

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

3-Vérification de la flèche :(BAEL 91 modifiées 99 Art B.6.5,2)

On peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec:.

h : hauteur totale (30cm) ;

L : portée entre nus d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b₀ : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{260} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,115 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{14,52}{10 \times 17,08} = 0,0850 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,00484 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III-4) Calcul des planchers :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III-4-1) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520)

La poutrelle est calculée comme une poutre en T donc, il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression.

Cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur b_1 de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

- $b_1 \leq L / 2$ (1)
- $b_1 \leq L_1 / 10$ (2)
- $b_1 \leq 2 / 3 \cdot X$ (3)

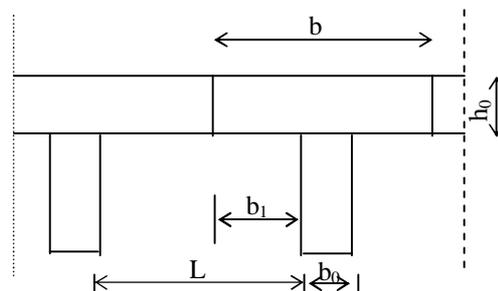


Fig III.4.1 : coupe transversale d'un plancher.

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

L_1 : portée libre de la poutrelle

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche

b_0 : largeur de la nervure

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm)

d : hauteur utile $d = 18$ cm

c : enrobage $C = 2$ cm

Donc :

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq 375 / 10 = 37,5 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 (375/2) = 125 \text{ cm}$$

$$D' \text{ où : } b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

III-4-1-1) Calcul d'armatures :**1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section $A = 0,63 \text{ cm}^2$

Soit : $6\Phi 6 / \text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

Treillis soudé de $20 \times 20 \text{ cm}$

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

On adopte la même section que précédemment : $A_{//} = 0,63$

Soit : $6\Phi 6 / \text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(6 \times 6 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

III-4-2) Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes.

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

a) Chargement :

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre $Q = 0,65 \text{ KN/ml}$

b) Ferrailage à l'ELU :

La combinaison de charge à considérer : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,98 \text{ KN/ml}$

Le moment en travée :

$M_t = q_u \cdot L^2 / 8 = 1,98 (3,75)^2 / 8 = 3,48 \text{ KN/ml}$

L'effort tranchant :

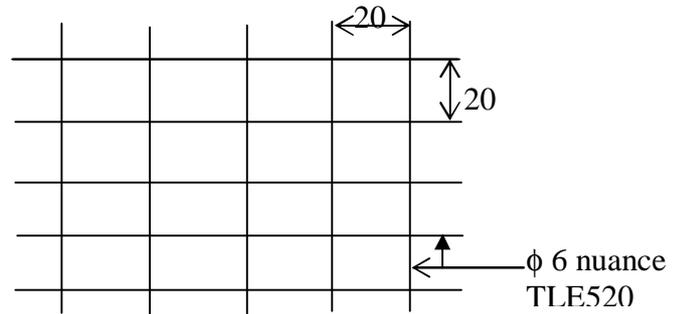


Fig III.4.2 : Disposition du treillis à soudé.

$$T = q_u \cdot L / 2 = 1,98 (3,75) / 2 = 3,71 \text{ KN/ml}$$

▪ **Calcul des armatures :**

$$m_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,48 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,10 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée (SDA)}$$

c) Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

La distance entre fil d'étais est de 125 cm.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,35 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 4,59 \text{ KN/ml}$

III-4-3) Choix de la méthode de calcul :

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 5 KN

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN} \}$$

$$Q = 0,98 \text{ KN} < 2G = 7,228 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- 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

$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 3,10 / 3,75 = 0,82 \\ L_i / L_{i+1} = 3,75 / 3,00 = 1,25 \\ L_i / L_{i+1} = 3,00 / 3,00 = 1,00 \\ L_i / L_{i+1} = 3,00 / 3,00 = 1,00 \\ L_i / L_{i+1} = 3,00 / 3,75 = 0,80 \\ L_i / L_{i+1} = 3,75 / 3,10 = 1,09 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

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

b) Principe de la méthode (BAEL91 modifiée 99 J.P Mouglin art 3III4)

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

c) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $a = \frac{Q}{Q+G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_0 , M_{i+1} , M_i , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1,05 ; (1+ 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire

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

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,6 M_0$ pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois

travées

d) Application de la méthode

Calcul du rapport de charge α

$$a = \frac{0,98}{0,98 + 3,614} = 0,22$$

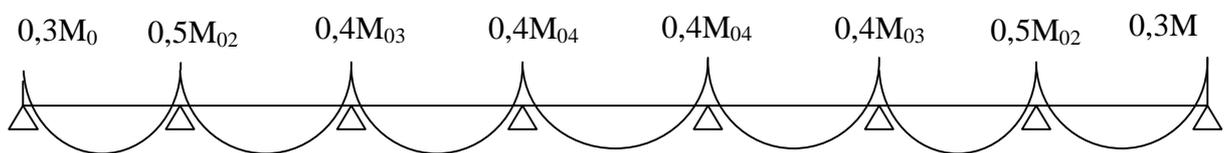


Fig III.4.3 : Valeur des moments corrigés aux appuis.

$$M_{0I} = 6,35 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 7,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0I} = M_{0I} = 7,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 6,35 \times \frac{(3,75)^2}{8} = 11,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 11,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 6,35 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 11,16 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 2,29 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 5,58 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 4,46 \text{ KN.m}$$

Tableau III.4.1 : Rapport de charges

α	$1+0,3a$	$\frac{1,2+0,3a}{2}$	$\frac{1+0,3a}{2}$
0.221	1.066	0.633	0.533

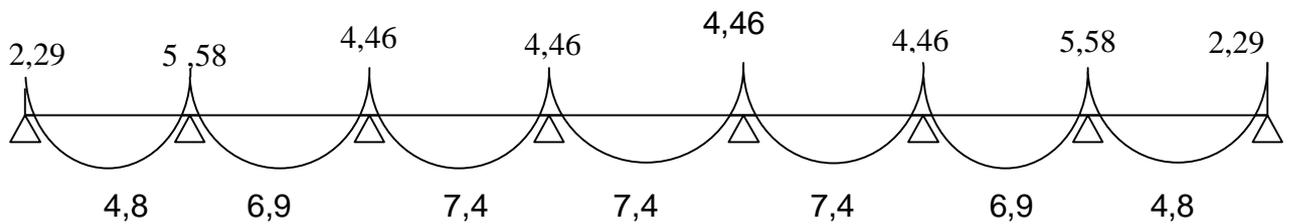


Fig III.4.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

e) Calcul des efforts tranchants

$$T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{q_u L}{2} \quad ; \quad T_i = T_{i+1} + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées .

Tableau III.4.2 : Valeurs des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_i (KN.m)	2,29	5,48	4,46	4,46	4,46	4,46	5,48
M_{i+1} (KN.m)	5,48	4,46	4,46	4,46	4,46	5,48	2,29
T_i (KN)	10,87	11,63	9,52	9,52	9,52	12,18	8,81
T_{i+1} (KN)	-8,81	-12,18	-9,52	-9,52	-9,52	-11,63	-10,87
M_t (KN.m)	4,8	6,9	7,4	7,4	7,4	6,9	4,8

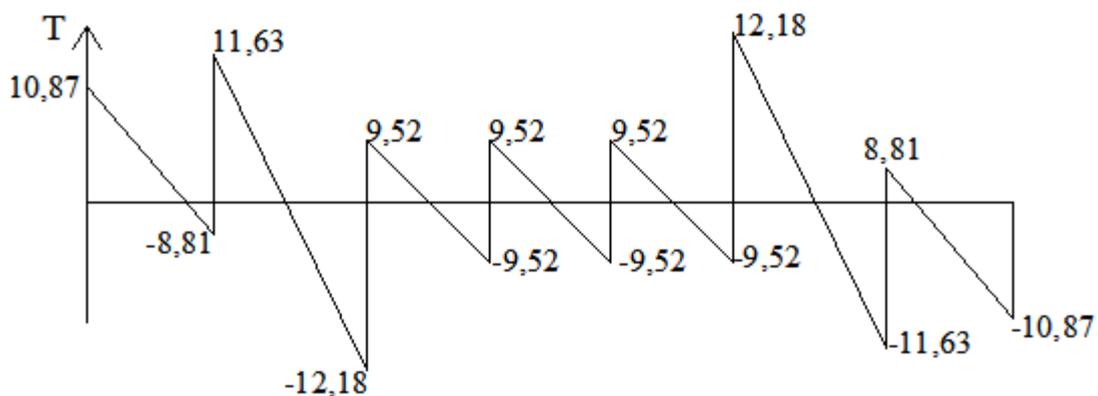


Fig III.4.5 : Diagramme des efforts tranchants

III-4-4) Calcul des armatures :

III-4-4-1) Calcul à ELU

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

a) Armatures longitudinales :

Ø En travées :

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 7,4 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M = bxh_0x\left(d - \frac{h_0}{2}\right)xf_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04/2) \times 14.2 \times 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M = 59,07 \text{ KN.m}$$

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

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$m_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,4 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0247 < 0,392$$

$m_b < m_e$ la section est simplement armée donc $A_s = 0$

$$\mu_b = 0,0247 \Rightarrow b = 0,988$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{donc :}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{bd(f_e / g_s)} = \frac{7,4 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 03 \text{ HA10} = 2,36 \text{ cm}^2$

Ø Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 5,58 \text{ KN.m}$$

$$m_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,58 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow b = 0,991$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{bd(f_e / g_s)} = \frac{5,58 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 01 \text{ HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, f_t^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

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

On choisit un cadre $2\phi 6$ avec $A_t = 2RL6 = 0,57 \text{ cm}^2$

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

L'espacement des cadres est donné par la formule suivante :

$$St \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 18; 40cm) = 16,2cm$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_c}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,57 \times 400}{12 \times 0,4} = 47,5cm$$

Soit un espacement $St = 15 cm$

III-4-5) Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26cm^2$$

En travée :

$$A_t = 2,36cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,13cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification au cisaillement :

$$t_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot xd} = \frac{12,18 \times 10}{18 \times 12} = 0,564MPa$$

Fissuration peu nuisible

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

$$t_u = 0,572MPa < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \quad \text{la Condition est vérifiée}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$t_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,18 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 1 \times p \times 12} = 1,99MPa \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

4) Ancrage des barres :

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

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

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

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

$$l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$$

5) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 10,87 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \implies \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 12,18 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \implies \text{condition vérifiée}$$

6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

Appuis de rive :

$$A = 1,13 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (10,87 - \frac{5,58}{0,9 \times 0,18}) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (10,87 - 34,44)$$

$$A = 1,13 \geq -0,67 \quad \implies \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 2,36 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12,18 - \frac{7,4}{0,9 \times 0,18}\right) = -0,96 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \geq -0,96 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

7) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : $s_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{s}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{s}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$s_{bc}^{\max} = \frac{12,18 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,626 < \bar{s}_{bc} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-4-6) Calcul à L'ELS:**•Le chargement à l'ELS:**

$$q_s = G + Q = (5,56 + 1,5)0,65 = 4,59 \text{ kN / ml}$$

$$M_{0I} = 4,59 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 5,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{0I} = 5,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 4,59 \times \frac{(3,75)^2}{8} = 8,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 8,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 4,59 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 5,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 8,07 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 1,65 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 3,23 \text{ KN.m}$$

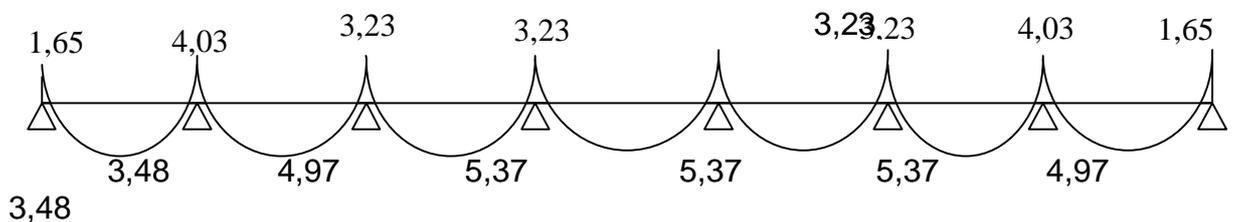


Fig III.4.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

•Les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Tableau III.4.3 : Valeurs des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_i (KN.m)	1,65	4,03	3,23	3,23	3,23	3,23	4,03
M_{i+1} (KN.m)	4,03	3,23	3,23	3,23	3,23	4,03	1,65
T_i (KN)	7,88	8,39	6,88	6,88	6,88	8,82	6,35
T_{i+1} (KN)	-6,35	-8,82	-6,88	-6,88	-6,88	-8,39	-7,88
M_t (KN.m)	3,48	4,97	5,37	5,37	5,37	4,97	3,48

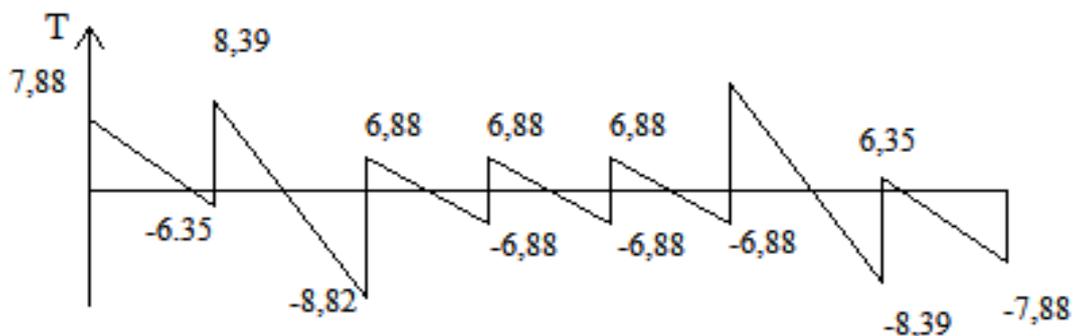


Fig III.24 : Diagramme des efforts tranchants

III-4-7) Vérification des contraintes : à l'ELS

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

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

Ø En travées : $A_t = 2,36 \text{ cm}^2$

$$r = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

$$r = 1,092 \Rightarrow b_1 = 0,856, a_1 = 0,432 \quad \text{et} \quad K = \frac{a_1}{15(1-a_1)}$$

$$a = 0,432 \Rightarrow K = 0,051$$

$$s_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot b \cdot d} = \frac{5,37 \times 10^3}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 147,67 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K s_{st} = 0,051 \times 147,67 = 7,53 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 7,53 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Ø Aux appuis : $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$

$$r = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$r = 0,523 \Rightarrow b_1 = 0,892 \quad a_1 = 0,324 \quad \text{et} \quad K = \frac{a_1}{15(1-a_1)}$$

$$a_1 = 0,324 \Rightarrow K = 0,032$$

$$s_{st} = \frac{M_a}{A_a \cdot b \cdot d} = \frac{4,03 \times 10^3}{0,892 \times 1,13 \times 18} = 222,12 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = K s_{st} = 0,032 \times 222,12 = 7,10 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 7,10 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} \bullet \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \bullet \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \bullet \frac{A}{b_0 \cdot d} &\leq \frac{4,2}{f_c} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{3,75} = 0,053 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3750}{500} = 7,50 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

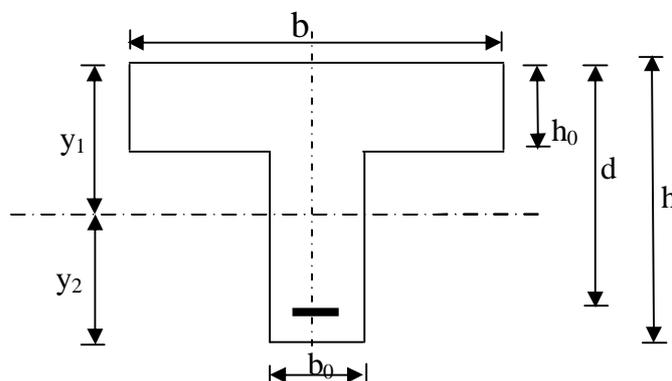


Fig III.4.7 : Dimensions de la section transversal du plancher.

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right) \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{avec : } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 2,227 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 2,227 = 17,773 \text{ cm}$$

On aura $I_0 = 31638,56 \text{ cm}^4$

• Calcul des coefficients :

$$r = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$I_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) r} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0109} = 1,51$$

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot r \cdot S_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,787 ; 0\} = 0,787$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + I_v \cdot m} = \frac{1,1 \times 31638,56}{1 + 1,51 \times 0,787} = 15903,35 \text{ Cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{5,37 \times 10^6 \times 3750^2}{10 \times 10818,87 \times 15903,35 \times 10^4} = 4,39 < \bar{f} = 7,80 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

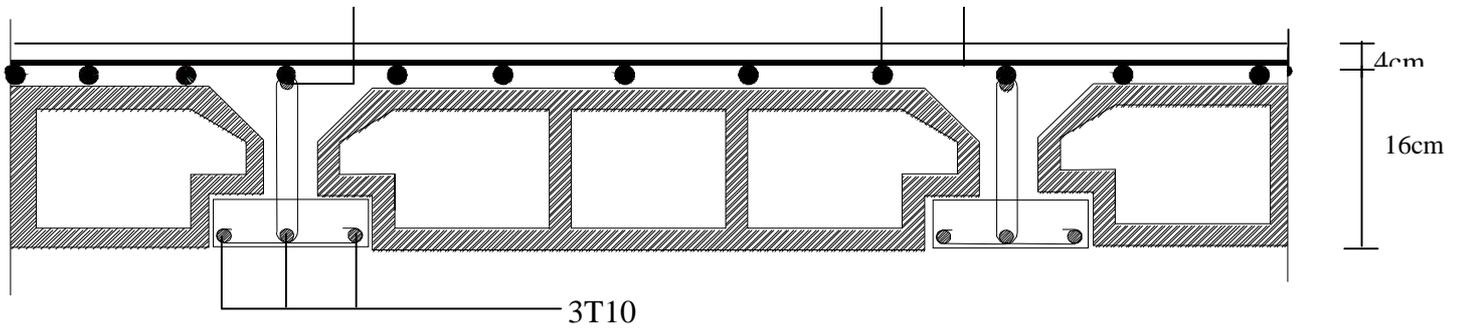


Fig III.4.8 : Plan de ferrailage du plancher

III-5) Calcul de la salle machine :**Introduction :**

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur de caractéristique identique, de surface $(1.70 \times 2.60) \text{ m}^2$, de vitesse d'entraînement $V = (1 \text{ m/s})$, pouvant charger 8 personnes de 6.3 KN , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

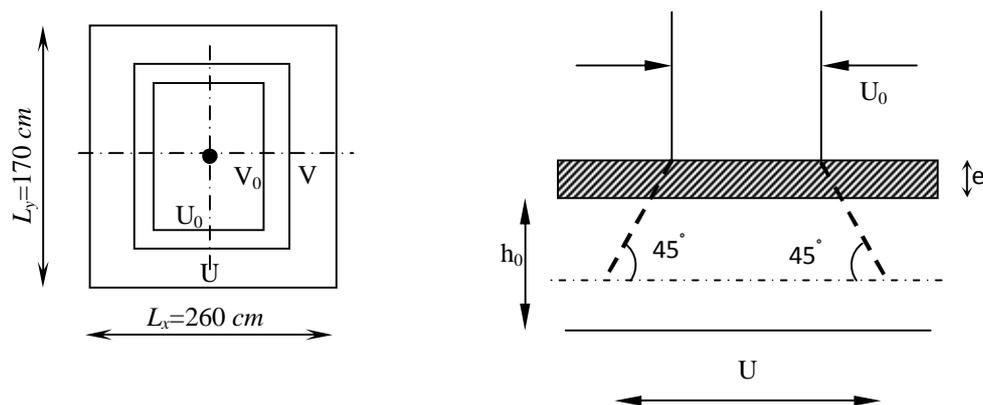


Fig III.5.1 : Diffusion de la charge dans le feuillet

III-5-1) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{260}{30} = 8.67 \text{ cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12cm, on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$.

La dalle repose sur quatre 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.

On a: $\mathbf{U} = u_0 + k \cdot e + h_0$

$$\mathbf{V} = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

e : Epaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

$u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$ (Coté du rectangle dans lequel q est concentrée)

$$u = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

III-5-2) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q \cdot (M_1 + u \cdot M_2)$$

$$M_y = q \cdot (M_2 + u \cdot M_1)$$

Avec : u : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{2.60} = 0.654 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.70} = 0.62 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{2.60} = 0.40$$

Après interpolation : $M_1 = 0.110$ et $M_2 = 0.053$

- **Combinaison de charges :**

A L'ELU : $v = 0$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 100 + 1,5 \times 0 = 135 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 135 \times 0,110 = 14,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 135 \times 0,053 = 7,15 \text{ KN.m}$$

III-5-3) Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle pleine :

$$r = 0,654 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0,0812 \\ m_y = 0,305 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = m_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = m_y \times M_{x2} \end{cases}$$

-Poids de la dalle : $G = (25 \times 0,15) \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = 6,56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = m_x \times q \times L_x^2 = 0,0812 \times 6,56 \times (1,7)^2 = 1,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = m_y \times M_{x2} = 0,305 \times 1,54 = 0,47 \text{ KN.m}$$

III-5-4) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,85 + 1,54 = 16,39 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,15 + 0,47 = 7,62 \text{ KN.m}$$

III-5-5) Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m.

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

On a :

$$M_a = 0.3M_x; \quad M_t = 0.85M_x$$

$$m_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}; \quad A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau III.5.1 : Calcul du ferrailage de la salle machine

Zone	Sens	M_u (KN. m)	m_b	b	A_s (cm ²)	A adoptée (cm ²)		S_t (cm)
Sur appuis	X-X	4.92	0.02	0.990	1.09	2.01	4HA8	25
	Y-Y	2.28	0.01	0.995	0.50	2.01	4HA8	25
En travée	X-X	13.93	0.058	0.970	3.17	3.51	7HA10	14
	Y-Y	6.47	0.027	0.986	1.47	3.51	7HA10	14

III-5-6) Vérifications :

1) vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art B.7, 4 / BAEL91 modifié en 99) :

$$A_x \geq \frac{r_0}{2} \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \times b \times h$$

$$A_y \geq r_0 \times b \times h$$

A_x, A_y : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y »

r_0 : Taux d'armatures (acier HA FeE400 : $r_0 = 0.0008$)

l_x, l_y : Dimension de la dalle avec $l_x \leq l_y$

- **Aux appuis :**

$$A_x \geq \frac{r_0}{2} \left[3 - \frac{l_y}{l_x} \right] \times b \times h = \frac{0.0008}{2} \left[3 - \frac{1.7}{2.6} \right] \times 100 \times 15 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq \frac{r_0}{2} \left[3 - \frac{l_y}{l_x} \right] \times b \times h \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$r_0 \times h \times b = 0.008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq r_0 \times h \times b \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < \phi = 15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Ecartement des barres : (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Armatures A_x parallèles à l_x :**

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

$$\min (3 h; 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 14 \text{ cm en travée.}$$

$$S_t < \min (3 h ; 33 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures A_y parallèles à l_y :**

$$\min (4 h ; 45 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 14 \text{ cm en travée}$$

$$S_t < \min (4 h ; 45 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99)

$$p_u \leq \frac{0,045.U_c.h.f_{c28}}{g_b}$$

Avec:

$$U_c = 2.(u + v) = 2(105 + 105) = 420\text{cm} = 4,20\text{m} ; \text{ et}$$

$$p_u = 100 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

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

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{100}{(2 \times 1,05) + 105} = 31,75 \text{ KN}$$

Au milieu de v , on a :

$$V_v = \frac{P}{3U} = \frac{100}{3 \times 1,05} = 31,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31,75 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{t}_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) vérification à l'ELS :**a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + n M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + n M_1)$$

•À l'ELS :

$$q_s = P = 100 \text{ KN} \quad ; \quad n = 0,2$$

$$M_{x1} = 100 (0,110 + 0,2 \times 0,053) \quad \Rightarrow \quad M_{x1} = 12,06 \text{ KN. M}$$

$$M_{y1} = 100 (0.053 + 0.2 \times 0.110) \quad \rightleftarrows \quad M_{y1} = 7.50 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3.75 + 0 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$r = 0.654 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0.0812 \\ m_y = 0.305 \end{cases}$$

$$M_{x2} = m_x \times q_s \times l^2 = 0.0812 \times 3.75 \times (1.5)^2 = 0.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = m_y \times M_{x2} = 0.305 \times 0.46 = 0.21 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.85 + 0.68 = 15.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.15 + 0.21 = 7.36 \text{ KN.m}$$

Remarque:

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.

✓ Aux appuis :

$$M_x = 0.3 M_x = 4.659 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.3 M_y = 2.208 \text{ KN.m}$$

✓ En travée:

$$M_x = 0.85 M_x = 13.200 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_y = 6.256 \text{ KN.m}$$

d) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc pas de vérification à faire.

e) État limite de compression du béton :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, aucune vérification n'est nécessaire.

- La section est rectangulaire soumise à la flexion simple.
- La nuance des aciers est Fe E400.

$$a < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } g = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\text{Et } m_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Tableau III. 5.2 : Conditions de vérification pour le calcul de la flèche

zone	Sens	γ	m_b	α	$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	vérifications
Sur appuis	X-X	1.05	0.004	0.005	0.275	OK
	Y-Y	1.03	0.004	0.005	0.265	OK
En travée	X-X	1.05	0.004	0.005	0.275	OK
	Y-Y	1.03	0.004	0.005	0.265	OK

III-6) Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

1) Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **La hauteur h_t :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec : L : portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La largeur b :** $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

$$L = 395 - 25 = 370 \text{ cm}$$

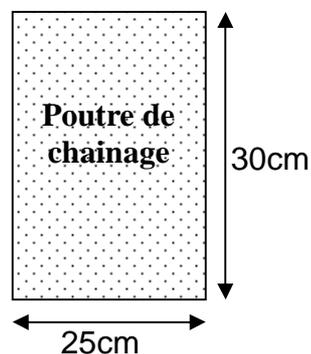
$$\frac{L}{15} = \frac{370}{15} = 24,66 \text{ cm et } \frac{L}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$$

On adoptera une hauteur $h_t = 30 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} 0,4h_t = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm} \\ 0,7h_t = 0,7 \times 30 = 21 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ on adoptera une largeur } b = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1).**

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 30/25 = 1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ conditions verifiées.}$$



2) Evaluation des charges et surcharges :**✓ Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,3) \times 2,36 = 6,51 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher : $5,28 \times (0,65/2) = 1,716 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 10,10 \text{ KN/ml.}$$

✓ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,4875 \text{ KN/ml.}$$

3) Combinaisons des charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5q = 1,35 \times 10,10 + 1,5 \times 1,716 = 16,21 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 10,10 + 1,716 = 11,81 \text{ KN/ml.}$$

4) Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

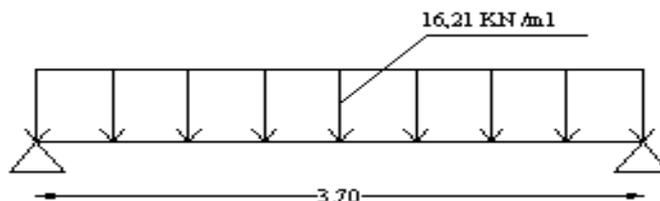


Fig III.6.1 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

✚ Calcul des efforts :**-Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 16,21 \times (3,7^2/8) = 23,57 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = 0,30 \times 16,21 \times (3,7^2/8) = 8,32 \text{ KN.m}$$

-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A=R_B=\frac{q_u L}{2}=\frac{16,21 \times 3,70}{2}=30 \text{ kn}$$

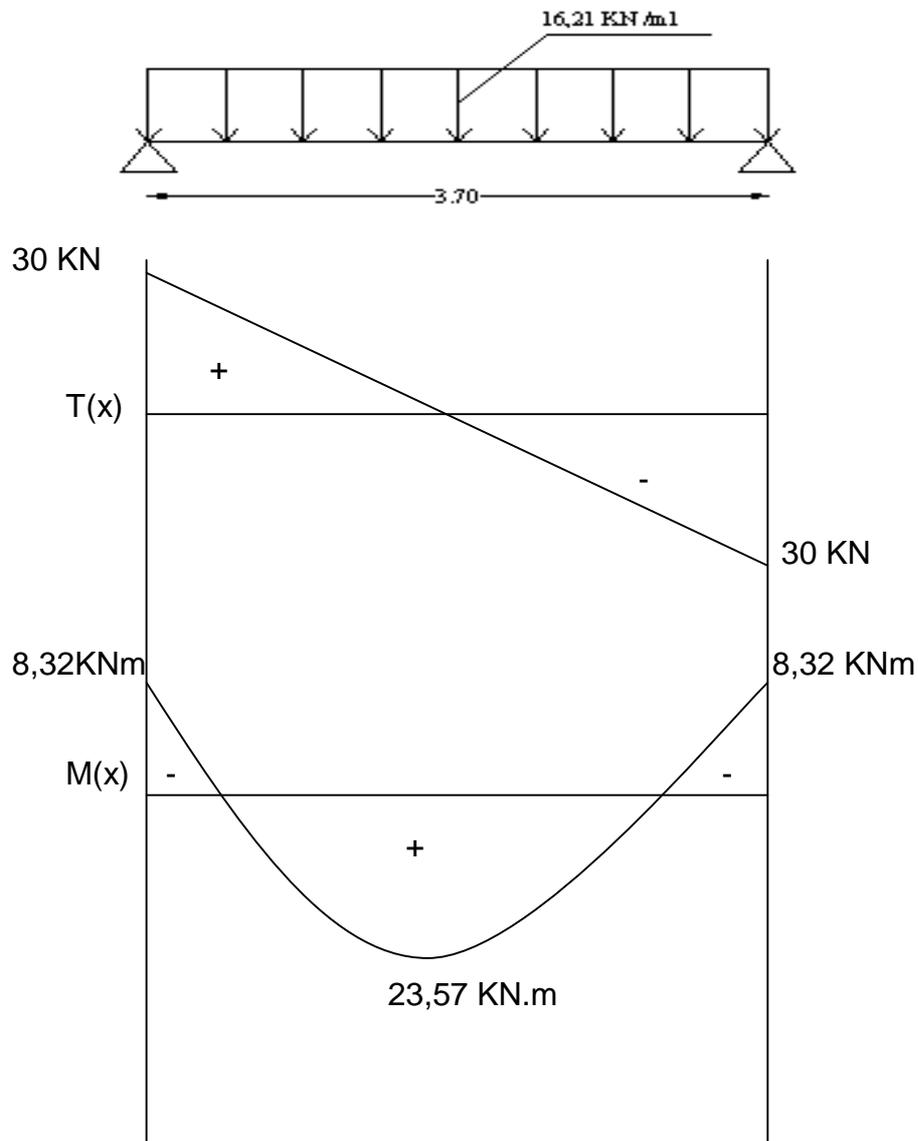


Fig III.6.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

✚ Calcul des armatures longitudinales :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23,57}{0,25 \times 0,27^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,091$$

$$\mu = 0,091 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0,096 \rightarrow \beta = 0,9525$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23,57}{0,9525 \times 27 \times 348 \times 10^{-3}} = 2,63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,32}{0,25 \times 0,27^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,032$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,32}{0,984 \times 27 \times 348 \times 10^{-3}} = 0,90 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,36 cm²**

5) Vérification à l'ELU : (BAEL 91 modifiées 99)

✓ Condition de non fragilité :(Art A.4.2,1)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 2,36 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 3,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

✓ **Vérification au cisaillement (Art A.5.1,1)**

$$t_U = \frac{T_U}{b.d} \quad \text{Avec : } T_U = 30 \text{ kn .}$$

$$t_U = \frac{30}{0,25 \cdot 0,27} = 444,44 \text{ Kn / m}^2 = 444,44 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{t}_U = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{g_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa (pour la fissuration préjudiciable).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{t}_U = 2,5 \text{ MPa .} \\ t_U = 0,44444 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow t_u < \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313) :**

1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 313)

$$V_u \leq \frac{0,4 f_{c28} \times 0,9 d b}{g_b} = \frac{0,4 \times 2500 \times 0,9 \times 27 \times 25}{1,5} = 405 \text{ KN}$$

$$V_u = 30 \text{ KN} < 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99 Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(30 + \frac{-8,32}{0,9 \times 0,27} \right) \leq 0.$$

⇒ .condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

✓ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 3)**

$$\bar{t}_{se} = y_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } y_s = 1,5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{t}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$t_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times (3,14) \times 10 = 94,20 \text{ mm}$$

$$t_{se} = \frac{30 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 94,20} = 1,31 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t_e = 1,31 \text{ MPa} \\ \bar{t}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow t_{se} < \bar{t}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)**

$$\overline{t}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_c = 15 \text{ cm}$$

✚ **Calcul des armatures transversales : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.7.2,2)**

$$\text{Diamètre : } f_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; f_l \right\} \Leftrightarrow f_t \leq \min \left(\frac{30}{35} = 0,857; \frac{25}{10} = 2,5; 1,2 \right)$$

$$\text{Soit : } f_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8. $A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

Selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.5.1,2l l'espacement des cours successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 27 ; 40 \text{ cm}) = \min(24,3; 40) = 24,3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 25} = 1,61 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Exigence du R.P.A99 version 2003 Art .7.5.2.2 :**

▪ **L'espacement :**

Zone nodale : $e \leq \min\{ h/4 ; 12f \} = \min\{ 30/4; 12 \times 1 \} = 7,5 \text{ cm}$. Soit $e = 7 \text{ cm}$

Zone courante : $e \leq h/2 = 15 \text{ cm}$. Soit $e = 15 \text{ cm}$.

- Quantité d'armatures transversales minimales : $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,003 \times e \times b = 1,125 \text{ cm}^2.$$

$$2,01 \geq 1,125 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

6) Vérification à l'ELS

• calcul à l'ELS :

$$q_s = 11,81 \text{ kn/ml}$$

 Calcul des efforts:

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 11,81 \times \frac{3,70}{2} = 21,84 \text{ KN}$$

b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 11,81 \times \frac{3,70^2}{8} = 20,20 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

-Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 20,20 = -6,06 \text{ KN.m}$$

-En travée:

$$M_t = 0,85 \times 20,20 = 17,17 \text{ KN.m}$$

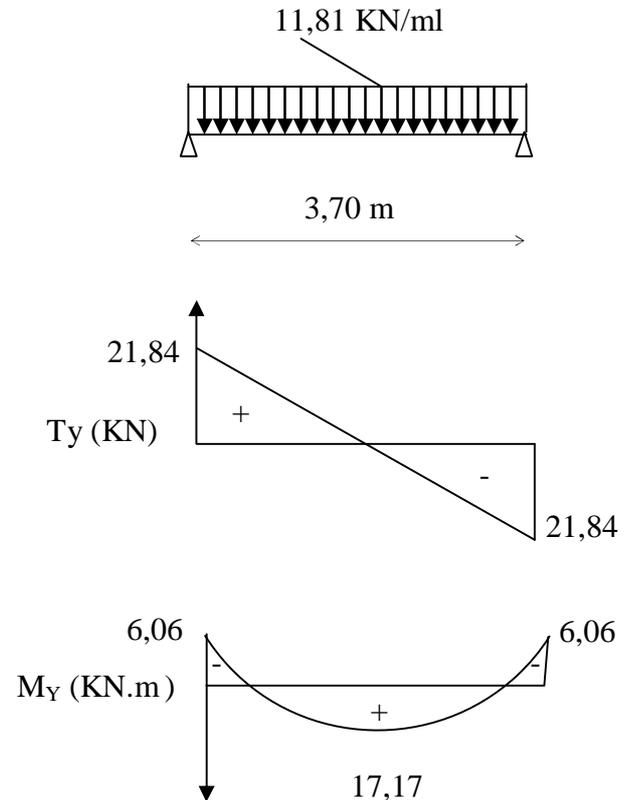


Fig III.6.3: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

1) Vérification de la résistance du béton à la compression

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,2)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $s_{bc} = K \times s_s$; $\bar{s}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

-Aux appuis : $M_a = -6,06 \text{ KN.m}$ et $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 27} = 0,351$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

Avec : $\alpha_1 = 0,276$

$$r_1 = 0,351 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,908 \\ K = 0,025 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } s_s = \frac{M_{sa}}{b_1 \times A_a \times d} = \frac{6,06 \times 10^6}{0,908 \times 270 \times 2,36 \times 10^2} = 104,74 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 0,025 \times 104,74 = 2,62 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 2,62 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-En travée : $M_s = 17,17 \text{ KN.m}$ et $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,506$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\text{Avec : } \alpha_1 = 0,321$$

$$r_1 = 0,506 \Rightarrow \begin{cases} b_1 = 0,893 \\ K = 0,031 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } s_s = \frac{M_{st}}{b_1 \times A_a \times d} = \frac{17,17 \times 10^6}{0,893 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 200,56 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 0,031 \times 200,56 = 6,21 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 6,21 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2-Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,3)

La fissuration est préjudiciable

$$s_{st} \leq \bar{s}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{h f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec : η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\text{On a } \sigma_{st} = 200,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

3) vérification de la flèche :(BAEL 91 modifiées 99 Art B.6.5,2)

On peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{tr}^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{370} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,08 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{17,17}{10 \times 20,20} = 0,085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,0050 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Une de ces conditions n'est vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire .

•Calcul de la flèche :

$$F_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4mm$$

Avec : \bar{F} : la flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

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

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de langue durée :

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + I_v m}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène

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

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{S_{/x'x}}{B_0} \rightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{/x'x}$: moment statique par rapport à l'axe xx'

$$S_{/x'x} = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{25 \times (30)^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 27 = 12622,95cm^3$$

$$S_{/x'x} = 12622,95cm^3$$

B_0 : la section homogène

$$B_0 = bh + nA$$

$$B_0 = 225 \times 30 + 15 \times 3,39 = 800,85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12622,95}{800,85} = 15,76 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 30 - 15,76 = 14,24 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{25}{3} \left[(15,76)^3 + (14,24)^3 \right] + 15(14,24 - 3)^2 \times 3,39 = 63107,46 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 63107,46 \text{ cm}^4$$

I_v : Coefficient de déformation.

m : Coefficient de frottement.

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

$$\text{Avec : } r = \frac{A_t}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005$$

$$r = 0,005 \Leftrightarrow b_1 = 0,985$$

$$s_s = \frac{M_{ser}}{b_1 d A_t} = \frac{17,17 \times 10^3}{0,985 \times 27 \times 3,39} = 190,44 \text{ MPa}$$

$$I_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 25}{25} \right) \times 0,005} = 1,68$$

$$m = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 r s_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$m = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 194,44 + 2,1} = 0,61$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + I_v m} = \frac{1,1 \times 63107,47}{1 + 1,68 \times 0,61} = 34283,98 \text{ cm}^4$$

Ce qui donne :

$$F = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{17,17 \times 10^6 \times 3700^2}{10 \times 10818,86 \times 34283,98 \times 10^4} = 6,33 \text{ mm}$$

$$F_v = 0,633 \text{ cm} \leq \bar{F} = 0,740 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Chapitre IV

Présentation du logiciel

ETABS

IV-1) Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

IV-2) Concept de base de la MEF :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

IV-3) Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille.

Joints : nœuds.

Frame : portique (cadre).

Shell : voile.

Element : élément.

Restraints : degrés de liberté (DDL).

Loads : charge.

Uniformed loads : point d'application de la charge.

Define : définir.

Material : matériaux.

Concrete : béton.

Steel : acier.

Frame section : coffrage.

Column : poteau.

Beam : poutre.

IV-4) Manuel d'utilisation du l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0. Pour choisir l'application



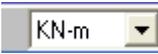
ETABS on clique sur l'icône de l' ETABS

Etapas de modélisation :**▼ Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

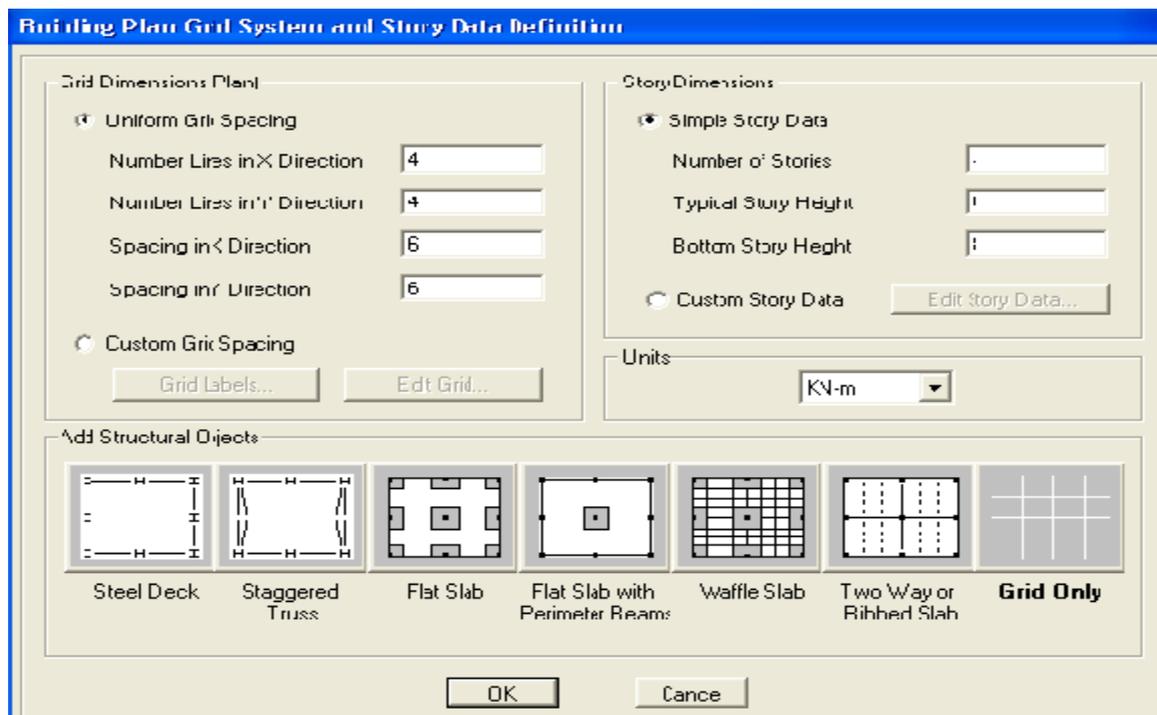
a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les

déplacements. 

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

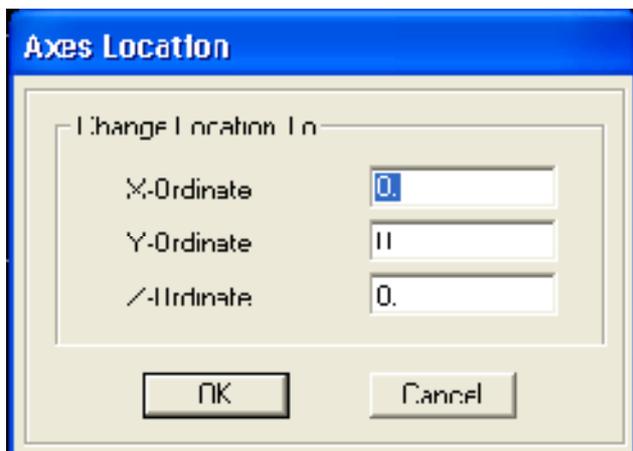


Pour une construction en Auto-Table .on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Langueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Langueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- la hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

c)Modification de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et en le met au centre de la structure et ce à partir de menu (**View-change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière en peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue-on coche la case spacing, et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions, enfin on valide avec OK.

✓Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

a)Choix des sections :

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible par exemple, de choisir parmi une longue liste de profils en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas "standard", Il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.

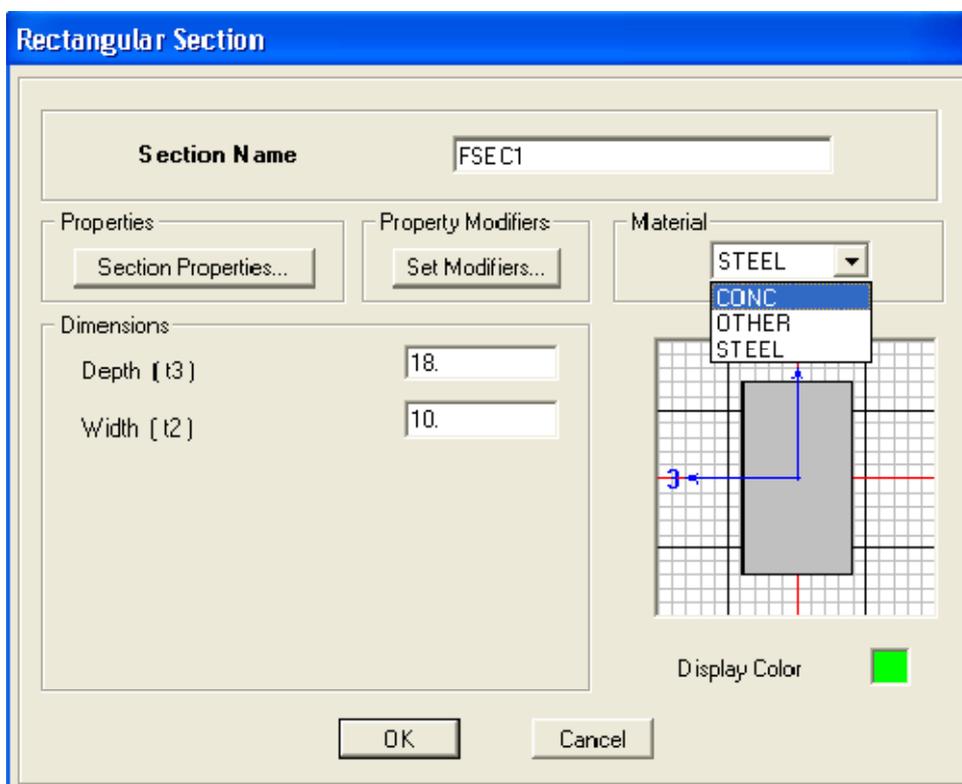


b- Définition des sections

Dans le menu déroulant choisir : **Define** puis **Frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Add rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte).

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- Nom de la section **Section Name**
- choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur : **Depth**
- Largeur : **width**



Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.

c) Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

-Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**

-On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste on choisit **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature. On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

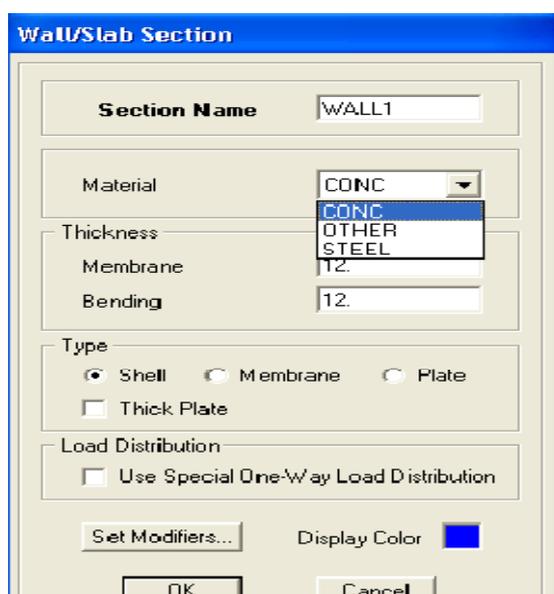
- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clic suffira pour le tracer).

-Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches  qui se trouvent dans la barre d'outils.

d) Définition des voiles:

Define –Wall/slab/deck section. Cliquez sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.



-Pour rajouter des voiles :

-cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit .

-Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

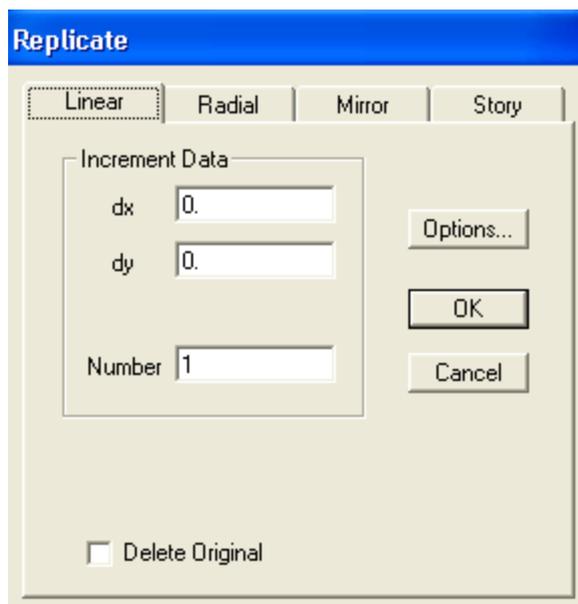
Remarque :

Quand la structure n'est régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de décrochement il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les modifications nécessaire ensuite le copier pour cela ETABS nous offre des outils de travail très performants tel que : linear,radial, mirror et story, copier...

Après sélection : **Edit-Replicate (Ctrl+R)**. Comme indiqué sur la figure suivante, dans le cas ou on veut faire des copies linéaires, on a qu'à introduire les distances entre les éléments sélectionnés et ceux à créer (dx,dy, number) et le nombre de copies à faire ,pour une structure à14 niveaux :

-Après avoir créer et modifier le premier niveau, on sélectionne tout **Edit-Replicate (Ctrl+R)**

-Pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour **Number OK**

**√Troisième étape :**

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc..) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (restraints)

-Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

-On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur .

-cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

-ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de liberté à un nœud quelconque

- pour les autres nœuds :

Translation dans le sens de X (libérer translation 1).

Translation dans le sens de Y (libérer translation 2).

Rotation autour de Z (libérer rotation about 3).

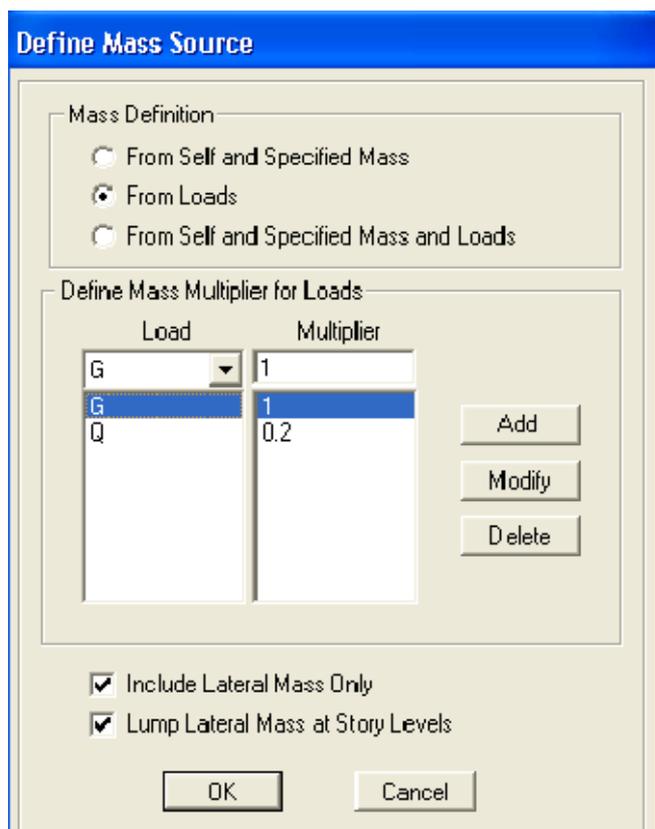
Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation 3 rotation about 1 et rotation about 2).

b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par **define** puis **masse source** une fenêtre sera apparaître

- on donne la valeur 1 pour la charge permanente.



Remarque :

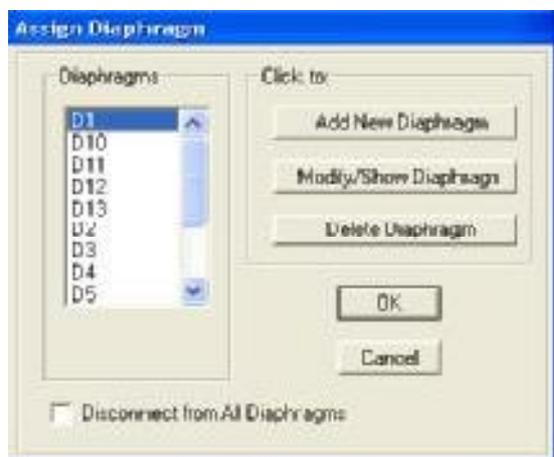
Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitations comme des charges réparties en cochant la case **from load**

d) diaphragmes (constraints) :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

- sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. dans le menu déroulant : **Assign/pointnt – rigide diaphragm**

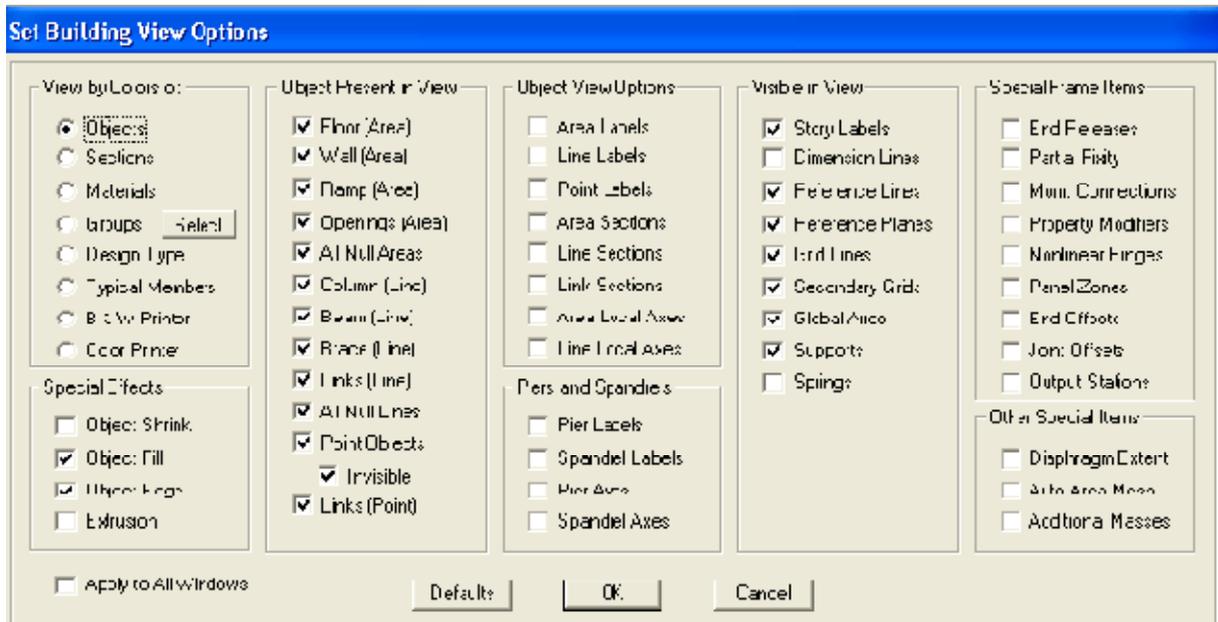
- on choisit **Add diaphragm** →



- on va appeler cette **D1** : ETAGE 1.

- on refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres plancher.

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds d'éléments. etc) alors sélectionné la fenêtre 3D du modèle puis cliqué sur l'icône **Set elements** .



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- nom des poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)
- restraints : d d 1
- contraintes : diaphragme...etc.
- Masses
- Axes locaux
- Section des éléments
- Hide pour faire cacher l'élément
- ...etc.

▼ Quatrième étape

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

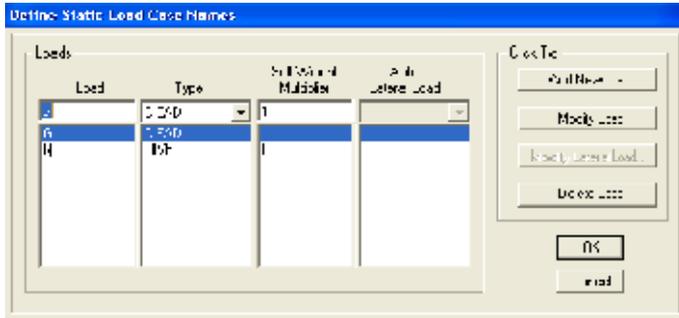
A) charge statique :

A-1) définition des charges statiques :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load cases**

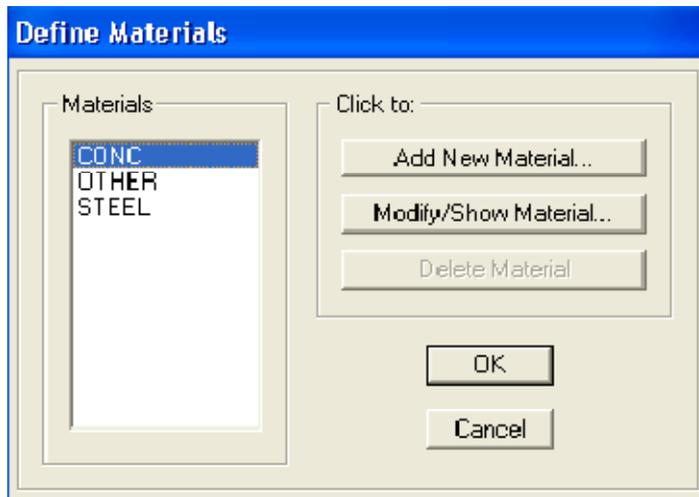
- pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add new Load**.

- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK**.

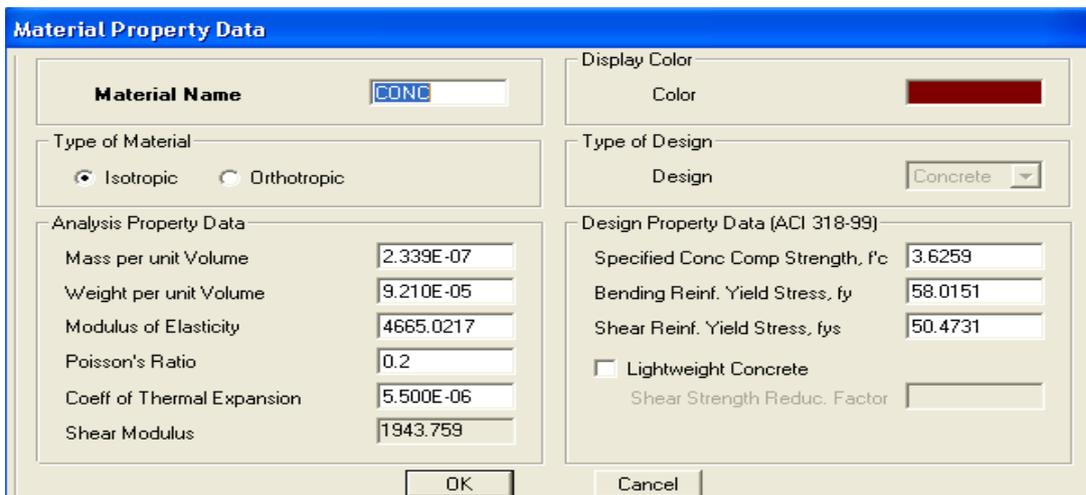


Define – Materials

- pour l'ajout d'un nouveau matériau : cliquer sur **Add new material** →



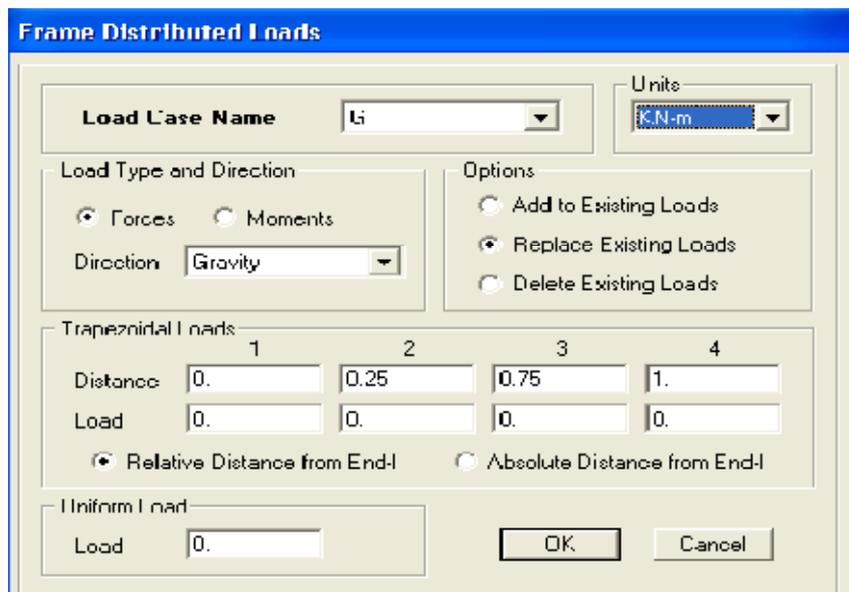
pour modifier les caractéristiques du béton :
Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ ShowMaterial**.



A-2) chargement :

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît. On aura à spécifier :

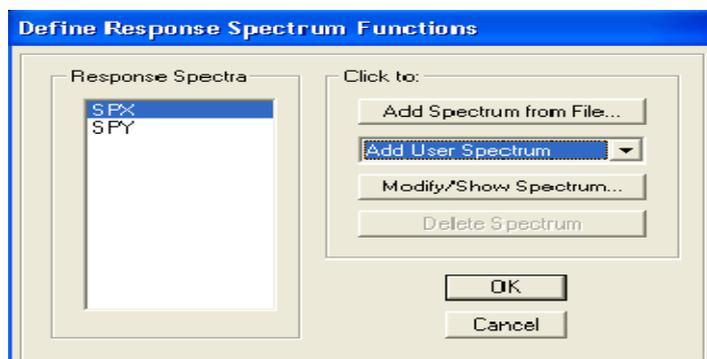
- Le nom de la charge
- son type (force ou moment)
- sa direction
- La valeur et le point d'application, enfin on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).



Pour charger un voile on clique sur 

B) charge sismique :**B-1) Spectre de réponse :**

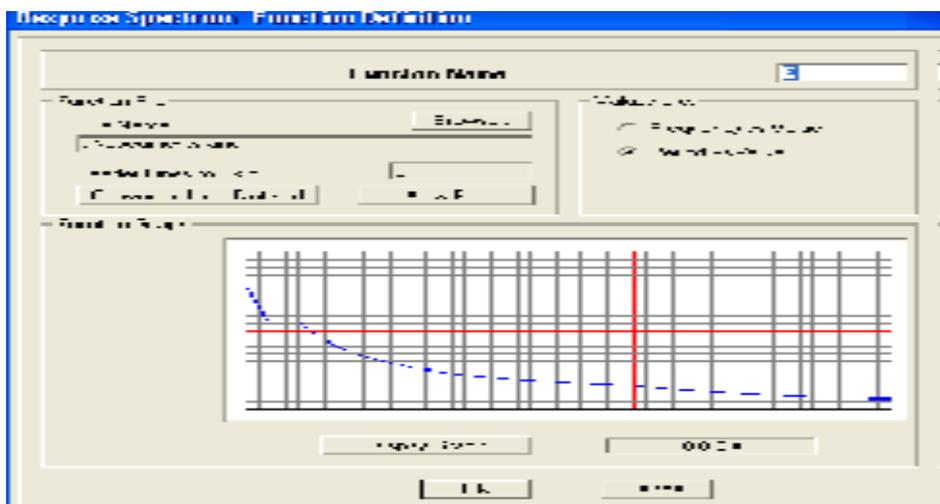
Define → **Réponse spectrum function** → on clique sur **Add spectrum from file** puis on introduit le nom de la fonction →



Remarque :

On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte c'est-à-dire avec une extension .txt :

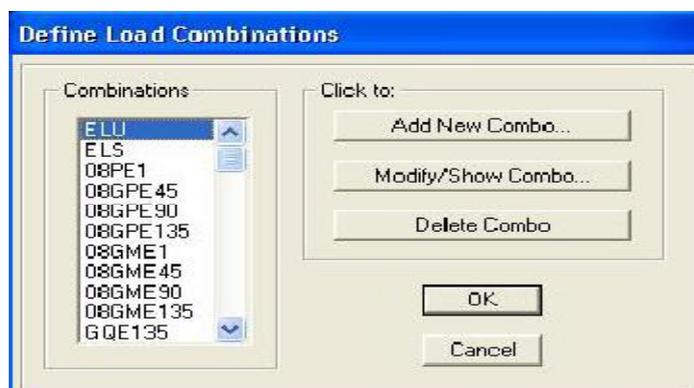
- Cliquer sur **Add spectrum from file**
- Cliquer sur **browns** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'on a préparé bien avant avec les programmes appropriés comme celui conçu par le CGS, donnant le spectre de réponse du RPA99 , ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes). Cocher **period and values** puis sur **OK**.



ETABS a des spectres de réponse prédéfinis qui sont ceux caractérisant le sol américain (UBC94S1, UBC94S2, UBC94S3, UNIT)

vcinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges
Define → Load combination



Puis on clique sur **Add new Combo** →



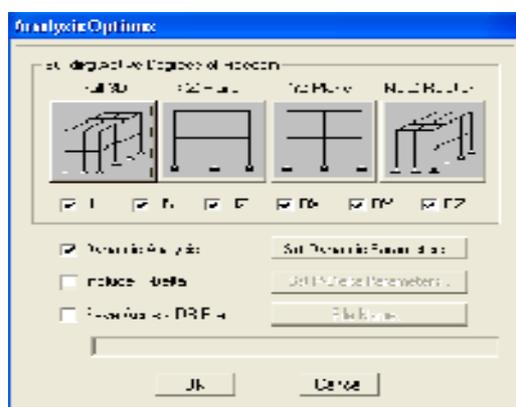
Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire : Le nom de la combinaison et les charges avec leur coefficients par exemple l'**ULU (1.35G + 1.5Q)**.

- choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add.
- choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add
- Valider avec **OK** et on revient à la fenêtre de **Define** → **Load combination**.
- Pour définir le coefficient d'une autre combinaison on refait le même travail.
- Pour modifier le coefficient d'une charge on clique sur **modify**.
- Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et cliquer sur **Modify**.

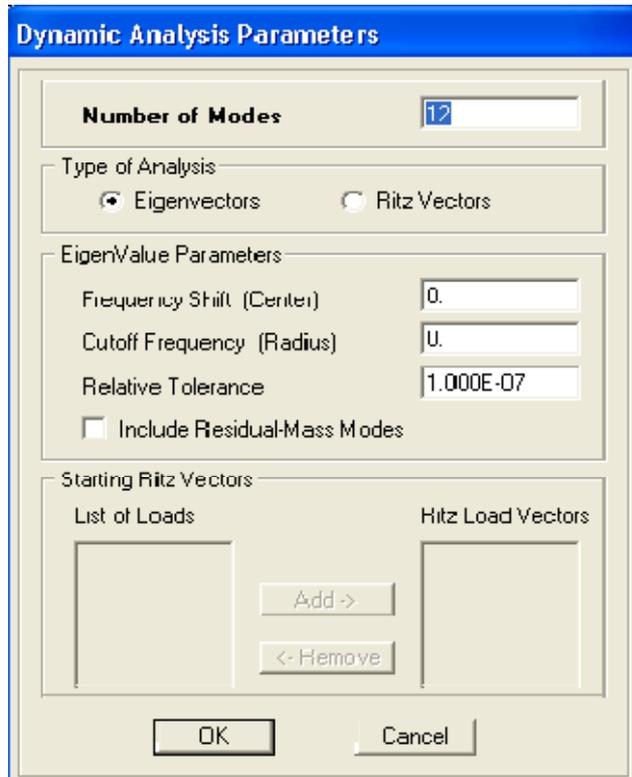
vsixième étape :

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyze → **Set analysis Options**



Cocher **Dynamie Analysis** et cliquer sur **Set Dynamie parameters** →



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

Exécution :

Analyze→**Run** (F5), ou cliquer sur  L'ETABS va demander un nom pour le Fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être bien avant avec :

File→ **Save as**.

• Septième étape

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

a) Résultat sur fichier :

S'il n'y a pas eu d'erreur lors de l'exécution du problème les résultats choisis avec **Set Options** dans le menu **analyze** se retrouvent dans un fichier **.Out**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que **Win Word**, **Word pad** ou le **bloc not** de Windows ; pour le faire :

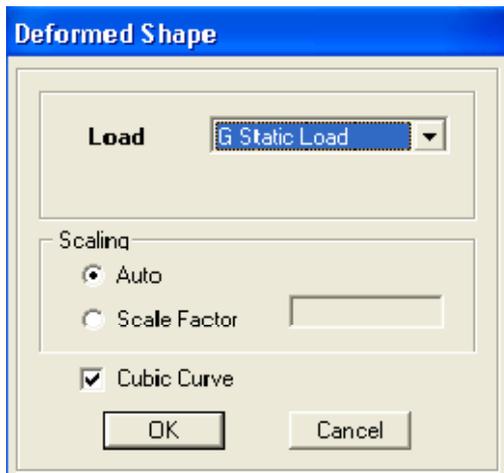
- fermer l'ETABS sans arrêter l'analyse.
- chercher le fichier **.Out** avec la recherche de Windows.

b) visualisation des résultats a l'écran :

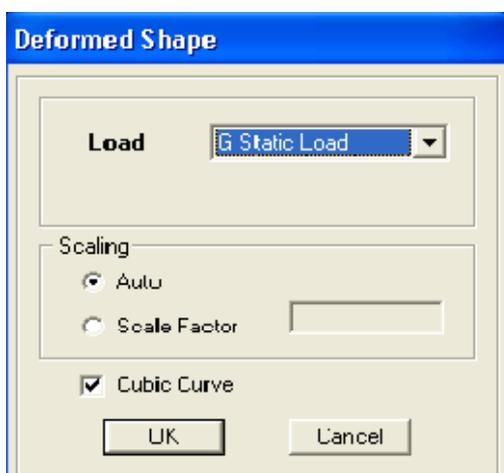
L'interface graphique de l'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

Déplacements :

Avec le menu Display il est possible de choisir **Show Deformed shape** Pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed** conduit a la fenêtre suivante :



Il faut spécifier le cas de chargement, **G** Dans cet exemple. L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS on choisit un (**Auto**) L'option **Cubic Curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentation de la flexion dans les membrures. Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start animation**  au bas de l'écran. («et» c'est pour aller d'un mode a un autre) .De plus ;il est même Possible de crée un fichier vidéo **avi** de l'animation avec menu **View** et **Creat Open View** on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print Graphics**.



Réactions :

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram-Support/Spring reaction**. On aura la boîte de dialogue suivante :

- sélectionner le cas de chargement
- Cocher **Reactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.

**Les efforts internes :**

Le menu Display permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram/ support/spring reaction**, et on aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement.
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux(DEN).
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET).
- L'option **Shear 3-3** permet d'afficher les efforts tranchants hors plan.
- L'option **Moment 3-3** permet d'afficher le diagramme des moments fléchissant (DMF).
- L'option **Torsion et Moment 2-2** permet d'afficher les moments autour d'axes.
- L'option **Seal factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.
- Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **Fill Diagram** et on coche **Show Values on Diagram**.



Remarque :

2-2, 3-3 et 1-1 sont les axes locaux des sections. Ils sont comme indiqués sur la figure suivante avec 1-1 sortant :

1-1 est sortant (z dans les notations habituelles)

2-2 (y dans les notations habituelles)

3-3 (x dans les notations habituelles)

- Tous les graphes peuvent être imprimés : **Fill-print Graphics** (c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus) .

- Lorsque l'analyse est effectuée. ETABS « verrouille » le modèle .ainsi. pendant toute l'étape de visualisation des résultats. Il est impossible de modifier (géométrie. Connectivité, matériaux, appuis, charges, etc.). L'icône de verrouillage dans la barre d'outils en haut de l'écran, est enfoncé :  pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur l'icône de verrouillage alors elle viendras comme suit 

- Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions.

- Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **EDB** Américains.

- On peut même ferrailer avec ETABS, mais suivant les règlements Anglais, Australiens ou l'UEROCOD et non pas suivant le BAEL.

Chapitre V

Vérifications RPA

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V-1) Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V-2) Méthode statique équivalente :**V-2-1) Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V-2-2) Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65m \text{ en zones I, II}_a, \text{ II}_b.$$

$$H \leq 30m \text{ en zone III.}$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en **a**).

V-3) Méthode dynamique modale spectrale :**V-3-1) Principe de la méthode dynamique modale :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V-3-2) Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V-4) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

V-5) Vérification des conditions de la MSE :**a) Condition sur la hauteur :**

- Tizi-ouzou , zone IIa
 - $28,14m < 65m$
- } \Rightarrow . Condition vérifiée

b) Régularité en plan :**- Forme du bâtiment :**

La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie ainsi que la distribution des masses et des rigidités par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L}{l} = \frac{25,50}{18,05} = 1.41 \leq 4$$

- **Les excentricités** : il faut que :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x \leq 15 \% L_x \\ e_y \leq 15 \% L_y \end{array} \right.$$

Tableau V.1 : Résultats des vérifications.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	15%LX	15%ly	vérification
STORY1	11,35	8,403	11,35	7,97	0	1,071	3,83	2,7	C.Vérifiée
STORY2	11,35	8,779	11,35	7,406	0	1,49	3,83	2,7	C.Vérifiée
STORY3	11,35	8,779	11,35	7,131	0	1,775	3,83	2,7	C.Vérifiée
STORY4	11,35	8,779	11,35	7,03	0	1,902	3,83	2,7	C.Vérifiée
STORY5	11,35	8,793	11,35	7,007	0	1,956	3,83	2,7	C.Vérifiée
STORY6	11,35	8,808	11,35	7,014	0	1,967	3,83	2,7	C.Vérifiée
STORY7	11,35	8,808	11,35	7,039	0	1,939	3,83	2,7	C.Vérifiée
STORY8	11,35	8,808	11,35	7,066	0	1,906	3,83	2,7	C.Vérifiée
STORY9	11,35	8,808	11,35	7,087	0	1,879	3,83	2,7	C.Vérifiée
STORY10	11,35	8,903	11,35	7,099	0	1,954	3,83	2,7	C.Vérifiée

-Décrochements du bâtiment :

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

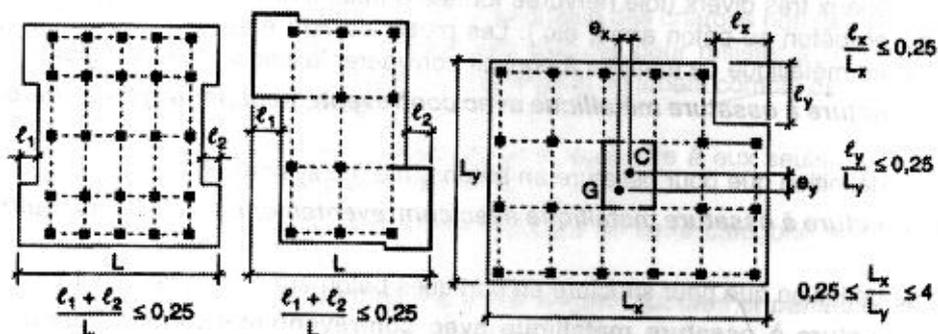


Fig V.1 : Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

Dans notre cas :

- **Suivant le sens (x-x) :**

$$l_1 + l_2 = 1,2 + 1,2 = 2,4 \text{ m.}$$

$$0,25 L_x = 0,25 \times 25,50 = 6,375 \text{ m.}$$

$$l_1 + l_2 < 0,25 L_x \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant le sens (y-y) :

$$l_1 + l_2 = 1,25 + 0,50 = 1,75 \text{ m.}$$

$$0.25 L_y = 0.25 \times 18,05 = 4.512 \text{ m.}$$

$$l_1 + l_2 \leq 0.25 L_y \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$L_3 + l_4 = 4.25 + 3.10 = 7,35 \text{ m} > 4,512 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

- **Ouvertures dans les planchers :**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher :

$$S_0 \leq 15 \% S_T$$

Avec :

S_0 : Surface totale des ouvertures.

S_T : Surface totale du plancher.

$$S_0 = 13,65 \text{ m}^2.$$

$$S_T = 460,27 \text{ m}^2.$$

$$15 \% S_T = 69,04 \text{ m}^2.$$

$$S_0 < 15 \% S_T \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion 1:

Toutes conditions sont vérifiées sauf une, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

c) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

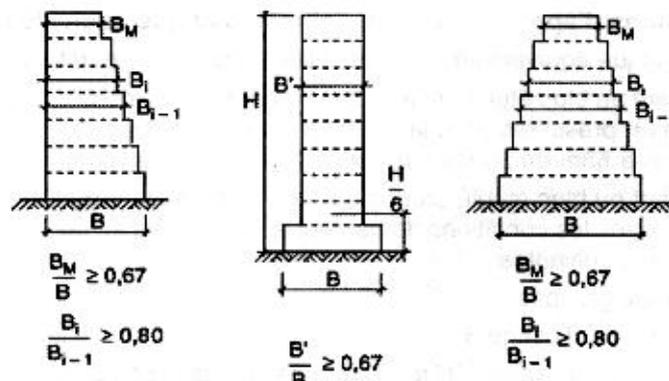


Fig V.2 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur discontinu.

- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements
→ la condition de décrochement en élévation est respectée.

Conclusion 2 :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion 3 :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes satisfaites car la condition la régularité en plan du bâtiment n'est pas vérifiée donc on va opter pour la méthode dynamique en utilisant le logiciel ETABS version 9.6.0.

V-6) Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3) :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec la formule suivante :

$$V = \frac{D \cdot A \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

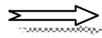
Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement de la structure.

W : poids total de la structure.

1) Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donné par le **tableau 4.1.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone II_a }  **A = 0,15**
Groupe 2 }

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le **tableau 4.3.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003** en fonction du système de contreventement.

Portiques contreventés par des voiles porteurs  **R = 3,5**

3) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le **tableau 4.4.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003**.

✓ **Sens longitudinal**

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal.

Critères	Observé (Oui ou Non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

✓ **Sens transversal :**

Tableau V.3 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal.

Critère	Observé (Oui ou Non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

On aura donc dans les deux sens :

$Q_y = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,10) \Rightarrow Q_y = 1,25$

$Q_x = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) \Rightarrow Q_x = 1,20$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure T .

5) Estimation de la période fondamentale :

∅ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Tableau V.4 : la période fondamentale et le taux de participation massique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,633055	67,9998	0	0	67,9998	0	0
2	0,508308	0	67,485	0	67,9998	67,485	0
3	0,370676	0,9146	0	0	68,9145	67,485	0
4	0,148758	18,9297	0	0	87,8442	67,485	0
5	0,109493	0	20,0562	0	87,8442	87,5412	0
6	0,082301	0,2706	0	0	88,1147	87,5412	0
7	0,067871	6,1672	0	0	94,282	87,5412	0
8	0,047937	0	6,8101	0	94,282	94,3513	0

∅ Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N):

$$h_N = 27,54 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau 4.6. Art 4.2.4 RPA 99/ version 2003 :

$$C_T = 0.05.$$

$$\text{D'où : } T = 0,05 \times (27,54)^{3/4} = 0,60 \text{ s}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$T = 1,3 \times 0,60 = 0,78 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad T = 0,78 \text{ s}$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 S \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[\frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 S \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par **le tableau 4.7. Art 4.3.3 RPA 99/ version 2003**).

La nature du sol : meuble (site S₂) \Rightarrow **T₂ = 0,40s**

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

Avec :

ξ(%) : Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau **(4.2. RPA 99/ version 2003)**.

ξ = 10% \Rightarrow **η = 0,76**

T₂ = 0,40 s < T = 0,72 s ≤ 3 s.

$$D = 2,5\eta \left(\frac{0,4}{0,72} \right)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1,28}$$

Application numérique :

$$V_{sx} = \frac{0,15 \times 1,20 \times 1,28}{3,5} \times 39702,478 = 2613,6 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{0,15 \times 1,25 \times 1,28}{3,5} \times 39702,478 = 2722,45 \text{ KN}$$

V-7) vérification de la résultante des forces sismiques à la base : (Art 4.3.6. RPA 99/

Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :

$$V_D = 0,8 V_s$$

$$\frac{V_{DX}}{V_{SX}} = \frac{2415,11}{2613,6} = 0,92 > 0,8 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{V_{DY}}{V_{SY}} = \frac{2854,75}{2722,45} = 1,04 > 0,8 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V-8) Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R=3,5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

✓ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

∅ Sens longitudinal :

TableauV.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Condition
8	3,5	1,33	4,655	0,630	3,06	Vérifiée
7	3,5	1,15	4,025	0,630	3,06	Vérifiée
6	3,5	0,97	3,395	0,665	3,06	Vérifiée
5	3,5	0,78	2,730	0,630	3,06	Vérifiée
4	3,5	0,60	2,100	0,595	3,06	Vérifiée
3	3,5	0,43	1,505	0,560	3,06	Vérifiée
2	3,5	0,27	0,945	0,455	3,06	Vérifiée
1	3,5	0,14	0,490	0,315	3,06	Vérifiée
RDC	3,5	0,05	0,175	0,175	3,06	Vérifiée
Sous sol	3,5	0,00	0,000	0,000	3,06	Vérifiée

Ø Sens transversal :

Tableau V.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Condition
8	3,5	1,04	3,64	0,525	3,06	vérifiée
7	3,5	0,89	3,115	0,525	3,06	vérifiée
6	3,5	0,74	2,59	0,525	3,06	vérifiée
5	3,5	0,59	2,065	0,49	3,06	vérifiée
4	3,5	0,45	1,575	0,49	3,06	vérifiée
3	3,5	0,31	1,085	0,385	3,06	vérifiée
2	3,5	0,2	0,7	0,35	3,06	vérifiée
1	3,5	0,1	0,35	0,245	3,06	vérifiée
RDC	3,5	0,03	0,105	0,105	3,06	vérifiée
Sous sol	3,5	0	0	0	3,06	vérifiée

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

V-9) justification vis-à-vis de l'effet P-D : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \Delta_K / V_K h_K \leq 0.10$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau K.

h_K : la hauteur de l'étage K.

Δ_K : déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

Tableau V.7 : justification vis-à-vis de l'effet P-D.

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		D _K (m)	V _K ×H _K	q _x	D _K (m)	V _K ×H _K	q _y
8	3570,689	0,0063	1785,6324	0,01259797	0,00525	2124,405	0,00882417
7	7592,255	0,0063	3168,7524	0,01509465	0,00525	3791,1564	0,01051377
6	11613,821	0,00665	4187,7324	0,01844242	0,00525	5026,4172	0,01213042
5	15635,387	0,0063	5003,3448	0,01968742	0,0049	6017,8878	0,01273094
4	19656,953	0,00595	5697,108	0,02052952	0,0049	6847,6068	0,01406609
3	23592,825	0,0056	6284,8422	0,02102198	0,00385	7530,966	0,01206119
2	27450,899	0,00455	6771,5964	0,01844493	0,0035	8077,0536	0,0118952
1	31308,973	0,00315	7151,9238	0,01378975	0,00245	8487,2466	0,00903791
RDC	35228,758	0,00175	7390,2366	0,00834213	0,00105	8735,535	0,00423445
Sous sol	39702,478	0	0	0	0	0	0

V-10) Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003) :

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$$

$$\gamma = \frac{1649,42}{(0,50 \times 0,50) \times 25000} = 0,26 \leq 0,3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\gamma = \frac{1460,72}{(0,45 \times 0,45) \times 25000} = 0,28 \leq 0,3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\gamma = \frac{922,33}{(0,40 \times 0,40) \times 25000} = 0,23 \leq 0,3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Section brute du béton égale a $35 \times 40 \text{ cm}^2$

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton.

V-11) Justification de l'interaction portiques-voiles :

- ✓ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

∅ Charges sismiques reprise par les poteaux :

Sens xx : (14,40%)

Sens yy : (7,50%)

∅ Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens xx : (85,6%)

Sens yy : (92,5%)

- ✓ Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont calculées manuellement (**Descente de charge**).

∅ Charges verticales reprise par les portiques :_ (68,60%)

∅ Charges verticales reprise par les voiles: (31,40%)

Les voiles reprennent la totalité des charges horizontales et au moins 20% des sollicitations dues aux charges verticales, donc la structure est contreventé par des voiles porteurs.

Chapitre VI

Fichier résultats

CONSTRAINT COORDINATES AND MASSES

CONS 1 : TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
343.061074	343.061074	.000000	.000000	.000000	27754.697

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	11.349645	11.349645	11.349999
Y	8.890007	8.890007	8.859883
Z	30.600000	30.600000	30.600000

CONS 2 : TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
374.140983	374.140983	.000000	.000000	.000000	31671.984

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	11.350000	11.350000	11.350000
Y	8.777925	8.777925	8.859447
Z	27.540000	27.540000	27.540000

CONS 3 : TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
374.140983	374.140983	.000000	.000000	.000000	31671.984

CONSTRAINT COORDINATES AND MASSES

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	11.350000	11.350000	11.350000
Y	8.777925	8.777925	8.859447
Z	24.480000	24.480000	24.480000

CONS 4 : TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
374.140983	374.140983	.000000	.000000	.000000	31671.984

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	11.350000	11.350000	11.350000
Y	8.777925	8.777925	8.859447
Z	21.420000	21.420000	21.420000

CONS 5 : TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
374.140983	374.140983	.000000	.000000	.000000	31671.984

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	11.350000	11.350000	11.350000
Y	8.777925	8.777925	8.859447
Z	18.360000	18.360000	18.360000

CONS 6 : TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

CONSTRAINT COORDINATES AND MASSES

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
379.579362	379.579362	.000000	.000000	.000000	32161.525

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	11.350000	11.350000	11.350000
Y	8.777886	8.777886	8.859447
Z	15.300000	15.300000	15.300000

CONS 7 : TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
385.807383	385.807383	.000000	.000000	.000000	32716.519

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	11.350000	11.350000	11.350000
Y	8.778662	8.778662	8.859450
Z	12.240000	12.240000	12.240000

CONS 8 : TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
385.807383	385.807383	.000000	.000000	.000000	32716.519

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	11.350000	11.350000	11.350000
Y	8.778662	8.778662	8.859450
Z	9.180000	9.180000	9.180000

CONSTRAINT COORDINATES AND MASSES

CONS 9 : TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
391.978470	391.978470	.000000	.000000	.000000	33271.354

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	11.350000	11.350000	11.350000
Y	8.778702	8.778702	8.859450
Z	6.120000	6.120000	6.120000

CONS 10 : TYPE = DIAPH, NORMAL DIRECTION = U3

LOCAL COORDINATE SYSTEM FOR CONSTRAINT MASTER

GLOBAL	U1	U2	U3	R1	R2	R3
X	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000
Y	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000	.000000
Z	.000000	.000000	1.000000	.000000	.000000	1.000000

TRANSLATIONAL MASS AND MASS MOMENTS OF INERTIA

U1	U2	U3	R1	R2	R3
447.612887	447.612887	.000000	.000000	.000000	37748.837

CENTER OF MASS

GLOBAL	U1	U2	U3
X	11.350000	11.350000	11.350000
Y	8.400143	8.400143	8.607925
Z	3.060000	3.060000	3.060000

DISPLACEMENT DEGREES OF FREEDOM

(A) = Active DOF, equilibrium equation

(-) = Restrained DOF, reaction computed

(+) = Constrained DOF

(>) = External substructure DOF

() = Null DOF

JOINTS		UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1		+	+		+		
2 TO	257	+	+	A	A	A	+
258 TO	273	A	A	A	A	A	A
274		+	+		+		
275 TO	530	+	+	A	A	A	+
531 TO	546	A	A	A	A	A	A
547		+	+		+		
548 TO	803	+	+	A	A	A	+
804 TO	819	A	A	A	A	A	A
820		+	+		+		
821 TO	1076	+	+	A	A	A	+
1077 TO	1092	A	A	A	A	A	A
1093		+	+		+		
1094 TO	1349	+	+	A	A	A	+
1350 TO	1365	A	A	A	A	A	A
1366		+	+		+		
1367 TO	1622	+	+	A	A	A	+
1623 TO	1638	A	A	A	A	A	A
1639		+	+		+		
1640 TO	1895	+	+	A	A	A	+
1896 TO	1911	A	A	A	A	A	A
1912		+	+		+		
1913 TO	2168	+	+	A	A	A	+
2169 TO	2184	A	A	A	A	A	A
2185		+	+		+		
2186 TO	2441	+	+	A	A	A	+
2442 TO	2457	A	A	A	A	A	A

2458 + + +

2459 TO 2722 + + A A A +

2723 TO 2762 - - - - -

CONSTRAINTS U1 U2 U3 R1 R2 R3

1 TO 10 A A A

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	343.061074	343.061074	.000000	.000000	.000000	27754.697
274	374.140983	374.140983	.000000	.000000	.000000	31671.984
547	374.140983	374.140983	.000000	.000000	.000000	31671.984
820	374.140983	374.140983	.000000	.000000	.000000	31671.984
1093	374.140983	374.140983	.000000	.000000	.000000	31671.984
1366	379.579362	379.579362	.000000	.000000	.000000	32161.525
1639	385.807383	385.807383	.000000	.000000	.000000	32716.519
1912	385.807383	385.807383	.000000	.000000	.000000	32716.519
2185	391.978470	391.978470	.000000	.000000	.000000	33271.354
2458	447.612887	447.612887	.000000	.000000	.000000	37748.837
2723	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2724	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2725	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2726	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2727	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2728	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2729	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2730	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2731	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2732	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2733	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2734	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2735	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2736	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2737	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000

2738	0.975104	0.975104	.000000	.000000	.000000	.000000
2739	3.315352	3.315352	.000000	.000000	.000000	.000000
2740	3.315352	3.315352	.000000	.000000	.000000	.000000
2741	3.398624	3.398624	.000000	.000000	.000000	.000000
2742	3.398624	3.398624	.000000	.000000	.000000	.000000
2743	3.724896	3.724896	.000000	.000000	.000000	.000000
2744	3.646887	3.646887	.000000	.000000	.000000	.000000
2745	3.607883	3.607883	.000000	.000000	.000000	.000000
2746	3.315352	3.315352	.000000	.000000	.000000	.000000
2747	3.315352	3.315352	.000000	.000000	.000000	.000000
2748	3.607883	3.607883	.000000	.000000	.000000	.000000
2749	3.646887	3.646887	.000000	.000000	.000000	.000000
2750	3.724896	3.724896	.000000	.000000	.000000	.000000
2751	2.515767	2.515767	.000000	.000000	.000000	.000000
2752	2.515767	2.515767	.000000	.000000	.000000	.000000
2753	2.574274	2.574274	.000000	.000000	.000000	.000000
2754	2.574274	2.574274	.000000	.000000	.000000	.000000
2755	2.632780	2.632780	.000000	.000000	.000000	.000000
2756	3.744398	3.744398	.000000	.000000	.000000	.000000
2757	3.744398	3.744398	.000000	.000000	.000000	.000000
2758	2.632780	2.632780	.000000	.000000	.000000	.000000
2759	3.841908	3.841908	.000000	.000000	.000000	.000000

ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

JOINT	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
2760	3.646887	3.646887	.000000	.000000	.000000	.000000
2761	3.646887	3.646887	.000000	.000000	.000000	.000000
2762	3.841908	3.841908	.000000	.000000	.000000	.000000

TOTAL ASSEMBLED JOINT MASSES

IN GLOBAL COORDINATES

	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TOTAL	3925.942	3925.942	.000000	.000000	.000000	323057.386

TOTAL ACCELERATED MASS AND LOCATION

TOTAL MASS ACTIVATED BY ACCELERATION LOADS, IN GLOBAL COORDINATES

	UX	UY	UZ
MASS	3830.410	3830.410	.000000
X-LOC	11.349968	11.349968	.000000
Y-LOC	8.744041	8.744041	.000000
Z-LOC	16.364819	16.364819	.000000

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE PERIOD FREQUENCY FREQUENCY EIGENVALUE

(TIME) (CYC/TIME) (RAD/TIME) (RAD/TIME)**2

1	0.670381	1.491688	9.372554	87.844778
2	0.574331	1.741156	10.940005	119.683700
3	0.404003	2.475231	15.552337	241.875175
4	0.155291	6.439528	40.460745	1637.072
5	0.125913	7.941998	49.901042	2490.114
6	0.088861	11.253515	70.707921	4999.610
7	0.070237	14.237604	89.457505	8002.645
8	0.054988	18.185927	114.265549	13056.616
9	0.043958	22.748811	142.934992	20430.412
10	0.040062	24.961401	156.837105	24597.877
11	0.033675	29.695285	186.580981	34812.462
12	0.031956	31.292812	196.618539	38658.850
13	0.025509	39.202095	246.314026	60670.600
14	0.025391	39.384609	247.460794	61236.844
15	0.024256	41.226397	259.033093	67098.143
16	0.021488	46.538232	292.408337	85502.635
17	0.019203	52.075316	327.198858	107059.093
18	0.019034	52.537374	330.102059	108967.370
19	0.018923	52.846563	332.044751	110253.716
20	0.017607	56.794045	356.847510	127340.145
21	0.016207	61.701816	387.683944	150298.840
22	0.016180	61.804896	388.331612	150801.441
23	0.015405	64.912637	407.858126	166348.251

24	0.014265	70.100972	440.457398	194002.720
25	0.013292	75.232774	472.701463	223446.673
26	0.013078	76.461501	480.421780	230805.087
27	0.012420	80.515473	505.893638	255928.373

MODAL PARTICIPATION FACTORS

FOR UNIT ACCELERATION LOADS IN GLOBAL COORDINATES

MODE	PERIOD	UX	UY	UZ
1	0.670381	48.806600	0.000221	.000000
2	0.574331	-0.000301	49.930181	.000000
3	0.404003	-5.498503	-0.000788	.000000
4	0.155291	-25.920813	-6.68E-05	.000000
5	0.125913	-9.87E-05	28.062024	.000000
6	0.088861	3.007361	0.000363	.000000
7	0.070237	15.162076	2.71E-05	.000000
8	0.054988	4.26E-05	-16.970399	.000000
9	0.043958	10.798394	2.45E-05	.000000
10	0.040062	1.504652	0.000262	.000000
11	0.033675	4.63E-05	-11.628141	.000000
12	0.031956	-8.573289	-2.60E-05	.000000
13	0.025509	3.485131	-0.000297	.000000
14	0.025391	-6.520887	-0.000215	.000000
15	0.024256	4.05E-05	-8.278195	.000000
16	0.021488	6.468132	-8.37E-06	.000000
17	0.019203	7.62E-05	5.778420	.000000
18	0.019034	5.497580	9.10E-05	.000000
19	0.018923	-1.776600	0.000540	.000000
20	0.017607	-4.309740	-7.65E-07	.000000
21	0.016207	-12.835399	9.54E-06	.000000
22	0.016180	-1.51E-05	-3.940081	.000000
23	0.015405	-0.850491	8.11E-05	.000000

24	0.014265	8.53E-06	2.534336	.000000
25	0.013292	-0.705051	4.33E-05	.000000
26	0.013078	2.33E-05	1.539176	.000000
27	0.012420	2.78E-06	-0.683678	.000000

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)			
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.670381	62.1887	0.0000	0.0000	0.0000	62.1887	0.0000	0.0000
2	0.574331	0.0000	65.0850	0.0000	0.0000	62.1887	65.0850	0.0000
3	0.404003	0.7893	0.0000	0.0000	0.0000	62.9780	65.0850	0.0000
4	0.155291	17.5409	0.0000	0.0000	0.0000	80.5189	65.0850	0.0000
5	0.125913	0.0000	20.5586	0.0000	0.0000	80.5189	85.6436	0.0000
6	0.088861	0.2361	0.0000	0.0000	0.0000	80.7551	85.6436	0.0000
7	0.070237	6.0017	0.0000	0.0000	0.0000	86.7567	85.6436	0.0000
8	0.054988	0.0000	7.5186	0.0000	0.0000	86.7567	93.1622	0.0000
9	0.043958	3.0442	0.0000	0.0000	0.0000	89.8009	93.1622	0.0000
10	0.040062	0.0591	0.0000	0.0000	0.0000	89.8600	93.1622	0.0000
11	0.033675	0.0000	3.5300	0.0000	0.0000	89.8600	96.6922	0.0000
12	0.031956	1.9189	0.0000	0.0000	0.0000	91.7789	96.6922	0.0000
13	0.025509	0.3171	0.0000	0.0000	0.0000	92.0960	96.6922	0.0000
14	0.025391	1.1101	0.0000	0.0000	0.0000	93.2061	96.6922	0.0000
15	0.024256	0.0000	1.7891	0.0000	0.0000	93.2061	98.4813	0.0000
16	0.021488	1.0922	0.0000	0.0000	0.0000	94.2984	98.4813	0.0000
17	0.019203	0.0000	0.8717	0.0000	0.0000	94.2984	99.3530	0.0000
18	0.019034	0.7890	0.0000	0.0000	0.0000	95.0874	99.3530	0.0000
19	0.018923	0.0824	0.0000	0.0000	0.0000	95.1698	99.3530	0.0000
20	0.017607	0.4849	0.0000	0.0000	0.0000	95.6547	99.3530	0.0000
21	0.016207	4.3010	0.0000	0.0000	0.0000	99.9557	99.3530	0.0000
22	0.016180	0.0000	0.4053	0.0000	0.0000	99.9557	99.7583	0.0000
23	0.015405	0.0189	0.0000	0.0000	0.0000	99.9746	99.7583	0.0000

24	0.014265	0.0000	0.1677	0.0000	99.9746	99.9259	0.0000
25	0.013292	0.0130	0.0000	0.0000	99.9876	99.9259	0.0000
26	0.013078	0.0000	0.0618	0.0000	99.9876	99.9878	0.0000
27	0.012420	0.0000	0.0122	0.0000	99.9876	100.0000	0.0000

MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS

LOAD, ACC, OR LINK/DEF (TYPE)	STATIC (NAME)	DYNAMIC (PERCENT)	EFFECTIVE (PERCENT)	PERIOD
LOAD DEAD	0.2897	-> 0.0000	<- (*) SEE NOTE	0.029114
LOAD LIVE	0.4075	-> 0.0000	<- (*) SEE NOTE	0.034824
LOAD TRIBUTAR	0.0000	0.0000		-INFINITY-
LOAD EX	0.0000	0.0000		-INFINITY-
LOAD EY	0.0000	0.0000		-INFINITY-
ACC UX	100.0000	99.9876		0.664195
ACC UY	100.0000	100.0000		0.569862
ACC UZ	0.0000	0.0000		-INFINITY-
ACC RX	100.0000	100.0000		0.574071
ACC RY	100.0000	99.9999		0.669049
ACC RZ	83.6934	98.9150		1.436618

(*) NOTE: DYNAMIC LOAD PARTICIPATION RATIO EXCLUDES LOAD APPLIED
TO NON-MASS DEGREES OF FREEDOM

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD DEAD

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-38009.636	-331642.431	431408.179	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	1.05E-11	-1.25E-11	38009.636	331657.450	-431408.180	-3.91E-05
CONSTRS	-2.83E-12	-7.84E-12	.000000	1.65E-10	-1.45E-10	1.48E-09
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-9.228243	0.000940	-2.79E-26
TOTAL	7.65E-12	-2.03E-11	-3.42E-08	5.790960	-0.000634	-3.91E-05

LOAD LIVE

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-5849.244	-52617.366	66388.919	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	1.19E-12	-2.95E-12	5849.244	52620.806	-66388.919	-9.59E-07
CONSTRS	-8.76E-14	-2.19E-12	.000000	5.84E-11	-9.08E-12	3.22E-10
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-2.116461	-1.49E-07	1.45E-30
TOTAL	1.10E-12	-5.14E-12	-4.04E-09	1.323920	-6.55E-07	-9.59E-07

LOAD TRIBUTAR

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
CONSTRS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
TOTAL	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

LOAD EX

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
CONSTRS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
TOTAL	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD EY

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
CONSTRS	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
TOTAL	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000

MODE 1

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	4287.405	0.019372	.000000	-0.473117	99065.973	-42082.525
REACTNS	-4287.405	-0.019271	-8.70E-09	0.475227	-99547.690	42085.740
CONSTRS	-0.000135	-0.000101	.000000	8.68E-05	-0.000351	-0.003001
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-0.001355	308.485243	1.41E-21
TOTAL	-2.13E-10	3.95E-11	-8.70E-09	0.000842	-173.232522	3.211953

MODE 2

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-0.036043	5975.829	.000000	-136249.507	-0.827893	67824.963
REACTNS	0.035916	-5975.829	-1.75E-08	136753.475	0.830523	-67824.972
CONSTRS	0.000127	4.88E-05	.000000	-5.52E-06	0.000346	0.009918
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-311.834567	-0.001680	1.37E-25
TOTAL	-6.19E-12	-6.70E-10	-1.75E-08	192.133487	0.001296	0.000150

MODE 3

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-1329.951	-0.190580	.000000	3.484539	-30321.284	-96962.254
REACTNS	1329.951	0.190278	8.58E-08	-3.492486	30376.683	96986.558
CONSTRS	0.000525	0.000302	.000000	-0.000237	0.001297	-0.002958
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	0.005144	-14.524278	1.27E-20
TOTAL	-1.46E-09	4.20E-10	8.58E-08	-0.003041	40.875638	24.301077

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 4

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-42434.233	-0.109346	.000000	0.754138	-268515.740	416418.513
REACTNS	42434.248	0.117690	1.29E-08	-0.763083	268765.046	-416424.497
CONSTRS	-0.014493	-0.008343	.000000	0.008254	-0.035508	0.088102
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	0.000412	-178.503064	-6.80E-22
TOTAL	-5.40E-10	-3.38E-11	1.29E-08	-0.000280	70.766908	-5.896750

MODE 5

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-0.245783	69877.639	.000000	-393130.944	-1.714430	793103.738
REACTNS	0.140608	-69877.683	9.60E-09	393399.165	1.460742	-793102.677
CONSTRS	0.105175	0.043890	.000000	-0.039835	0.254651	-1.060139
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-180.087939	-0.000426	1.93E-25
TOTAL	1.25E-11	-8.72E-10	9.60E-09	88.093283	0.000537	0.001032

MODE 6

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	15035.633	1.815103	.000000	-7.933686	92912.774	1.1376E+06
REACTNS	-15035.758	-1.969522	3.27E-08	8.095460	-92942.003	-1.1377E+06
CONSTRS	0.125072	0.154419	.000000	-0.158563	0.302384	0.069599
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-0.002395	14.504738	-5.50E-21
TOTAL	2.38E-10	-2.89E-10	3.27E-08	0.000816	-14.422142	-64.221910

MODE 7

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	121336.712	0.217172	.000000	-0.830044	604568.128	-1.1924E+06
REACTNS	-121336.901	-0.303925	-5.99E-09	0.917819	-604715.436	1.1924E+06
CONSTRS	0.189043	0.086753	.000000	-0.087595	0.460268	-1.475425
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-0.000180	110.919855	-6.41E-22
TOTAL	6.76E-10	1.72E-11	-5.99E-09	-8.03E-07	-35.928866	3.286477

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 8

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	0.556235	-221575.972	.000000	759792.753	2.723284	-2.5149E+06
REACTNS	0.181818	221575.821	-1.33E-07	-759950.137	-0.915204	2.5148E+06
CONSTRS	-0.738053	0.151009	.000000	-0.147676	-1.808432	10.325247
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	92.600579	0.000487	1.01E-25
TOTAL	4.94E-12	5.52E-10	-1.33E-07	-64.930846	0.000135	-0.000367

MODE 9

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	220615.633	0.500757	.000000	-1.188974	806017.573	-2.1204E+06
REACTNS	-220612.628	-1.073787	6.43E-08	1.770687	-806108.167	2.1204E+06
CONSTRS	-3.005547	0.573030	.000000	-0.581412	-7.364051	41.969772
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	6.71E-05	56.590027	4.37E-22
TOTAL	2.47E-09	1.97E-11	6.43E-08	0.000367	-41.368374	2.477568

MODE 10

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	37011.246	6.435709	.000000	-16.363646	157145.709	3.3577E+06
REACTNS	-37013.022	-5.975407	3.11E-08	15.964949	-157164.605	-3.3577E+06
CONSTRS	1.775768	-0.460302	.000000	0.401203	4.352237	-24.884961
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-0.000768	14.939533	6.58E-21
TOTAL	-1.69E-10	-3.03E-10	3.11E-08	0.001738	0.396406	-25.015552

MODE 11

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	1.612390	-404804.203	.000000	802603.388	5.817005	-4.5945E+06
REACTNS	-1.612169	404804.205	-4.75E-08	-802697.702	-5.815156	4.5945E+06
CONSTRS	-0.000221	-0.001329	.000000	0.006123	-0.002370	-0.032060
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	12.965877	0.000295	2.10E-26
TOTAL	-4.68E-11	6.04E-10	-4.75E-08	-81.341917	-0.000226	-0.000779

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 12

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-331433.504	-1.006338	.000000	1.867948	-1.1137E+06	3.1049E+06
REACTNS	331433.504	1.004626	-2.77E-08	-1.859878	1.1138E+06	-3.1049E+06
CONSTRS	0.000714	0.001711	.000000	-0.008188	0.003899	0.030557
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	3.68E-05	-42.531450	7.52E-22
TOTAL	-2.17E-09	1.48E-11	-2.77E-08	-8.13E-05	38.749794	-1.726802

MODE 13

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	211444.992	-18.034230	.000000	27.494478	616820.197	-7.2192E+06
REACTNS	-211444.996	18.031096	-1.73E-07	-27.479006	-616851.084	7.2193E+06
CONSTRS	0.003279	0.003135	.000000	-0.017846	0.013279	0.024853
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	0.000336	4.258320	3.96E-21
TOTAL	-1.68E-09	2.27E-10	-1.73E-07	-0.002038	-26.615800	30.838992

MODE 14

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-399318.552	-13.182091	.000000	19.991610	-1.1773E+06	-198722.658
REACTNS	399318.551	13.194199	-1.26E-07	-20.050750	1.1773E+06	198743.718
CONSTRS	0.000861	-0.012108	.000000	0.057306	-0.001419	-0.194938
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	0.000128	-33.064797	2.50E-21
TOTAL	-1.24E-09	2.04E-10	-1.26E-07	-0.001707	24.331810	20.864999

MODE 15

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	2.718764	-555451.496	.000000	820727.285	8.095050	-6.3041E+06
REACTNS	-2.698329	555451.501	9.52E-08	-820798.675	-7.996631	6.3041E+06
CONSTRS	-0.020435	-0.004523	.000000	0.028906	-0.098695	-0.134743
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-17.271974	0.000749	-1.53E-25
TOTAL	-2.39E-11	2.47E-10	9.52E-08	-88.632570	0.000474	-0.001204

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 16

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	553042.321	-0.715321	.000000	0.621951	1.5565E+06	-5.1748E+06
REACTNS	-553042.355	0.799658	5.73E-09	-1.024073	-1.5565E+06	5.1748E+06
CONSTRS	0.033854	-0.084337	.000000	0.401976	0.088265	-1.955336
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-7.07E-05	12.803328	9.54E-22
TOTAL	2.03E-09	-1.50E-11	5.73E-09	-0.000216	-47.775959	1.355996

MODE 17

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	8.161536	618632.352	.000000	-646291.264	20.837050	7.0223E+06
REACTNS	-8.938621	-618632.160	2.27E-09	646331.825	-23.966296	-7.0223E+06
CONSTRS	0.777085	-0.192455	.000000	0.565919	3.128640	-9.891428
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	46.999416	0.002234	7.90E-25
TOTAL	5.33E-10	3.20E-10	2.27E-09	88.125458	0.001628	-0.001213

MODE 18

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	599056.832	9.918635	.000000	-9.696179	1.5584E+06	-6.7796E+06
REACTNS	-599056.674	-10.043264	-7.48E-09	10.272686	-1.5585E+06	6.7796E+06
CONSTRS	-0.158327	0.124629	.000000	-0.575832	-0.621935	3.235604
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	0.000918	-22.135506	-2.47E-21
TOTAL	3.26E-09	-6.02E-11	-7.48E-09	0.001593	-70.561676	3.069343

MODE 19

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-195876.797	59.528846	.000000	-60.204805	-516194.410	-7.5176E+06
REACTNS	195876.837	-59.560865	-2.50E-08	60.333587	516210.625	7.5176E+06
CONSTRS	-0.040103	0.032019	.000000	-0.125166	-0.128885	1.368623
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	0.004793	-19.560345	-8.16E-21
TOTAL	-1.44E-10	-1.74E-10	-2.50E-08	0.008409	-3.473451	15.556904

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 20

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-548802.922	-0.097416	.000000	0.101282	-1.3961E+06	4.9905E+06
REACTNS	548802.546	0.148540	6.35E-09	-0.098252	1.3961E+06	-4.9905E+06
CONSTRS	0.376002	-0.051123	.000000	-0.003007	1.442763	-8.590563
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-4.26E-05	27.868190	-3.62E-22
TOTAL	2.31E-10	-4.20E-11	6.35E-09	-1.82E-05	67.385993	-0.633880

MODE 21

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-1.9291E+06	1.434324	.000000	-5.201633	-4.7023E+06	1.7538E+07
REACTNS	1.9291E+06	-0.217165	3.67E-08	0.444119	4.7024E+06	-1.7538E+07
CONSTRS	1.924195	-1.217160	.000000	4.757596	6.387421	-54.970782
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-0.000209	96.736690	-5.08E-23
TOTAL	-1.54E-09	-2.80E-11	3.67E-08	-0.000126	213.208414	-2.364312

MODE 22

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-2.280256	-594169.823	.000000	539122.378	-3.786648	-6.7441E+06
REACTNS	3.268652	594169.676	1.52E-08	-539155.806	7.734924	6.7440E+06
CONSTRS	-0.988396	0.146639	.000000	-0.216401	-3.948068	11.140153
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-67.407419	-0.000446	1.73E-26
TOTAL	1.21E-10	4.37E-11	1.52E-08	-101.051623	-0.000238	0.000928

MODE 23

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-141477.664	13.485324	.000000	-12.922536	-331091.843	-1.0577E+07
REACTNS	141477.507	-13.265904	-7.49E-08	11.960066	331098.253	1.0577E+07
CONSTRS	0.156490	-0.219420	.000000	0.963236	0.434481	-8.326933
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	0.003094	-25.053780	7.69E-21
TOTAL	3.44E-10	3.65E-11	-7.49E-08	0.003859	-18.209485	27.915989

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

MODE 24

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	1.655441	491668.016	.000000	-349863.865	2.782469	5.5806E+06
REACTNS	-2.099403	-491668.209	1.73E-08	349881.314	-4.661891	-5.5806E+06
CONSTRS	0.443962	0.193540	.000000	-1.287146	1.879450	-2.200830
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	76.572776	0.000381	-1.95E-25
TOTAL	2.60E-10	7.42E-10	1.73E-08	92.734042	0.000410	0.000118

MODE 25

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	-157541.246	9.674206	.000000	-2.654373	-346657.550	-1.1997E+07
REACTNS	157543.111	-10.747057	2.87E-08	6.841193	346670.601	1.1997E+07
CONSTRS	-1.864736	1.072850	.000000	-4.186635	-6.493293	45.544972
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	0.002001	-23.698931	4.52E-21
TOTAL	2.41E-10	-2.63E-11	2.87E-08	0.002185	-17.140410	9.984624

MODE 26

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	5.366453	355249.750	.000000	-258736.063	14.517442	4.0324E+06
REACTNS	-4.017738	-355249.636	-4.29E-08	258748.473	-8.985277	-4.0324E+06
CONSTRS	-1.348715	-0.113814	.000000	0.833755	-5.532451	-7.080876
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	48.864715	0.000581	-3.69E-27
TOTAL	-1.86E-10	-3.78E-10	-4.29E-08	62.108453	0.000295	-0.000543

MODE 27

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	0.710247	-174972.636	.000000	112934.426	1.245321	-1.9859E+06
REACTNS	-0.888473	174972.630	1.91E-08	-112938.609	-1.859610	1.9859E+06
CONSTRS	0.178226	0.006032	.000000	0.054472	0.614216	1.875586
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	-18.519678	9.58E-05	7.33E-26
TOTAL	3.45E-10	2.42E-09	1.91E-08	-22.648563	2.29E-05	-0.000253

GLOBAL FORCE BALANCE

TOTAL FORCE AND MOMENT AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

SPEC EX

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	2712.198	0.014851	.000000	0.320653	55719.997	26055.125
REACTNS	2712.198	0.014913	5.98E-09	0.321830	55986.510	26056.754
CONSTRS	0.002675	0.000728	.000000	0.001041	0.006604	0.037830
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	0.000745	171.564990	8.44E-22
TOTAL	1.23E-10	2.46E-11	5.98E-09	0.000460	96.473360	1.873824

SPEC EY

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
INERTIA	0.014851	3312.503	.000000	68663.150	0.328534	37596.592
REACTNS	0.014648	3312.503	8.78E-09	68914.607	0.329309	37596.585
CONSTRS	0.002513	0.000818	.000000	0.000753	0.006132	0.030423
P-DELTA	.000000	.000000	.000000	156.177291	0.000697	8.23E-26
TOTAL	3.10E-12	3.36E-10	8.78E-09	96.215673	0.000508	0.000128

Chapitre VII

Ferrailage des poutres

VII-1) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant comptes des combinaisons suivantes :

ELU	$1,35 G + 1,5 Q$
ELS	$G + Q$
RPA2003	$G + Q \pm E$
	$0,8 G \pm E$

VII-1-1) Recommandations du RPA99 version 2003 :**Ø Armatures longitudinales (Art.7.5.2.1) :**

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

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$.

ü Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% : En zone courante.
- 6% : En zone de recouvrement.

Ø En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2$.

Ø En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 25 = 45 \text{ cm}^2$

ü La longueur du recouvrement est de 40Φ (Zone IIa).

ü L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inferieur dans les poteaux de rives et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

ü On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Ø Armatures transversales (Art.7.5.2.2) :

ü La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

ü L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- $S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1 \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ø Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux, à partir du nu des appuis, est au moins égale :

- à $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- à $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII-1-2) Calcul à L'ELU :

1) Calcul des armatures longitudinales :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, résultant des combinaisons de la charge la plus défavorable.

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{g_b} = 14,17 \text{ MPa}$, $g_b = 1,5$ (situation durable).

Si : $m_b \leq m_1 = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Si : $m_b \geq m_1 = 0,392$ la section est doublement armée (SDA).

On doit calculer : $M_r = m_r . b . d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_s = \frac{M_r}{b_r \times d \times s_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times s_s} ;$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times s_s} \quad \text{Avec : } s_s = \frac{f_e}{g_s}$$

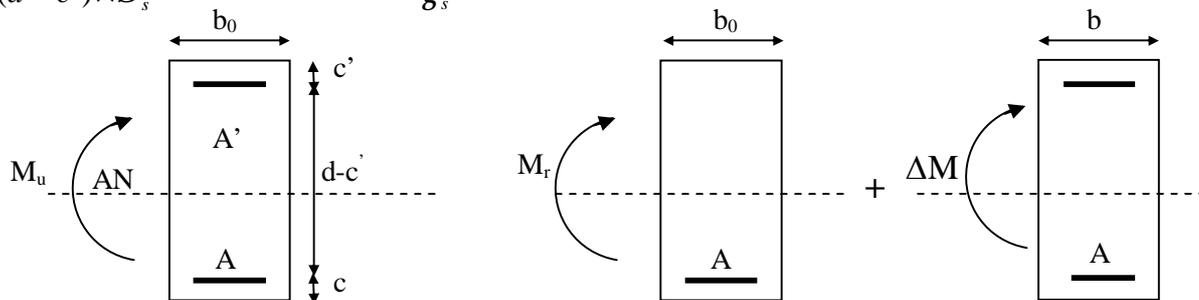


Fig VII.1 : Section rectangulaire doublement armée

Ø Les sections d'armature sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU
(les armatures en travée).**

Niveau	Mu (KNm)	Observation	Amin (cm ²)	As calculé (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	
10	29,908	SSA	5,25	2,79	3T16	6,03
9	34,406		5,25	3,23	3T16	6,03
8	32,015		5,25	2,99	3T16	6,03
7	30,29		5,25	2,83	3T16	6,03
6	28,991		5,25	2,70	3T16	6,03
5	28,574		5,25	2,66	3T16	6,03
4	28,295		5,25	2,63	3T16	6,03
3	27,897		5,25	2,59	3T16	6,03
2	27,591		5,25	2,57	3T16	6,03
1	27,154		5,25	2,52	3T16	6,03

**Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU
(les armatures aux appuis).**

Niveau	Mu (KNm)	Observation	Amin (cm ²)	As calculé (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	
10	68,45	SSA	5,25	6,75	3T12+3T14	8,01
9	71,508		5,25	7,08	3T12+3T14	8,01
8	70,15		5,25	6,94	3T12+3T14	8,01
7	68,386		5,25	6,74	3T12+3T14	8,01
6	64,862		5,25	6,36	3T12+3T14	8,01
5	58,603		5,25	5,69	3T12+3T14	8,01
4	53,022		5,25	5,11	3T12+3T14	8,01
3	45,052		5,25	4,29	3T12+3T14	8,01
2	37,805		5,25	3,56	3T12+3T14	8,01
1	37,444		5,25	3,53	3T12+3T14	8,01

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU
(les armatures en travée).

Niveau	Mu (KNm)	Observation	Amin (cm ²)	As calculé (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	
10	22,948	SSA	3,75	2,57	3T14	4,62
9	30,635		3,75	3,49	3T14	4,62
8	28,615		3,75	3,24	3T14	4,62
7	27,748		3,75	4,38	3T14	4,62
6	25,321		3,75	2,85	3T14	4,62
5	22,815		3,75	2,55	3T14	4,62
4	19,662		3,75	2,18	3T14	4,62
3	13,882		3,75	1,52	3T14	4,62
2	7,163		3,75	0,77	3T14	4,62
1	3,964		3,75	0,43	3T14	4,62

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU
(les armatures aux appuis).

Niveau	Mu (KNm)	Observation	Amin (cm ²)	As calculé (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	
10	34,965	SSA	3,75	4,03	3T14+2T12	6,88
9	38,632		3,75	4,49	3T14+2T12	6,88
8	37,186		3,75	4,31	3T14+2T12	6,88
7	36,184		3,75	4,18	3T14+2T12	6,88
6	34,186		3,75	3,93	3T14+2T12	6,88
5	30,598		3,75	3,49	3T14+2T12	6,88
4	26,751		3,75	3,02	3T14+2T12	6,88
3	23,594		3,75	2,64	3T14+2T12	6,88
2	23,125		3,75	2,59	3T14+2T12	6,88
1	23,841		3,75	2,67	3T14+2T12	6,88

- **Vérifications à l'ELU :**

- Ø **Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.2.1)**

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

✓ Pour les poutres transversales (30 x35) : $A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2$.

✓ Pour les poutres longitudinales (25 x 30) : $A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2$.

$A_s > A_{\min}$ \Rightarrow La condition de non fragilité est vérifiée.

- Ø **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1, 1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u »,

prise conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Ø Poutres principales $t_u = \frac{81,17 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,845 \text{ MPa}$

- Ø Poutres secondaires $t_u = \frac{44,92 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,665 \text{ MPa}$

- Ø **Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1,21)**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$t_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Ø Poutres principales : $t_u = 0,845 < 3,33 \text{ MPa}$ \Rightarrow Condition vérifiée.

- Ø Poutres secondaires : $t_u = 0,665 < 3,33 \text{ MPa}$ \Rightarrow Condition vérifiée.

- ✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1.32)**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de

l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\emptyset \text{ Poutres principales : } 81,17 - \frac{71,508}{0,9 \times 0,32} = -167,121 < 0$$

$$\emptyset \text{ Poutres secondaires : } 44,92 - \frac{23,841}{0,9 \times 0,27} = -53,191 < 0$$

 Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

(BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1,32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{g_b}$$

\emptyset Poutres principales :

$$T_u = 81,17 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ kN} .$$

\emptyset Poutres secondaires :

$$T_u = 44,92 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,27 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 405 \text{ kN} :$$

 La condition est vérifiée.

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)

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

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$t_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U}$$

Avec :

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

\emptyset Poutres principales :

$$t_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{81170}{0,9 \times 320 \times 150,72} = 1,86 \text{ MPa}$$

\emptyset Poutres secondaires :

$$t_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{44920}{0,9 \times 270 \times 131,88} = 1,40 \text{ MPa}$$

d'adhérence est vérifiée.



La contrainte

✓ **Calcul de la longueur de scellement des barres :**

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,23)

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{f f_e}{4 \times t_{su}} \quad \text{Avec} \quad t_{su} = 0,6 y^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

ü Pour $\Phi 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm}$.

ü Pour $\Phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm}$.

ü Pour $\Phi 16$: $l_s = 56,44 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 21.

ü Pour $\Phi 12$: $l_a = 16,93 \text{ cm}$.

ü Pour $\Phi 14$: $l_a = 19,75 \text{ cm}$.

ü Pour $\Phi 16$: $l_a = 22,58 \text{ cm}$.

2) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_t\right) = \min(10; 30; 16)$$

Soit $f_t = 8 \text{ mm}$.

On choisira un cadre + un étrier $A_t = \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$.

Ø Calcul des espacements :

• **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales $S_t = 8\text{cm}$

- Poutre secondaire $S_t = 7\text{cm}$

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

- Poutre principales $S_t = 17\text{cm}$

- Poutre secondaire $S_t = 15\text{cm}$

VIII.2.3. Vérifications à l'ELS :**v Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

v Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$S_{bc} = \sigma_s / K \leq \bar{S}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } r_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K.

La contrainte dans l'acier est
$$S_s = \frac{M_s}{b_1 d A}$$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.5 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS.

Niveau	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρ_1	β_1	K	S_s	σ_{bc}	\bar{S}_{bc}	Observation
10	39,824	8,01	0,831	0,870	23,46	178,584	7,612	15	vérifiée
9	43,918	8,01	0,831	0,870	23,46	196,943	8,394		
8	41,948	8,01	0,831	0,870	23,46	188,108	8,018		
7	40,900	8,01	0,831	0,870	23,46	183,409	7,817		
6	38,387	8,01	0,831	0,870	23,46	172,140	7,337		
5	35,156	8,01	0,831	0,870	23,46	157,651	6,720		
4	33,220	8,01	0,831	0,870	23,46	148,969	6,349		
3	31,144	8,01	0,831	0,870	23,46	139,660	5,953		
2	27,378	8,01	0,831	0,870	23,46	122,772	5,233		
1	27,120	8,01	0,831	0,870	23,46	121,615	5,183		

Tableau VII.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS.

Niveau	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρ_1	β_1	K	S_s	σ_{bc}	\bar{S}_{bc}	Observation
10	21,816	6,03	0,633	0,883	27,73	128,040	4,617	15	vérifiée
9	21,265	6,03	0,633	0,883	27,73	124,806	4,500		
8	21,332	6,03	0,633	0,883	27,73	125,199	4,514		
7	21,086	6,03	0,633	0,883	27,73	123,755	4,462		
6	20,996	6,03	0,633	0,883	27,73	123,227	4,443		
5	20,693	6,03	0,633	0,883	27,73	121,449	4,379		
4	20,491	6,03	0,633	0,883	27,73	120,263	4,336		
3	20,203	6,03	0,633	0,883	27,73	118,573	4,276		
2	19,981	6,03	0,633	0,883	27,73	117,270	4,229		
1	19,668	6,03	0,633	0,883	27,73	115,433	4,162		

Tableau VII.7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

Niveau	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρ_1	β_1	K	S_s	σ_{bc}	\bar{S}_{bc}	Observation
10	17,500	6,88	1,014	0,860	20,71	119,443	5,289	15	vérifiée
9	19,509	6,88	1,014	0,860	20,71	122,119	5,896		
8	17,692	6,88	1,014	0,860	20,71	110,745	5,347		
7	16,817	6,88	1,014	0,860	20,71	105,268	5,082		
6	16,778	6,88	1,014	0,860	20,71	105,024	5,071		
5	16,473	6,88	1,014	0,860	20,71	103,115	4,978		
4	16,794	6,88	1,014	0,860	20,71	105,124	5,076		
3	17,247	6,88	1,014	0,860	20,71	107,960	5,212		
2	16,905	6,88	1,014	0,860	20,71	105,819	5,109		
1	17,428	6,88	1,014	0,860	20,71	109,093	5,267		

Tableau VII.8: Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS.

Niveau	M_{smax} (KN.M)	A_s ELU	ρ_1	β_1	K1	K	S_s	σ_{bc}	\bar{S}_{bc}	Observation
10	10,009	4,62	0,690	0,879	26,32	0,038	91,284	3,468	15	vérifiée
9	12,968	4,62	0,690	0,879	26,32	0,038	118,271	4,493		
8	11,339	4,62	0,690	0,879	26,32	0,038	103,414	3,929		
7	10,317	4,62	0,690	0,879	26,32	0,038	94,093	3,574		
6	8,357	4,62	0,690	0,879	26,32	0,038	76,217	2,895		
5	6,618	4,62	0,690	0,879	26,32	0,038	60,357	2,293		
4	4,817	4,62	0,690	0,879	26,32	0,038	43,932	1,669		
3	3,450	4,62	0,690	0,879	26,32	0,038	31,464	1,195		
2	3,351	4,62	0,690	0,879	26,32	0,038	30,561	1,161		
1	2,876	4,62	0,690	0,879	26,32	0,038	26,229	0,996		

✓ 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 :

Ø Calcul de la flèche :

Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS $\Rightarrow f = 0,055\text{cm}$

$$f = 0,055\text{cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{400} = \frac{375}{400} = 0,93 \text{ cm}$$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS $\Rightarrow f = 0,073\text{cm}$

$$f = 0,073 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{400} = \frac{425}{400} = 1,06 \text{ cm}$$

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS $\Rightarrow f = 0,01\text{cm}$

Conclusion : la flèche est vérifiée.

Chapitre VIII

Ferrailage des poteaux

VIII-1) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

ELU..... 1,35 G + 1,5 Q

ELS..... G + Q

RPA2003..... G + Q ± E

0,8 G ± E

Et en procédant à des vérifications à l'ELS.

VIII-1-1) Recommandations du RPA2003 :**Ø Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

a) Les poteaux carrés :

ü Le pourcentage minimal sera de 0,8% de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (50x50)..... $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45)..... $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40)..... $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

ü Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.

Poteau (50x50)..... $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45)..... $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40)..... $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

ü Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% .

Poteau (50x50)..... $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45)..... $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40)..... $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

ü Le diamètre minimal est de 12 mm.

ü La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ (Zone IIa).

ü La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (Zone IIa).

ü Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

b) Les poteaux circulaires :

ü Le pourcentage minimal sera de 0,8% de la section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau } \Phi 55 \dots\dots\dots A_{\min} = 0,008 \times \pi \frac{55^2}{4} = 19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } \Phi 50 \dots\dots\dots A_{\min} = 0,008 \times \pi \frac{50^2}{4} = 15,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } \Phi 45 \dots\dots\dots A_{\min} = 0,008 \times \pi \frac{45^2}{4} = 12,7 \text{ cm}^2$$

ü Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.

$$\text{Poteau } \Phi 55 \dots\dots\dots A_{\max} = 0,04 \times \pi \frac{55^2}{4} = 95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } \Phi 50 \dots\dots\dots A_{\max} = 0,04 \times \pi \frac{50^2}{4} = 78,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } \Phi 45 \dots\dots\dots A_{\max} = 0,04 \times \pi \frac{45^2}{4} = 63,6 \text{ cm}^2$$

ü Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% .

$$\text{Poteau } \Phi 55 \dots\dots\dots A_{\max} = 0,06 \times \pi \frac{55^2}{4} = 142,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } \Phi 50 \dots\dots\dots A_{\max} = 0,06 \times \pi \frac{50^2}{4} = 117,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } \Phi 45 \dots\dots\dots A_{\max} = 0,06 \times \pi \frac{45^2}{4} = 95,4 \text{ cm}^2$$

ü Le diamètre minimal est de 12 mm.

ü La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ (Zone IIa).

ü La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (Zone IIa).

ü Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

Ø Les armatures transversales :

ü les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{r_a V_u}{h f_c}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{où} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

λ_g : l'élanement géométrique du poteau.

l_f : la longueur du flambement du poteau.

a, b : dimensions de section droite du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

Pour la zone IIa l'espacement maximal est fixé comme suit

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\varnothing_l, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale.} \\ S_t \leq 15\varnothing_l & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

\varnothing_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ü La quantité minimale des armatures transversales $A_t/b \cdot S_t$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

ü Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés verticales en nombres et diamètre suffisant ($\varnothing > 12$ mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

ü Pour les poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles.

ü Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_{\min}$.

VIII-1-2) Calcul du ferrailage :**a) Calcul à l'ELU :**

Etape de calcul en flexion composée :

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \implies$ Alors la section est partiellement comprimée.

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \implies$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad \rightarrow \quad (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$ avec : M_f : Moment fictif.

Ø Si l'inégalité (A), est vérifiée alors la section est partiellement comprimée le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

-Si : $m \leq m_1$ la section est simplement armée.

On détermine β du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{b \cdot d \cdot \sigma_s}, \text{ la section réelle d'armature est : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

-Si : $m \geq m_1$ la section est doublement armée, il faut calculer A_1 et A'_1

Avec : $m_1 = 0,392$.

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A'_1 = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

et $c = c' = 3 \text{ cm}$.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'_1$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Ø Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0,5h - c) b \cdot h \cdot f_{bc} \quad \rightarrow \quad (B)$$

Ø Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Ø Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$y = \frac{0,3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

Calcul des armatures longitudinales dans les poteaux.

On ferraille les poteaux dans un seul sens.

Tableaux récapitulatifs de ferrailage des poteaux par niveaux :

- Les poteaux carrés :

Tableau VIII.1 : Ferrailage des poteaux carrés.

Niveau	N(KN)	M(KN.m)	Obs	As' (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
Sous sol, RDC	N _{max} = 1585,62	M _{cor} = 2,64	sec	0	0	20,00	20,61	4HA20 + 4HA16
	N _{min} = 1005,75	M _{cor} = 0,934	sec	0	0			
	N _{cor} = 1321,56	M _{max} = 7,69	sec	0	0			
1,2, 3	N _{max} = 1397,01	M _{cor} = 5,92	sec	0	0	16,2	18,22	6HA16 + 4HA14
	N _{min} = 666,04	M _{cor} = 2,10	sec	0	0			
	N _{cor} = 856,11	M _{max} = 16,74	sec	0	0			
4,5,6,7 8	N _{max} = 857,17	M _{cor} = 7,21	sec	0	0	12,8	13,76	6HA14 + 4HA12
	N _{min} = 97,01	M _{cor} = 3,88	sec	0	0			
	N _{cor} = 125,81	M _{max} = 29,41	sec	0	0			

b) Vérifications à l'ELU :

Ø Vérification de l'effort tranchant :(Art 7.4.3.2 RPA99/version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ avec: } l_f = 0,7h \text{ et } h: \text{ la hauteur libre du poteau}$$

$$H = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 2,71 = 1,897 \text{ m}$$

$$\text{On a } \lambda_g \leq 5 \rightarrow \rho_d = 0,04$$

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux 50x50 :**

$T_2=12,80$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 50x50 sous charges sismiques GQE)

$$\tau_u = \frac{T_s^{\max}}{b \cdot d} = \frac{12,8 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,05 < 1 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poteau 45x45 :**

$T_2=24,91$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35*35 sous charges sismiques GQE)

$$\tau_u = \frac{24,91 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,131 < 1 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poteau 40x40 :**

$T_2=36,64$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35*35 sous charges sismiques GQE)

$$\tau_u = \frac{36,64 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,247 < 1 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Ø Longueur d'ancrage : BAEL91 modifiées 99 Art A.6.1, 23

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } t_{su} = 0,6 \times y_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les T20 : $l_s = 70,54$ cm

Pour les T16 : $l_s = 56,44$ cm.

Pour les T14 : $l_s = 49,50$ cm.

Pour les T12 : $l_s = 42,50$ cm.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

ü Le diamètre doit être tel que :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm, soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

f_t : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On adopte deux cadre : $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t = 8 \text{ cm}$

Ø Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA l'article 7.4.2,2 la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale** : $S_t \leq \min (10f_1^{\min}, 15\text{cm}) = (10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \rightarrow$

$$S_t = 10\text{cm}.$$

- **En zone courante** : $S_t \leq \min 15f_1^{\min} = 18\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}.$

Avec Φ_1^{\min} : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Ø Les recommandations du RPA 99 (Art .7.4.2, 2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : T_u : Effort tranchant de calcul.
 h_1 : hauteur totale de la section brute.
 f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales
 ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture

par effort tranchant. Il est pris égal :

- $\rho_a = 2,5$ Si l'élançement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

- **Poteaux 50x50 :**

$T_2 = 12,80$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 50x50 sous charges sismiques GQE)

$$A_t = \frac{r_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 12,80 \times 10 \times 0,15}{0,50 \times 400} = 0,24\text{cm}^2$$

- **Poteau 45x45 :**

$T_2 = 24,91$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 45x45 sous charges sismiques GQE)

$$A_t = \frac{r_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 24,91 \times 10 \times 0,15}{0,45 \times 400} = 0,52\text{cm}^2$$

- **Poteau 40x40 :**

$T_2 = 36,64$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges sismiques GQE)

$$A_r = \frac{r_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 36,64 \times 10 \times 0,15}{0,40 \times 400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

On adopte deux cadre : **4 f8 = 2,01 cm²**

Ø Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \Phi_l^{\max} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$$

$$L_r = 40 \times \Phi_l^{\max} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

$$L_r = 40 \times \Phi_l^{\max} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

$$L_r = 40 \times \Phi_l^{\max} = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm.}$$

Ø Vérification de la quantité d'armatures :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

-Si: $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

-Si: $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élanement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement du poteau.

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b_1 h_1^3}{12}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12} L_f}{h_1}, \quad l_f = 0,7h = 0,7(306-35)$$

- Poteau de (50x50)cm² : $I = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0,7 \times 271 = 9,19$
- Poteau de (45x45)cm² : $I = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 271 = 14,60$
- Poteau de (40x40)cm² : $I = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 271 = 16,42$

Puisque :

$$\lambda_g \geq 5 \text{ donc } A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

ü En zone nodale (**S_t = 10cm**) :

$$A_t = 0,3 \% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3 \% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3 \% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

ü **En zone courante ($S_t = 15\text{cm}$) :**

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc la quantité d'armatures choisies est insuffisante alors on adopte la quantité suivante :

$$6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

VIII-1-3) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2) Contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/ BAEL 91 modifié 2003)

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

On a deux cas à vérifier :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → Section entièrement comprimée.

ü Vérification des contraintes :

- La section homogène est :

$$B_0 = b \cdot h + h (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

et

$$\sigma_{s1} = 15 \left[\frac{N}{B_0} + \frac{M(V_1 - c')}{I} \right] \leq \frac{f_e}{1,15}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left[\frac{N}{B_0} - \frac{M(V_2 - c)}{I} \right] \leq \frac{f_e}{1,15}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : effort de compression à l' ELS,

M_s : moment fléchissant à l' ELS,

B_0 : section homogénéisée.

$$B_0 = b.h + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6}$ \longrightarrow Section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Avec : y_{ser} : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

y_c : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p ;

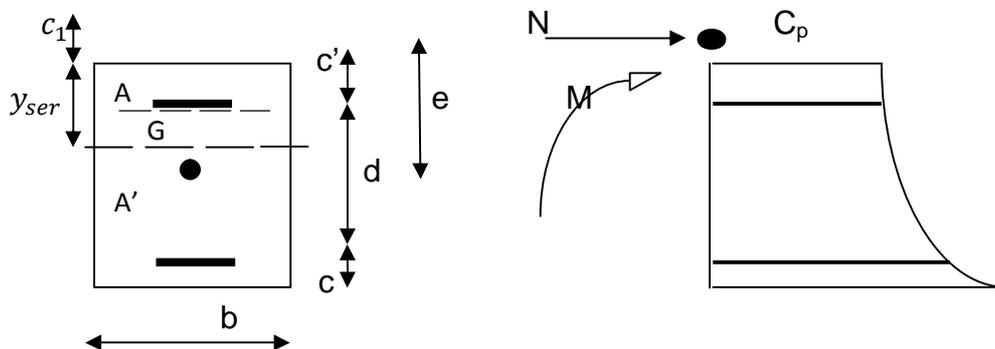
C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

$$\sigma_b = k y_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad k = \frac{N_{ser}}{I_{xx'}}$$

$$s_s = 15.k(d - y_{ser}) \leq \bar{s}_{st} = \frac{f_e}{g_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$I_{xx'} = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1 \quad \text{et} \quad c_1 = d - e_a \quad \text{avec:} \quad e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{H}{2}\right)$$



$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'(c_1 - c')}{b} + 90\frac{A}{b}(d - c')$$

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

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si: $\Delta \geq 0 \rightarrow t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y_c = u - \frac{p}{3u}$

Si: $\Delta < 0 \rightarrow \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

$$y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On tiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$$

Tableau VIII.2 : Vérifications des contraintes dans les poteaux carrés à l'ELS

Niveau	N (KN)	M (kn.m)	e (m)	Obs	σ_{b1}	σ_{b2}	σ_b	Obs	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_s	Obs
Sous sol RDC	$N_{max}=1152,62$	$M_{cor}=1,910$	0,0016	sec	4,12	4,1	15	vérifiée	66,2	56,2	348	vérifiée
	$N_{min}=732,55$	$M_{cor}=0,683$	0,0009	sec	2,62	2,6	15	Vérifiée	39,2	38,6	348	vérifiée
	$N_{cor}=961,20$	$M_{max}=5,56$	0,0057	sec	3,43	3,4	15	vérifiée	51,4	50,7	348	vérifiée
1,2,3	$N_{max}=1015,54$	$M_{cor}= 4,28$	0,0042	sec	4,46	4,4	15	vérifiée	66,8	65,8	348	vérifiée
	$N_{min}= 485,08$	$M_{cor}= 1,53$	0,0031	sec	2,13	2,1	15	vérifiée	31,9	31,4	348	vérifiée
	$N_{cor}=623,10$	$M_{max}=12,10$	0,0194	sec	2,73	2,7	15	vérifiée	41	40,4	348	vérifiée
4,5,6,7,8	$N_{max}=623,34$	$M_{cor}= 5,21$	0,0083	sec	3,50	3,4	15	vérifiée	52,3	51,3	348	vérifiée
	$N_{min}=70,84$	$M_{cor}= 2,83$	0,0399	sec	0,31	0,3	15	vérifiée	4,60	4,05	348	vérifiée
	$N_{cor}=91,99$	$M_{max}=21,37$	0,2323	spc	0,27	0,0	15	vérifiée	5,23	3,31	348	vérifiée

3) Condition de nom fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.3 : Vérification de la condition de non fragilité.

Niveau	N (KN)	M (kn.m)	e (m)	d (cm)	b (cm)	A _{mi} (cm ²)	A _s (cm ²)	Obs
Sous Sol RDC	N _{max} =1152,62	M _{cor} =1,910	0,0016	47	50	6,98	20,61	Vérifiée
	N _{min} =732,55	M _{cor} =0,683	0,0009	47	50	6,98	20,61	
	N _{cor} =961,20	M _{max} =5,56	0,0057	47	50	6,99	20,61	
1,2,3	N _{max} =1015,54	M _{cor} = 4,28	0,0042	42	45	5,62	18,22	
	N _{min} = 485,08	M _{cor} = 1,53	0,0031	42	45	5,62	18,22	
	N _{cor} =623,10	M _{max} =12,10	0,0194	42	45	5,67	18,22	
4,5,6,7,8	N _{max} =623,34	M _{cor} = 5,21	0,0083	37	40	4,41	13,76	
	N _{min} =70,84	M _{cor} = 2,83	0,0399	37	40	4,49	13,76	
	N _{cor} =91,99	M _{max} =21,37	0,2323	37	40	4,96	13,76	

- Poteaux circulaires :

Tableau VIII.4 : Ferrailage des poteaux circulaires.

Niveau	N(KN)	M(KN.m)	Obs	As' (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
Sous sol, RDC	N _{max} = 659,17	M _{cor} = 4,96	sec	0	0	19	20,11	10HA16
	N _{min} = 637,44	M _{cor} = 8,66	sec	0	0			
	N _{cor} = 637,44	M _{max} = 8,66	sec	0	0			
1,2, 3	N _{max} = 580,16	M _{cor} = 10,50	sec	0	0	15,7	16,08	8HA16
	N _{min} = 411,5	M _{cor} = 8,47	sec	0	0			
	N _{cor} = 580,16	M _{max} = 10,50	sec	0	0			
4,5,6,7 8	N _{max} = 354,11	M _{cor} = 8,27	sec	0	0	12,7	15,39	10HA14
	N _{min} = 53,56	M _{cor} = 12,35	sec	0	0			
	N _{cor} = 53,56	M _{max} = 12,35	sec	0	0			

✓ Vérifications à l'ELU :

Ø Vérification de l'effort tranchant :(Art 7.4.3.2 RPA99/version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

$$\text{On a } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux Φ55 :**

$T_2 = 10,30$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué aux poteaux Φ55 sous charges sismiques GQE)

$$\tau_u = \frac{T_s^{\max}}{D \times d} = \frac{10,3 \times 10^3}{550 \times 520} = 0,03 < 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poteaux Φ50 :**

$T_2 = 15,75$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué aux poteaux Φ50 sous charges sismiques GQE)

$$\tau_u = \frac{15,75 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,06 < 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poteaux Φ45 :**

$T_2 = 22,58$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué aux poteaux Φ45 sous charges sismiques GQE)

$$\tau_u = \frac{22,58 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,11 < 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Ø Longueur d'ancrage : BAEL91 modifiées 99 Art A.6.1, 23

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } t_{su} = 0,6 \times y_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les T16 : $l_s = 56,44$ cm.

Pour les T14 : $l_s = 49,38$ cm.

✓ Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empocher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

ü Le diamètre doit être tel que :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm, soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

f_t : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On adopte des cerces de $\Phi 8$

Les cerces doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\Phi_t = 8 \text{ cm}$

Ø Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA l'article 7.4.2,2 la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale** : $S_t \leq \min (10f_t^{\min}, 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \rightarrow$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **En zone courante** : $S_t \leq \min 15f_t^{\min} = 21 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec Φ_t^{\min} : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Ø Les recommandations du RPA 99 (Art .7.4.2, 2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture

par effort tranchant. Il est pris égal :

$\rho_a = 2,5$ Si l'élançement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

- **Poteaux $\Phi 55$:**

$T_2 = 10,30 \text{ kn}$ (l'effort tranchant maximal appliqué aux poteaux $\Phi 55$ sous charges sismiques GQE)

$$A_t = \frac{r_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 10,30 \times 10 \times 0,15}{0,55 \times 400} = 0,16 \text{ cm}^2$$

- **Poteaux $\Phi 50$:**

$T_2 = 15,75$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué aux poteaux $\Phi 50$ sous charges sismiques GQE)

$$A_t = \frac{r_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 15,75 \times 10 \times 0,15}{0,50 \times 400} = 0,28 \text{ cm}^2$$

- **Poteau $\Phi 45$:**

$T_2 = 22,58$ kn (l'effort tranchant maximal appliqué aux poteaux $\Phi 45$ sous charges sismiques GQE)

$$A_t = \frac{r_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 22,58 \times 10 \times 0,15}{0,45 \times 400} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Ø **Longueurs de recouvrement :** $L_r = 40\Phi_l^{\max} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.

$$L_r = 40\Phi_l^{\max} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

Ø **Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

-Si: $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

-Si: $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement du poteau.

D : Dimension de la section droite du poteau .

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad l_f = 0,7h = 0,7(306-35)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{\pi D^4}{64}}{\frac{\pi D^2}{4}}} = \sqrt{\frac{D^2}{16}} = \frac{D}{4} \rightarrow \lambda_g = \frac{4}{D} \times l_f$$

- Poteau $\Phi 55$: $I = \frac{4}{D} \cdot I_f = \frac{4}{50} \times 0,7 \times 271 = 13,79$
- Poteau $\Phi 50$: $I = \frac{4}{D} \cdot I_f = \frac{4}{45} \times 0,7 \times 271 = 15,17$
- Poteau $\Phi 45$: $I = \frac{4}{D} \cdot I_f = \frac{4}{40} \times 0,7 \times 271 = 16,86$

Puisque :

$$\lambda_g \geq 5 \text{ donc } A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

ü En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

ü En zone courante ($S_t = 15\text{cm}$) :

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{ cm}^2$$

on adopte la quantité suivante :

$$6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

IX-1-3) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2) Contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/ BAEL 91 modifié 2003)

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

Tableau VIII.5 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS

Niveau	N (KN)	M (kn.m)	e (m)	Obs	σ_{b1}	σ_{b2}	σ_b	Obs	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_s	Obs
Sous sol RDC	$N_{\max} = 481,22$	$M_{\text{cor}} = 3,59$	0,0074	sec	1,46	1,4	15	vérifiée	21,8	21,5	348	vérifiée
	$N_{\min} = 465,12$	$M_{\text{cor}} = 6,26$	0,0134	sec	1,40	1,4	15	Vérifiée	21,1	20,8	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = 465,12$	$M_{\max} = 6,26$	0,0134	sec	1,40	1,4	15	vérifiée	21,1	20,8	348	vérifiée
1,2,3	$N_{\max} = 423,50$	$M_{\text{cor}} = 7,59$	0,0180	sec	1,6	1,5	15	vérifiée	23,8	23,5	348	vérifiée
	$N_{\min} = 300,20$	$M_{\text{cor}} = 6,13$	0,0200	sec	1,12	1,1	15	vérifiée	16,5	16,3	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = 423,50$	$M_{\max} = 7,59$	0,0180	sec	1,59	1,4	15	vérifiée	23,8	23,5	348	vérifiée
4,5,6,7,8	$N_{\max} = 258,51$	$M_{\text{cor}} = 5,97$	0,0230	sec	1,15	1,1	15	vérifiée	17,3	17,1	348	vérifiée
	$N_{\min} = 39,150$	$M_{\text{cor}} = 9,01$	0,2300	spc	0,17	0,0	15	vérifiée	2,62	2,59	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = 39,150$	$M_{\max} = 9,01$	0,2300	spc	0,17	0,0	15	vérifiée	2,62	2,59	348	vérifiée

3) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23x f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455xd}{e_s - 0,185xd} xbd$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.6 : Vérification de la condition de non fragilité.

Niveau	N (KN)	M (kn.m)	e (m)	d (cm)	b (cm)	A _{mi} (cm ²)	A _s (cm ²)	Obs
Sous Sol RDC	N _{max} = 481,22	M _{cor} = 3,59	0,0074	52	55	8,91	20,11	Vérifiée
	N _{min} = 465,12	M _{cor} = 6,26	0,0134	52	55	9,30	20,11	
	N _{cor} = 465,12	M _{max} = 6,26	0,0134	52	55	9,30	20,11	
1,2,3	N _{max} = 423,50	M _{cor} =7,59	0,0180	47	50	8,06	16,08	
	N _{min} = 300,20	M _{cor} = 6,13	0,0200	47	50	8,21	16,08	
	N _{cor} = 423,50	M _{max} =7,59	0,0180	47	50	8,06	16,08	
4,5,6,7,8	N _{max} = 258,51	M _{cor} = 5,97	0,0230	42	45	7,01	15,39	
	N _{min} = 39,150	M _{cor} = 9,01	0,2300	42	45	0,58	15,39	
	N _{cor} = 39,150	M _{max} =9,01	0,2300	42	45	0,58	15,39	

Chapitre IX

Ferrailage des voiles

IX-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) , ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce la nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I: Sous sol, RDC niveau.
- Zone II: 1^{ème}, 2^{ème}, 3^{ème} niveau.
- Zone III : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} niveau.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{aligned} \bullet \text{Selon le BAEL 91} & \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right. \\ \bullet \text{Selon le RPA révisé 2003} & \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right. \end{aligned}$$

IX-2) Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

IX-2-1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ selon le RPA 99 / version 2003 Art .7.7.4}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

▼ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile .
entièrement

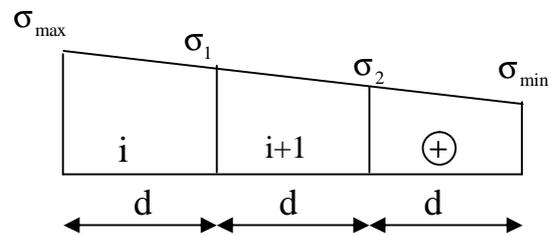


Fig IX.1 : Diagramme d'une section

Comprimée

▼ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

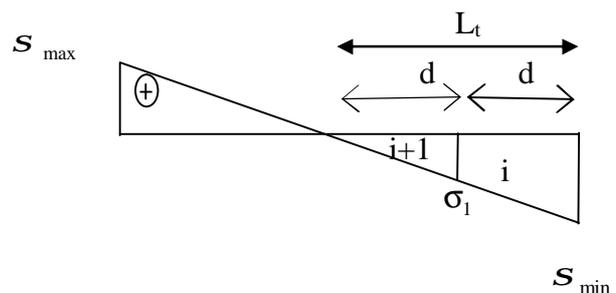


Fig IX.2 : Diagramme d'une section partiellement Comprimée

▼ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

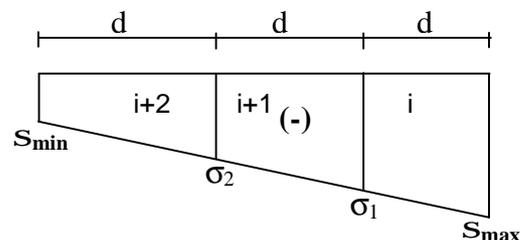


Fig IX.3 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

IX-2-2) Armatures verticales :**• Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : contrainte de l'acier correspondante à un raccourcissement de 2 ‰ = 348 MPa

• Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : contrainte de l'acier correspondante à un raccourcissement de 2 ‰ = 348 MPa

• Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier correspondante à un raccourcissement de 1 ‰ = 348 MPa

X-2-3) Armatures minimales :**Ø Compression du béton : (Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifiées 99) :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

Ø Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm^2)
- D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0,2 \% B$ (cm^2)

Donc :
$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002 B \right)$$

IX-2-4) Exigences de R PA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

- Ø Globalement dans la section du voile 15 % .
- Ø En zone courantes 0,10 % .

IX-2-5) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ (**Art A.7.7.41 RPA99**).

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15 \% \cdot B$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15\% \cdot B \right\}$$

Av: Section d'armatures verticales adoptée.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

IX-2-6) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

IX-2-7) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IX-2-8) Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

IX-2-9) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

$\emptyset 40\Phi$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

$\emptyset 20\Phi$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IX-2-10) Diamètre minimal : (Art 7.7.43/RPA99/2003)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

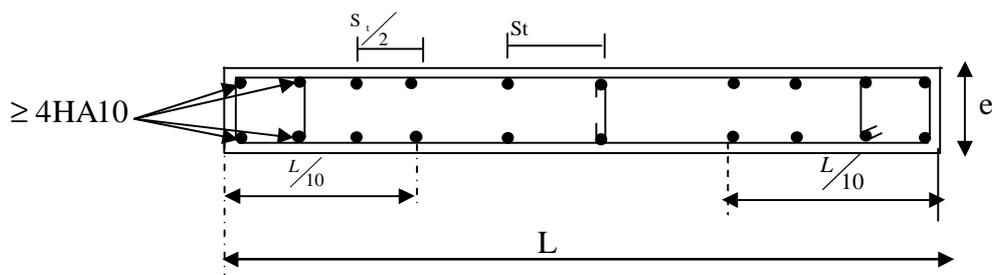


Fig IX.4 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

IX-3) Vérifications :**IX-3-1) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures verticales adoptées.

IX-3-2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad V = 1,4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91 modifiées 99 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

IX-4) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal (1) de la zone (I) :

$L = 2,50 \text{ m}$, $e = 20 \text{ cm}$

$I = 0,450 \text{ m}^4$, $B = 0,6 \text{ m}^2$

$\sigma_{max} = 1989,26 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{min} = -4665,33 \text{ KN/m}^2$

$L_c = 0,75 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement tendue

$L_c = 0,75 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 1,75 \text{ m}$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0,5 \text{ m}$$

RDC ($h_e = 3,06 - 0,2 = 2,86 \text{ m}$)

Soit un tronçon $d = 0,5 \text{ m}$

Remarque : On étudiera la partie tendue dont on calculera la section d'armature, celle-ci sera conservée de part et d'autre du voile puisque l'action sismique est réversible.

a) Calcul des armatures verticales :

1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = (\sigma_{\min}) \times \frac{d}{L} = -1326,17 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 298,51 \text{ KN}$$

• Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 8,58 \text{ cm}^2$$

2^{eme} tronçon :

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right) d \times e = 66,07 \text{ KN}$$

• Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 1,9 \text{ cm}^2$$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0,2 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_c} \right)$$

tellque $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (2 \text{ cm}^2, 5,25 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adoptée sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 10,80 \text{ cm}^2$

Soit : 6 HA12 = 6,77 cm²/nappe , avec: $S_t = 10 \text{ cm}$

c) Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisé 2003 : $A_H \geq 0,15\% \cdot B = 1,5 \text{ cm}^2$

Soit 5 HA8 = 2,51 cm² / nappe avec: S_t=25cm

d) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

e) Armature de coutures :

$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$ avec : $T = 1,4 \times V_u$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 230,68}{400 \times 10^{-1}} \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 8,88 \text{ cm}^2$$

IX-5) Vérification des contraintes de cisaillement :**Ø BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{230,68 \times 10}{20 \times 0,9 \times 286} = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ø RPA99 révisé 2003 :

$$t_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 230,68 \times 10}{20 \times 0,9 \times 286} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\text{avec : } T = 1,4 \times V_u$$

$$t_b = 0,63 \text{ MPa} < t_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX-6) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$s_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{920,45 \times 10}{20 \times 250 + 15 \times 10,80 \times 2} = 1,77 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$s_b = 1,77 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

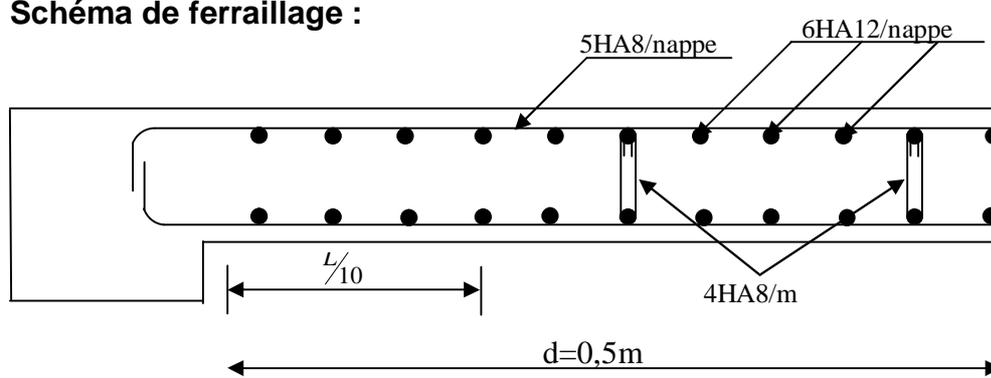


Fig IX.5 : Ferrailage d'un voile solidaire du poteau.

Tableau IX.1 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL₁, VL₂, VL₄, VL₅)

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
caractéristiques géométriques	L (m)		0,7	0,725	0,75
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m ²)		0,14	0,145	0,15
	I (m ⁴)		0,006	0,006	0,007
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)		3450,87	3105,85	1418,06
	σ_{\min} (KN/m ²)		-5941,29	-5375,28	-2900,81
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)		161,63	152,02	107,79
	T (KN)		226,28	212,83	150,91
	L _c (m)		0,26	0,27	0,25
	L _t (m)		0,44	0,46	0,50
	d (m)		0,17	0,18	0,16
	σ_1 (KN/m ²)		-2300,58	-2070,57	-945,37
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	141,32	131,79	63,14
		N ₂	39,446	36,649	15,520
	A _v (cm ²)	A' ₁ (cm ²)	4,06	3,79	1,81
		A' ₂ (cm ²)	1,13	1,05	0,45
		Av _j (cm ²)	6,22	5,85	4,15
		A ₁ = A' ₁ +Av _j /4	5,62	5,25	2,85
		A ₂ = A' ₂ +Av _j /4	2,54	2,37	1,16
	A _{min} (cm ²)		1,78	1,89	1,68
	A calculé (cm ²)		5,62	5,25	2,85
	A adoptée/nappe (cm ²)		3,38	3,38	2,25
	Choix des barres /nappe		3HA12	3HA12	2HA12
	S _t (cm)		8	9	16
	A _H /nappe (cm ²)		0,85	0,85	0,56
	Choix des barres /nappe		2HA8	2HA8	2HA8
A _t (cm ²)		4épingle de HA8 / m ²			
vérification des contraintes	Cisaillement	τ_b [MPa]	0,31	0,30	0,21
		τ_u [MPa]	0,44	0,41	0,29
	ELS	σ_{bc} [MPa]	2,84	2,61	1,73

Tableau IX.2 : Ferrailage du voile longitudinal (VL₃)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,55	2,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,5	0,51	0,52	
	I (m ⁴)	0,260	0,276	0,293	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	1989,26	1481,63	447,57	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-4665,33	-4156,84	-2212,08	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	230,68	232,86	205,08	
	T (KN)	322,95	326,00	287,11	
	L _c (m)	0,75	0,67	0,44	
	L _t (m)	1,75	1,88	2,16	
	d (m)	0,50	0,45	0,29	
	σ_1 (KN/m ²)	-1326,17	-987,75	-298,38	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	298,51	229,82	73,23
		N ₂	66,072	44,124	8,703
	A _v (cm ²)	A' ₁ (cm ²)	8,58	6,60	2,10
		A' ₂ (cm ²)	1,90	1,27	0,25
		Av _j (cm ²)	8,88	8,97	7,90
		A ₁ = A' ₁ +Av _j /4	10,80	8,85	4,08
		A ₂ = A' ₂ +Av _j /4	4,60	3,48	1,27
	A _{min} (cm ²)	5,25	4,72	3,04	
	A calculé (cm ²)	10,8	8,85	4,08	
	A adoptée/nappe (cm ²)	6,77	4,51	4,51	
	Choix des barres /nappe	6HA12	4HA12	4HA12	
	S _t (cm)	10	15	10	
	A _H /nappe (cm ²)	1,69	1,13	1,13	
	Choix des barres /nappe	5HA8	3HA8	3HA8	
	A _t (cm ²)	4épingle de HA8 / m ²			
vérification des contraintes	Cisaillement	τ_b [MPa]	0,45	0,45	0,40
		τ_u [MPa]	0,63	0,63	0,56
	ELS	σ_{bc} [MPa]	1,77	1,66	1,09

Tableau IX.3 : Ferrailage des voiles transversaux (VT₁, VT₅)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	3,75	3,8	3,85	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,75	0,76	0,77	
	I (m ⁴)	0,879	0,915	0,951	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3592,47	3170,45	1146,62	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6646,37	-6113,16	-3194,5	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	168,1	151,25	116,51	
	T (KN)	235,34	211,75	163,11	
	L _c (m)	1,32	1,30	1,02	
	L _t (m)	2,43	2,50	2,83	
	d (m)	0,88	0,87	0,68	
	σ_1 (KN/m ²)	-2394,98	-2113,63	-764,41	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	793,08	711,75	268,39
		N ₂	210,080	182,863	51,822
	A _v (cm ²)	A' ₁ (cm ²)	22,79	20,45	7,71
		A' ₂ (cm ²)	6,04	5,25	1,49
		A _{vj} (cm ²)	6,47	5,82	4,49
		A ₁ = A' ₁ + A _{vj} /4	24,41	21,91	8,83
		A ₂ = A' ₂ + A _{vj} /4	12,14	10,73	3,70
	A _{min} (cm ²)	9,24	9,13	7,14	
	A calculé (cm ²)	24,41	21,91	8,83	
	A adoptée/nappe (cm ²)	14,06	3,68	3,68	
	Choix des barres /nappe	7HA16	5HA12	5HA12	
	S _t (cm)	20	20	20	
	A _H /nappe (cm ²)	3,52	0,92	0,92	
	Choix des barres /nappe	4HA8	3HA8	3HA8	
A _t (cm ²)	4épingle de HA8 / m ²				
vérification des contraintes	Cisaillement	τ_b [MPa]	0,33	0,29	0,23
		τ_u [MPa]	0,46	0,41	0,32
	ELS	σ_{bc} [MPa]	1,66	1,63	1,09

Tableau IX.4 : Ferrailage des voiles transversaux (VT₂, VT₆)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	3,45	3,5	3,55	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,69	0,7	0,71	
	I (m ⁴)	0,684	0,715	0,746	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	3663,2	3250,66	1252,2	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6012,27	-5458,4	-2748,34	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	161,56	149,91	124,31	
	T (KN)	226,18	209,87	174,03	
	L _c (m)	1,31	1,31	1,11	
	L _t (m)	2,14	2,19	2,44	
	d (m)	0,87	0,87	0,74	
	σ_1 (KN/m ²)	-2442,13	-2167,11	-834,80	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	736,21	664,12	265,43
		N ₂	212,660	188,737	61,841
	A _v (cm ²)	A' ₁ (cm ²)	21,16	19,08	7,63
		A' ₂ (cm ²)	6,11	5,42	1,78
		Av _j (cm ²)	6,22	5,77	4,79
		A ₁ = A' ₁ +Av _j /4	22,71	20,53	8,82
		A ₂ = A' ₂ +Av _j /4	11,79	10,56	3,98
	A _{min} (cm ²)	9,14	9,14	7,77	
	A calculé (cm ²)	22,71	20,53	8,82	
	A adoptée/nappe (cm ²)	12,05	12,05	5,65	
	Choix des barres /nappe	6HA16	6HA16	5HA12	
	S _t (cm)	17	17	19	
	A _H /nappe (cm ²)	3,01	3,01	1,41	
	Choix des barres /nappe	4HA10	4HA10	3HA8	
A _t (cm ²)	4épingle de HA8 / m ²				
vérification des contraintes	Cisaillement	τ_b [MPa]	0,31	0,29	0,24
		τ_M [MPa]	0,44	0,41	0,34
	ELS	σ_{bc} [MPa]	1,65	1,55	1,06

Tableau IX.5 : Ferrailage des voiles transversaux (VT₃, VT₄)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
caractéristiques géométriques	L (m)	3,6	3,65	3,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,72	0,73	0,74	
	I (m ⁴)	0,778	0,810	0,844	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/m ²)	2591,07	2179,74	766,1	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-5931,84	-5390,69	-2819,84	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	230,68	123,93	89,7	
	T (KN)	322,95	173,50	125,58	
	L _c (m)	1,09	1,05	0,79	
	L _t (m)	2,51	2,60	2,91	
	d (m)	0,73	0,70	0,53	
	σ_1 (KN/m ²)	-1727,38	-1453,16	-510,73	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	558,84	479,50	175,51
		N ₂	126,035	101,812	26,915
	A _v (cm ²)	A' ₁ (cm ²)	16,06	13,78	5,04
		A' ₂ (cm ²)	3,62	2,93	0,77
		Av _j (cm ²)	8,88	4,77	3,45
		A ₁ = A' ₁ +Av _j /4	18,28	14,97	5,91
		A ₂ = A' ₂ +Av _j /4	8,19	6,67	2,25
	A _{min} (cm ²)	7,66	7,35	5,56	
	A calculé (cm ²)	18,28	14,97	5,91	
	A adoptée/nappe (cm ²)	9,24	9,24	4,51	
	Choix des barres /nappe	6HA14	6HA14	4HA12	
	S _t (cm)	15	14	18	
	A _H /nappe (cm ²)	2,31	2,31	1,13	
	Choix des barres /nappe	4HA10	4HA10	3HA8	
A _t (cm ²)	4épingle de HA8 / m ²				
vérification des contraintes	Cisaillement	τ_b [MPa]	0,45	0,24	0,17
		τ_u [MPa]	0,63	0,34	0,24
	ELS	σ_{bc} [MPa]	1,96	1,84	1,24

IX-7) Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

IX-7-1) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils seront donnés dans le fichier résultat.

IX-7-2) Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :**IX-7-2-1) Contraintes limites de cisaillement :**

$$t_b \leq \bar{t}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$t_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}, \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_{U, \text{ CALCUL}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

IX-7-2-2) Ferrailage des linteaux :

$$\checkmark \text{ Premier cas : } t_b \leq 0,06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) ils devront disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$
- Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$
- Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivant :

Avec : h : est la hauteur totale du linteau

$$A_l = \frac{M}{z \times f_e}$$

$$\text{avec : } z = h - 2d'$$

ou : h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 \cdot V_u$).

b) Aciers transversaux :

- Premier sous cas :

Linteaux longs ($I_s = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{avec : } S_t \leq \frac{A_l \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Avec : S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

L : portée de linteau

• Deuxième sous cas :

Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$) avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$ et $V = \min (V_1, V_2)$

ou : $V_1 = 2 V_{u \text{ calcul}}$

$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$.

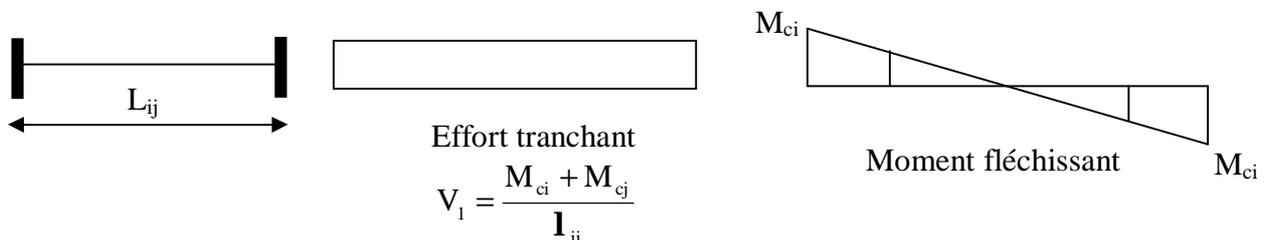


Fig IX.6 : Diagrammes des efforts internes.

✓ **Deuxième cas :** $t_b \geq 0,06 \cdot f_{c28}$

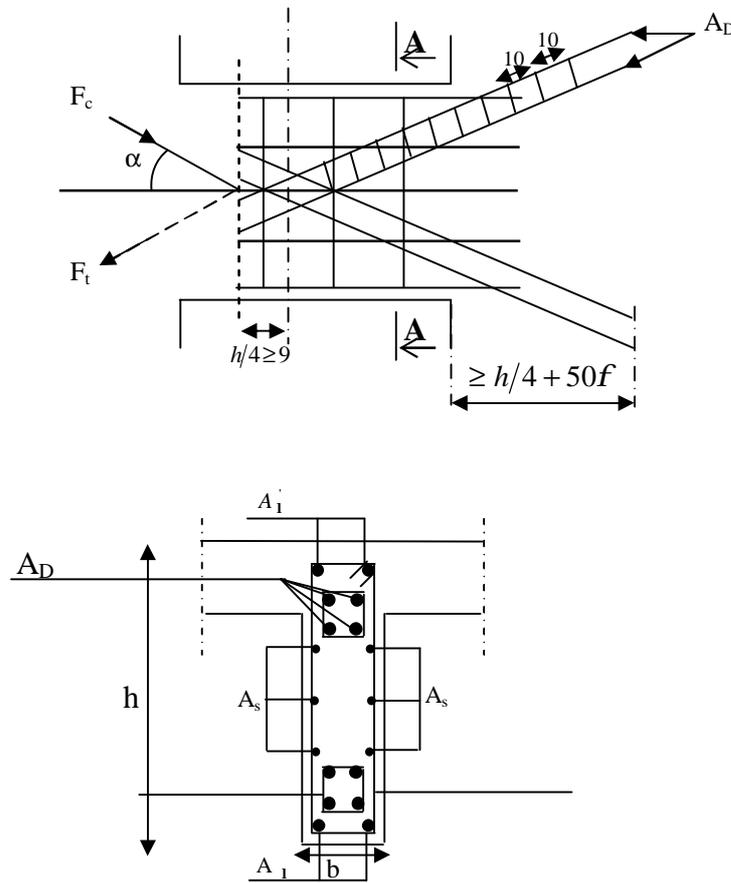
Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin a}$$

Avec : $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ et $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).



Coupe A-A

Fig IX.7 : Disposition des armatures dans les linteaux.

✓ Ferrailage minimal :

a) Armatures longitudinales :

$$A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

b) Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

c) Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } t_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } t_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

d) Armature de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou' (A_c , $2n_{\text{appe}}$) doivent être au total d'un minimum égale à 0,20% de la section verticale du linteau, $A_c = 0,20\%b$

IX-7-3) Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau (Vt2)

$$h = 1\text{ m}$$

$$l = 1.20\text{ m}$$

$$e = 20\text{ cm}$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$t_b = \frac{V}{b \times d} \text{ avec } : V = 1,4 \times V_U \text{ calculée}$$

$$t_b = \frac{1,4 \times 235,87 \times 10}{100 \times 0,9 \times 20} = 1,83\text{ MPa} \leq \bar{t}_b = 5\text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Armatures longitudinales ($A_l = A'_l$) :

$$t_b = 1.83\text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5\text{ MPa} \text{ Donc c'est le ferrailage minimal qui sera adopté.}$$

Ø RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,15\% \times e \times h = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3\text{ cm}^2$$

Ø BAEL 91 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times e \times (h - c') = 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (100 - 3)}{400} = 2,34\text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = A'_l = 3\text{ cm}^2, \text{ soit } 2\text{HA}14 = 3,08\text{ cm}^2$$

✓ Armatures transversales :

$$t_b = 1,83\text{ MPa} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625\text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} \rightarrow S_t = 20\text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot e = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1\text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1\text{ cm}^2, \text{ soit } 2\text{HA}10 = 1,57\text{ cm}^2$$

✓ Armatures diagonales

$t = 1.83\text{ MPa} > 1,5$, donc il sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{\text{calcul}}}{2 \cdot f_e \cdot \sin a}$$

$$\text{tg } a = \frac{h - 2c}{L} = \frac{1 - 2 \times 0,03}{1.20} = 0,783 \Rightarrow a = 38,06^\circ$$

$$A_D = \frac{235,87 \times 10}{2 \times 400 \times 0,616} = 4,78\text{ cm}^2$$

$$A_D = 4,78\text{ cm}^2, \text{ soit } 4\text{HA}14 = 7,7\text{ cm}^2$$

Avec : un cadre de $\Phi 8$ chaque 10 cm.

v Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \times e \times h = 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

soit : $A_c = 4,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ HA12 / nappe}$

v Longueur d'ancrage :

$$L_d = \frac{h}{4} + 50f = 25 + 50 \times 1,4 = 95 \text{ cm}$$

on prend $L_d = 95 \text{ cm}$

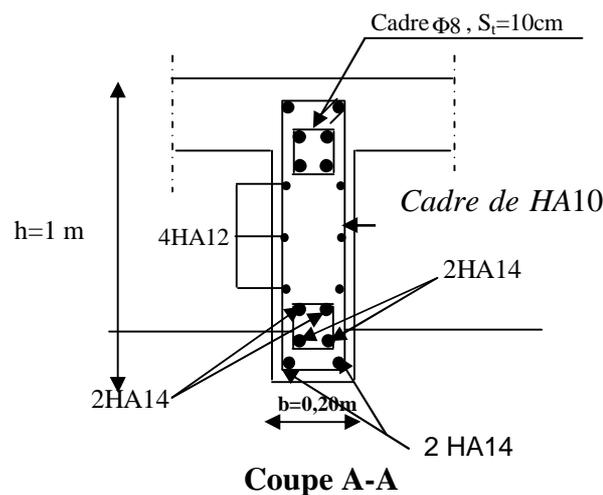
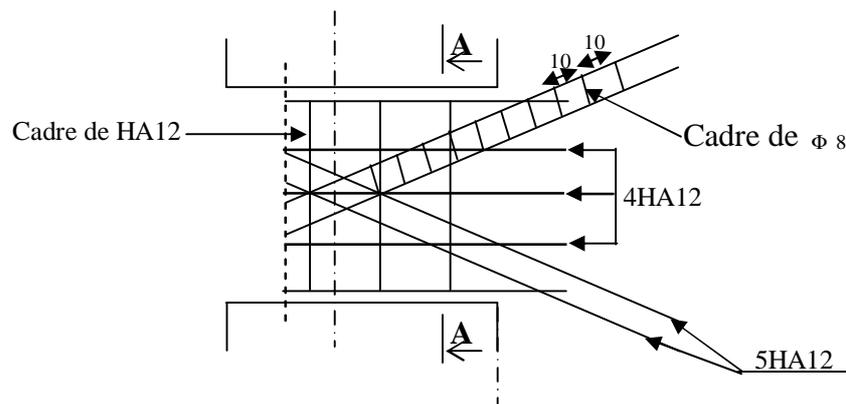


Fig IX.8 : Ferrailage des linteaux:

Le résumé de ferrailage des linteaux sera donné dans les tableaux suivants :

✚ pour $h=1\text{m}$

Tableaux IX.6 : Ferrailage du linteau (1).

Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1	1	1
	L (m)	1,2	1,2	1,2
	e (cm)	0,2	0,2	0,2
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	τ_b (MPa)	1,83	2,15	1,57
	V_u (KN)	235,87	276,42	201,8
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1,5	1,5	1,5
	τ_b (KN)	1,83	2,15	1,57
	$A_l = A_l'$ (cm ²)	3	3	3
	Choix des barres	2HA14	2HA14	2HA14
	St (cm)	14	14	14
	A_t (cm ²)	1	1	1
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
	St (cm)	20	20	20
	A_D (cm ²)	4,8	5,6	4,1
	Choix des barres	4HA14	4HA14	4HA14
	A_c (cm ²)	4	4	4
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12
	Longueur d'ancrage L_d (cm)	95	95	95

✚ Pour $h=0,86\text{m}$

Tableaux IX.7 : Ferrailage du linteau (2).

Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,86	0,86	0,86
	L (m)	1,2	1,2	1,2
	e (m)	0,2	0,2	0,2
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	τ_b (MPa)	2,03	2,33	1,74
	V_u (KN)	224,49	257,96	192,02
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1,5	1,5	1,5
	τ_b (KN)	2,03	2,33	1,74
	$A_l = A_l'$ (cm ²)	2,58	2,58	2,58
	Choix des barres	2HA14	2HA14	2HA14
	St (cm)	14	14	14
	A_t (cm ²)	1	1	1
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
	St (cm)	20	20	20
	A_D (cm ²)	5,1	5,8	4,3
	Choix des barres	4HA14	4HA14	4HA12
	A_c (cm ²)	3,44	3,44	3,44
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12
	Longueur d'ancrage L_d (cm)	95	95	95

Chapitre X

Etude de l'infrastructure

X-1) Introduction :

Les fondations sont les éléments de transition des charges entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Cette transmission de charges au sol se fait, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres éléments (puits, pieux).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

1. reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Ø Type de fondation :**a. Fondations superficielles :**

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

Elles sont utilisées généralement

b. Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

[0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.

[1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.

> 5 m : fondations profondes sur pieux.

X-2) Etude du sol :

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $S_{sol} = 2,6 \text{ bars}$.

L'absence de nappe phréatique, donc il n'y a pas de risque de la remontée des eaux.

X-3) Choix du type des fondations :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- F La résistance du sol,
- F La profondeur des bonnes couches du sol,
- F Le tassement du sol,
- F Le mode de construction de la structure.

En tenant compte des critères cités ci-dessus, Le choix se fera en premier lieu pour des semelles filantes, mais lorsque la surface occupée par celle-ci est supérieure à 50% de la surface totale de la structure ($S_{semelle} > 50\% S_{structure}$) le choix se portera sur un radier général.

X-4) Dimensionnement :**1) Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{S}_{sol}}$$

•Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{S}_{sol}}}$$

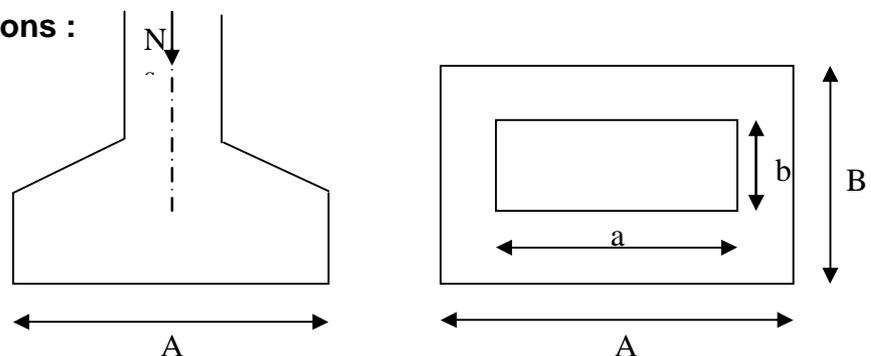


Fig X.1 : Dimensions d'une fondation

▪Exemple de calcul:

$$N_{ser} = 1270,42 \text{ KN} \quad , \quad \bar{S}_{sol} = 260 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,21 \text{ m}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2) Semelles filantes sous voiles et sous poteaux :

a) Semelles filantes sous voiles :

✓ Etape de calcul :

Le dimensionnement se fera à L'ELS avec la combinaison de charges suivante :

$$N_s = G + Q \quad ; \quad \frac{N_s}{B \cdot L} \leq S_{sol}$$

Avec :

G et Q : Charge et surcharge à la base de voile considéré.

S_{sol} : Contrainte admissible du sol.

B : largeur de la semelle sous voile considéré.

L : longueur de la semelle sous voile considéré.

$$B \geq \frac{G + Q}{L \cdot S_{sol}}$$

Les charges permanentes et les charges d'exploitation revenant à chaque voile à sa base sont celles obtenues par la descente de charges (charges et surcharges cumulées au RDC).

On aura ainsi les résultats de dimensionnement des semelles filantes sous voiles résumés dans les tableaux suivant :

Tableau X.1 : Surface des semelles filantes sous voiles :

Voiles	Ns = G+Q	S = N/Ssol
VL1,VL2	3423,604	13,16
VL4 ,VL5	6468,717	24,88
VL3	1845,96	7,1
VT1=VT5	2026,42	15,58
VT2=VT6	1870,45	14,38
VT3=VT4	2488,62	19,14
		94,24

St sous voiles = 94,24 m²

b) Semelles filantes sous poteaux :

✓ Etape de calcul :

F Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

F Déterminer les coordonnées de la résultante R ; $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

F Déterminer la distribution par mètre linéaire de la semelle.

Si $e > \frac{B}{6}$ \longrightarrow Répartition triangulaire.

Si $e \leq \frac{B}{6}$ \longrightarrow Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{\left(\frac{B}{4}\right)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

•Exemple de calcul :

1- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\sum N_s = 5763,97 \text{ KN}$$

2- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \quad e = 0,007\text{m}$$

3-Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = 0,007 < \frac{L}{6} = \frac{16,4}{6} = 2,73\text{m}$$

\Rightarrow Répartition trapézoïdale

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{5026,11}{16,4} = 306,47 \text{ KN/m}$$

4- détermination de la longueur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{s_{sol}} = \frac{306,47}{260} = 1,18 \text{ m} \quad \Rightarrow B = 1,20 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 1,2 \times 16,4 = 19,68 \text{ m}^2$$

$$S_s = 19,8 \times 8 = 157,44 \text{ m}^2$$

$$S_T = 157,44 + 94,24 = 251,68 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 23,1 \times 16,4 = 378,84 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{251,68}{378,84} = 0,66$$

F Conclusion : les semelles sont de largeurs importantes, impliquant le chevauchement entre elles, en occupant presque la totalité de l'assise du bâtiment. Pour cela, on se ramène au choix du radier général nervuré.

3) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Il est :

- Ø Rigide dans son plan horizontal,
- Ø Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Ø Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Ø Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Ø Rapidité d'exécution.

a) Pré dimensionnement du radier :

1) selon la condition minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25\text{cm}$).

2) Selon la condition forfaitaire :

✓ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :
 L_{max} : l'entraxe maximal des poteaux.

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h \geq \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } h_t = 30 \text{ cm}$$

✓ La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

3)- Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

E : Le module de Young Pour un chargement de long durée , $E = 10818,86$ MPa.

b : largeur du radier présentant une bande de 1 m.

I : inertie de la section du radier, $I = bh^3/12$.

K : coefficient de raideur du sol. $K = 40$ MPa (pour un sol moyen).

L_{\max} : Portée maximale des voiles ; $L_{\max} = 4,25$ m

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \quad , \text{ avec } I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\Rightarrow h \geq 3 \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left[\frac{2 \cdot L_{\max}}{p} \right]^4} = 3 \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{10818,86} \left[\frac{2 \times 4,25}{3,14} \right]^4} = 0,84 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h \geq 0,84 \text{ m}$$

On prend $h = 120$ cm

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

ü Hauteur de la nervure : **$h = 90$ cm**

ü Hauteur de la dalle : **$h = 30$ cm**

ü Largeur de la nervure : **$b = 50$ cm**

b) Détermination des efforts :

On prend comme surface de radier celle de bâtiment.

1- Charge permanente :

-Poids du bâtiment : $G_{bat} = 38009,64$ KN

-Poids du radier : $G_{rad} = 378,84 \times 0,30 \times 25 + (1,20 - 0,30) \times 0,5 \times 25 \times 16,4$

$$G_{rad} = 3025,8 \text{ KN}$$

-Poids TVO : $(1,20 - 0,30) \times (378,84 - 0,5 \times 16,4) \times 17 = 5670,79$ KN

-Poids de la dalle flottante : $(378,84 - 0,5 \times 16,4) \times 0,1 \times 25 = 926,6$ KN

$$\mathbf{F} \text{ Poids total: } G_{tot} = 47632,83 \text{ KN}$$

2-Charges d'exploitations :

- Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 5849,24$ KN

- Surcharge du radier : $Q_{rad} = 5 \times 378,84 = 1894,2$ KN

-la surcharge totale : $Q = Q_{bat} + Q_{rad} \Rightarrow Q_{tot} = 7743,44$ KN

3- Combinaisons d'actions :

$$\ddot{u} \quad \text{ELU} : N_u = 1,35G + 1,5Q = 75919,48\text{KN}$$

$$\ddot{u} \quad \text{ELS} : N_s = G + Q = 55376,27\text{KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU} : S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{s}_{sol}} = \frac{75919,48}{1,33 \times 260} = 219,54 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{s}_{sol}} = \frac{55376,27}{260} = 212,98 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire du radier est : $S_{nrad} = \max(219,54; 212,98)$

$$\Rightarrow S_{bat} = 378,84 \text{ m}^2 > S_{nrad} = 219,54 \text{ m}^2$$

Calcul des débords : le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

Soit un débord de 60 cm dans les 4sens de bâtiment.

$$\Rightarrow S_{radier} = S_{batiment} + S_{debord} = 378,84 + 41,1 = 419,94 \text{ m}^2$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Sollicitation totale :

$$\ddot{u} \quad \text{ELU} : N_{u_{tot}} = N_u + N_{u_{deb}} = 77630,82\text{KN}$$

$$\ddot{u} \quad \text{ELS} : N_{s_{tot}} = N_s + N_{s_{deb}} = 56621,1 \text{ KN}$$

$$\text{IL faut que: } t_u \leq \bar{t}_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{g_b}; 4\text{MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

Avec :

$$b = 1\text{m} ; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27\text{m.}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u b L_{\max}}{2 S_{rad}} = \frac{77630,82 \times 1 \times 4,25}{2 \times 419,94} = 392,83\text{KN}$$

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{392,83}{1 \times 0,27} \times 10^{-3} = 1,45\text{MPa}$$

$$t_u = 1,45\text{MPa} \leq \bar{t}_u = 2,5\text{MPa} : \text{Donc la condition est vérifiée}$$

d) Vérification de la stabilité du radier :

1- Calcul du centre de gravité du radier:

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,15 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,8 \text{ m}$$

2- Moment d'inertie :

$$I_{XX} = \sum [I_x + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 11039,84 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \sum [I_y + S_i (X_i - X_G)^2] = 21045,06 \text{ m}^4$$

3- La stabilité du radier :

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal **N** dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement **M** dû au séisme : $M = M_0 + \tau_0 h$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

τ_0 : effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : profondeur de l'infrastructure

I_x, I_y : moments d'inertie du panneau considéré dans le sens

considéré.

Le diagramme trapézoïdal nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

ü ELU : $\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$

ü ELS: $\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Ø Sens longitudinal :

$$M_x = 55988,95 + 2712,19 \times 1,00 = 58701,14 \text{ KN.m}$$

ü ELU :

$$s_{1,2} = \frac{N_U}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} X_G = \frac{77630,82}{419,94} \pm \frac{58701,14}{21045,06} \times 12,15$$

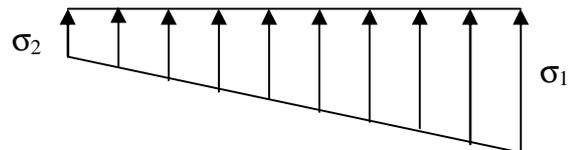


Fig X.2: Diagramme des contraintes.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 218,75 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 150,97 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_M &= 201,80 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 345,8 \text{KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}\end{aligned}$$

ü ELS :

$$s_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} X_G = \frac{56621,1}{419,94} \pm \frac{58701,14}{20296,40} \times 12,15$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 168,72 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 100,94 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_M &= 151,77 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 260 \text{KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}\end{aligned}$$

Ø Sens transversal :

$$M_y = 68914,43 + 3312,49 \times 1,00 = 72226,92 \text{KN.}$$

ü ELU :

$$s_{1,2} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{77630,82}{419,94} \pm \frac{72226,92}{11039,84} \times 8,8$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 242,43 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 127,28 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_M &= 213,64 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 345,8 \text{KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}\end{aligned}$$

ü ELS :

$$s_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{56621,1}{419,94} \pm \frac{72226,92}{11039,84} \times 8,8$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 192,40 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 &= 77,26 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_M &= 163,61 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 260 \text{KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}\end{aligned}$$

e) Vérification au poinçonnement :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq 0,045 m_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

m_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure

N_u : Charge de calcul vis à vis de l'E.L.U

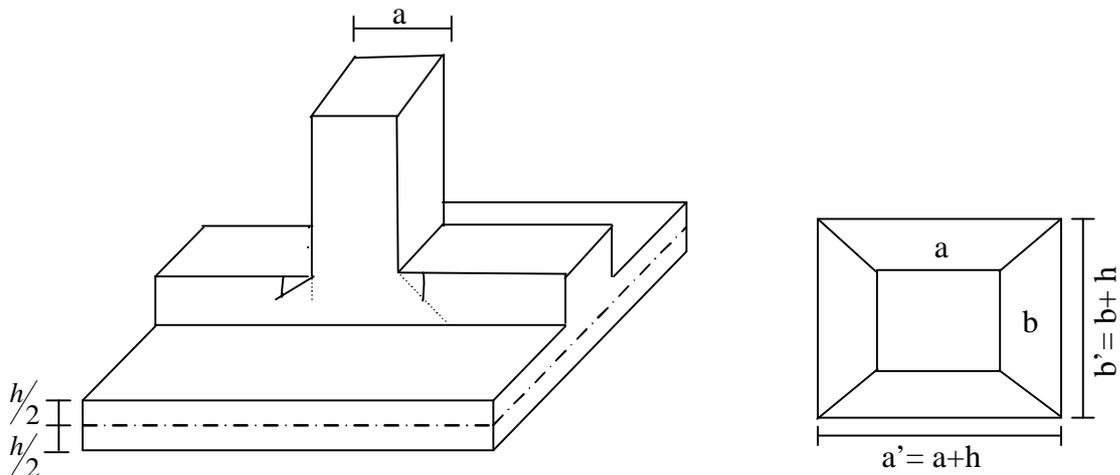


Fig X.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux.

1- La vérification pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 1596,90KN$$

$$m_c = 2.(a'+b') = 2.(a + b + 2.h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1,20) = 6,8m$$

$$N_u < 0,045 \times 6,8 \times 1 \times 25000 = 7650 KN$$

$$N_U = 1596,90KN \leq 0,045.m_c.h.f_{c28} = 7650 KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- La vérification pour le voile le plus sollicité (VT1 et VT5) :

$$N_u = 1879,63KN$$

$$m_c = 2.(a'+b') = 2.(a + b + 2.h) = 2 \times (0,2 + 4,25 + 2 \times 1,20) = 13,7m$$

$$N_u < 0,045 \times 13,7 \times 1,00 \times 25000 = 15412,5KN$$

$$N_U = 1879,63KN \leq 0,045.m_c.h.f_{c28} = 15412,5KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91, le radier sera étudié comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

1- Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

ü 1^{er} cas :

Si $a < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0.$$

ü 2^{ème} cas:

Si $0,4 \leq a \leq 1$: les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = m_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = m_y \cdot M_{ox}$.

Les coefficients m_x, m_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $r = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$).

• Identification du panneau le plus sollicité :

On distingue 28 panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés. On choisira le panneau le plus défavorable.

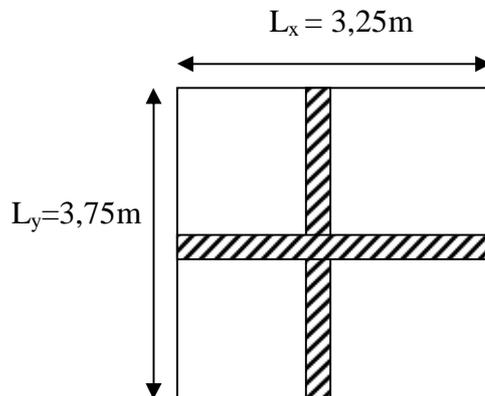


Fig X.4 : dimensions du panneau le plus sollicité.

• Ferrailage du panneau :

$$r = \frac{l_x}{l_y} : \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} l_y : \text{la grande portée du panneau} \\ l_x : \text{La petite portée du panneau} \\ l_x \leq l_y \end{array} \right.$$

$$r = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,25}{3,75} = 0,86 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} m_x = 0,0498 \\ m_y = 0,693 \end{array} \right.$$

$0,4 \leq r \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux (02) sens.

Pour le calcul de ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale S_M^{\max} la contrainte due au poids propre de radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

ü ELU

$$q_{um} = S_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 218,75 - \frac{9623,19}{419,94} = 195,83 \text{ KN/m}^2$$

ü ELS:

$$q_{sm} = S_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 163,61 - \frac{9623,19}{419,94} = 140,69 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul à l'ELU :

1)- Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = m_x \times q_x \times L_x^2 = 0,0498 \times 195,83 \times 3,25^2 = 103,01 \text{ KN.m}$$

$$M_y = m_y \times M_x = 0,693 \times 103,01 = 71,38 \text{ KN.m}$$

Remarque : Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leurs affectant un coefficient de :

0,3 moment sur appui de rive ;

0,5 moment sur appui intermédiaire ;

0,85 moment en travées.

2)- Les moments aux appuis :

▼ Petite portée

$$M_{ua}^x = (-0.5) \times M_x = (-0.5) \times 103,01 = -51,5 \text{ KN.m}$$

▼ Grande portée

$$M_{ua}^y = (-0.5) \times M_y = (-0.5) \times 71,38 = -35,69 \text{ KN.m}$$

3)- Les moments en travées :

▼ Petite portée

$$M_{ut}^x = (0.85) \times M_x = (0.85) \times 103,01 = 87,55 \text{ KN.m}$$

▼ Grande portée

$$M_{ut}^y = (0.85) \times M_y = (0.85) \times 71,38 = 60,67 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

1)- Sens de la petite portée (X-X) :
ü En travée :

$$m_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{87,55 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,084 < m_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$m_u = 0,084 \rightarrow b = 0,956$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{b_u d s_{st}} = \frac{87,55 \times 10^3}{0,956 \times 27 \times 348} = 9,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 7HA14/ml = 10,78 cm² avec un espacement de 17 cm

ü Aux appuis :

Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

$$m_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{51,5 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,050 < m_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$m_u = 0,050 \rightarrow b = 0,974$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}^x}{b_u d s_{st}} = \frac{51,5 \times 10^3}{0,974 \times 27 \times 348} = 5,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5HA12/ml = 5,65 cm² avec un espacement de 25 cm

2)- Sens de la grande portée (Y-Y) :
ü En travée :

$$m_u = \frac{M_{ut}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60,67 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,058 < m_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$m_u = 0,058 \rightarrow b = 0,970$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^y}{b_u d s_{st}} = \frac{60,67 \times 10^3}{0,970 \times 27 \times 348} = 6,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 5HA14/ml = 7,7 cm² avec un espacement de 25 cm

ü Aux appuis :

$$m_u = \frac{M_{ua}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35,69 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,034 < m_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$m_u = 0,034 \rightarrow b = 0,983$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}^y}{b_u ds_{st}} = \frac{35,69 \times 10^3}{0,983 \times 27 \times 348} = 3,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4HA12/ml = 4,51 cm² avec un espacement de 33 cm

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = r_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} ;$$

Avec :

$r_0 = 0,8\%$ pour les HA FeE400.

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,86}{2} = 2,57 \text{ cm}^2 .$$

ü En travée :

$$A_{ut}^x = 9,74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ut}^y = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

ü Aux appuis :

$$A_{ua}^x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ua}^y = 4,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à L'ELS:**

1)- Evaluation des moments M_x, M_y :

$$r = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,25}{3,75} = 0,86 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} m_x = 0,0569 \\ m_y = 0,791 \end{array} \right.$$

$$M_x = m_x \times q_s \times L_x^2 .$$

$$M_y = m_y \cdot M_x .$$

$$q_s = 140,69 \text{ KN/m}^2$$

On obtient: $M_x = 0,0569 \times 140,69 \times (3,25)^2 = 84,55 \text{ KN.m}$

$$M_y = 0,791 \times 84,55 = 66,88 \text{ KN.m}$$

ü Moments aux appuis :

$$M_{sa}^x = (-0.5) \times M_x = (-0.5) \times 84,55 = -42,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^y = (-0.5) \times M_y = (-0.5) \times 66,88 = -33,44 \text{ KN.m}$$

ü Moment en travées :

$$M_{st}^x = (0,85) \times M_x = (0,85) \times 84,55 = 71,86 \text{ m}$$

$$M_{st}^y = (0,85) \times M_y = (0,85) \times 66,88 = 56,84 \text{ KN.m}$$

2)- Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$a = \frac{y}{d} < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } g = \frac{M_u}{M_s}$$

F Sens de la petite portée (X-X):**ü Aux appuis :**

$$g = \frac{51,5}{42,27} = 1,21$$

$$m = 0,050 \Rightarrow a = 0,0641$$

$$a = 0,0641 < \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ü En travée :

$$g = \frac{87,55}{71,86} = 1,21$$

$$m = 0,084 \Rightarrow a = 0,1099$$

$$a = 0,1099 < \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

F Sens de la grande portée (y-y):**ü Aux appuis :**

$$g = \frac{35,69}{33,44} = 1,06$$

$$m = 0,034 \Rightarrow a = 0,0432$$

$$a = 0,0432 < \frac{1,06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ü En travée :

$$g = \frac{60,67}{56,84} = 1,06$$

$$m = 0,058 \Rightarrow a = 0,0747$$

$$a = 0,0747 < \frac{1,06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

- **Vérification de l'espacement des barres :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min \{2h; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \Rightarrow OK$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{195,83 \times 3,75}{2} = 367,18 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{367,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$t_u = 1,36 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 2,5 \Rightarrow OK$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

g) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

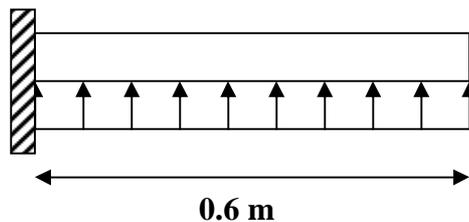


Fig X.5: Schéma statique du débord.

1-Sollicitation de calcul :

ü **ELU :**

$$q_u = 195,83 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = -\frac{195,83 \times (0,6)^2}{2} = -35,24 \text{ KNm}$$

ü **ELS :**

$$q_s = 141,31 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = -\frac{140,69 \times (0,6)^2}{2} = -25,32 \text{ KNm}$$

2-Calcul des armatures:

$$B = 100 \text{ cm}, d = 27 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, s_s = 348 \text{ MPa}$$

$$m_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{35,24 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,034 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow b = 0,983$$

$$A_u = \frac{M_u}{b_u \cdot d \cdot s_s} = \frac{35,24 \times 10^3}{0,983 \times 27 \times 348} = 3,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3-Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,81 \text{ cm}^2 \square A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc on opte pour 4HA12 = 4,51 cm²/ml avec un espacement de 33 cm

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

4-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,51}{4} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement de 25 cm.

5-Vérification à l'ELS :

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{35,24}{25,32} = 1,39 \quad m_u = 0,034 \rightarrow a = 0,0432$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > a = 0,0432 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à L'ELS.

h) Ferrailage des nervures :

• Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts, on utilisera logiciel ETABS.

Remarques

- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Avec :

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{r_x}{4} \right) = 3,25 \times \left(0,5 - \frac{0,86}{4} \right) = 0,92m$$

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{r_x^2}{6} \right) = 3,25 \times \left(0,5 - \frac{0,86^2}{6} \right) = 1,22m$$

- Sens longitudinal : (x-x)

$$q_u = 195,83 \times 0,92 \times 2 = 360,32 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 140,69 \times 0,92 \times 2 = 260,01 \text{ KN/ml}$$

ü ELU :

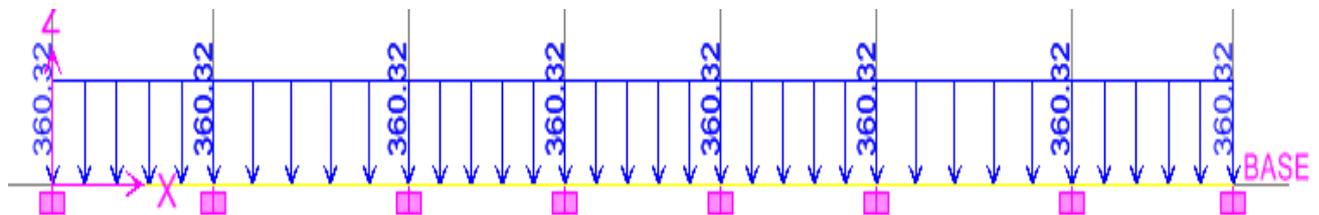


Fig X.6: Chargement de la nervure à l'ELU (sens XX).

•Moment fléchissant : M (KN.m)

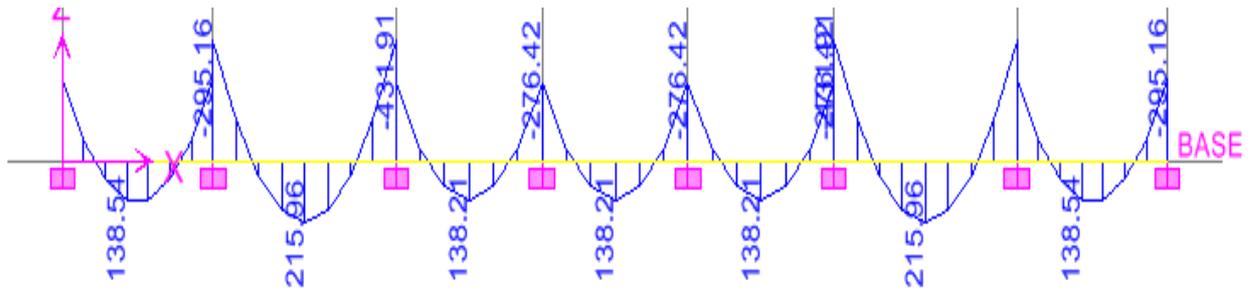


Fig X.7: Diagramme des moments fléchissant sur la nervure à l'ELU (sens XX)

•Effort tranchant : T (KN)

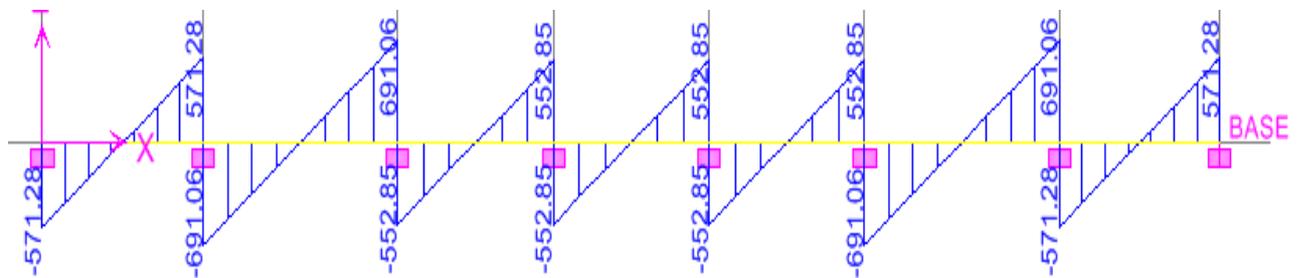


Fig X.8: Diagramme de l'effort tranchant sur la nervure à l'ELU (sens XX).

ü ELS :

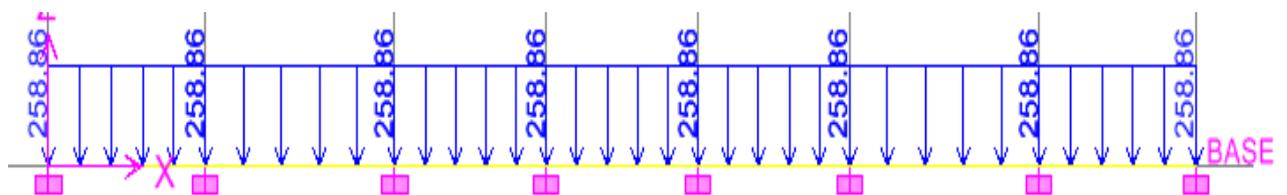


Fig X.9: Chargement de la nervure à l'ELS (sens XX).

▪Moment fléchissant : M (KN.m).

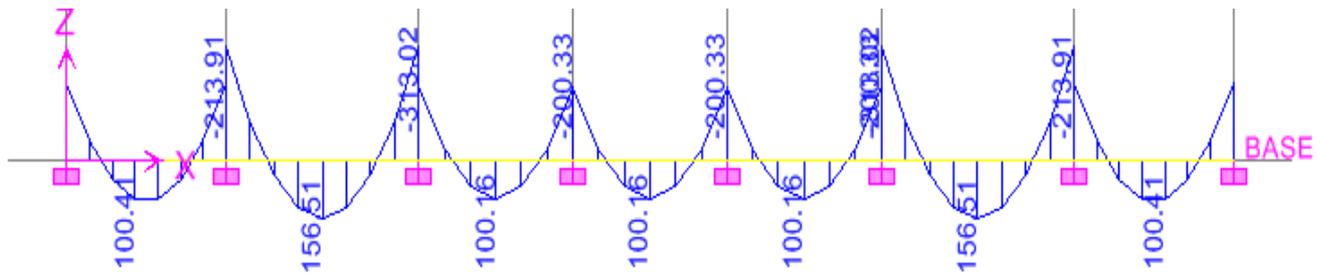


Fig X.10: Diagramme des moments fléchissant sur la nervure à l'ELS (sens XX).

▪Effort tranchant : T (KN)

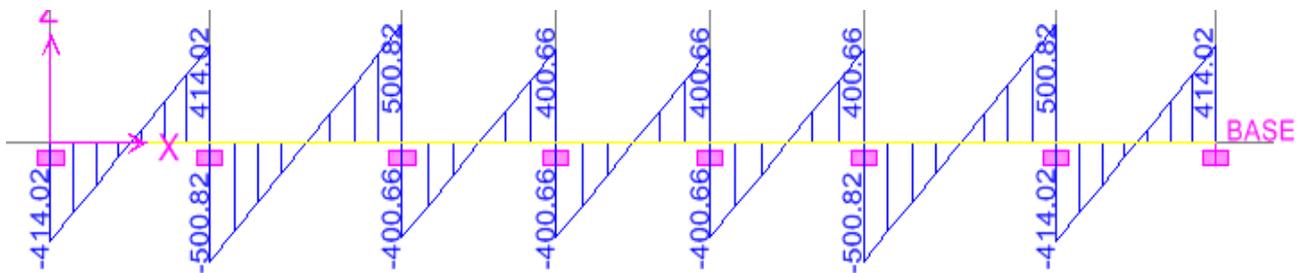


Fig X.11: Diagramme de l'effort tranchant sur la nervure à l'ELS (sens XX).

• Sens transversal : (y-y)

$$q_u = 195,83 \times 1,22 \times 2 = 477,82 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 140,69 \times 1,22 \times 2 = 341,6 \text{ KN/ml}$$

ü ELU :

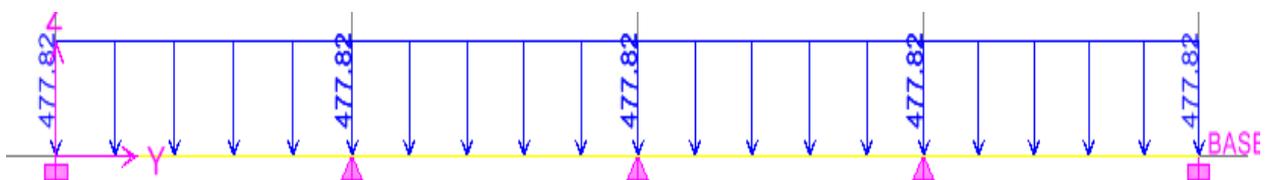


Fig X.12: Chargement de la nervure à l'ELU (sens YY).

▪Moment fléchissant : M (KN.m).

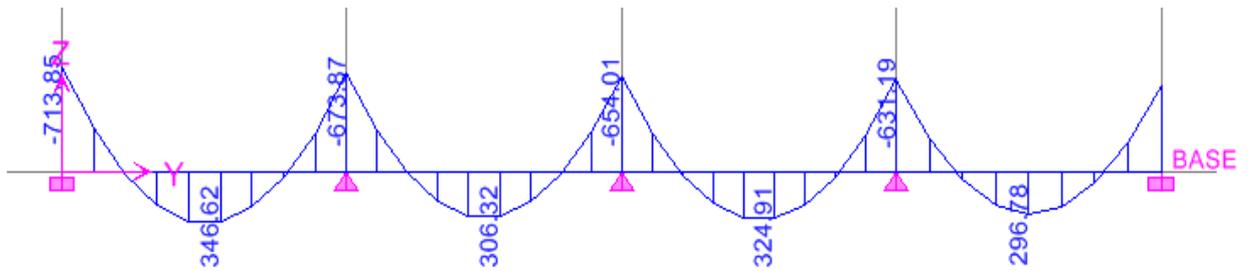


Fig X.13: Diagramme des moments fléchissant sur la nervure à l'ELU (sens YY).

▪Effort tranchant : T (KN)

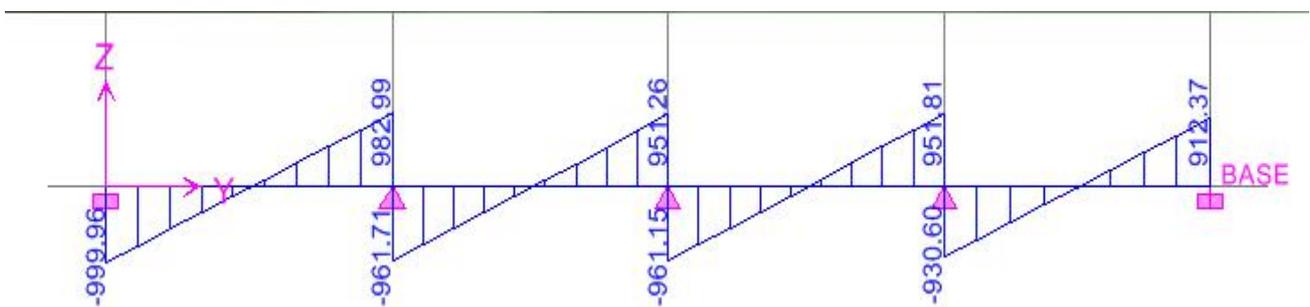


Fig X.14: Diagramme de l'effort tranchant sur la nervure à l'ELU (sens YY).

ü ELS :

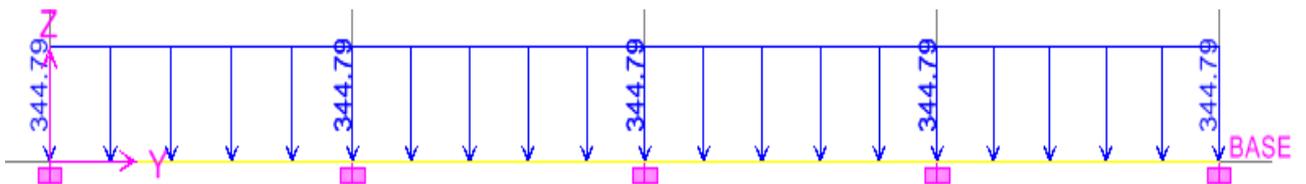


Fig X.15: Chargement de la nervure à l'ELS (sens YY).

▪Moment fléchissant : M (KN.m).

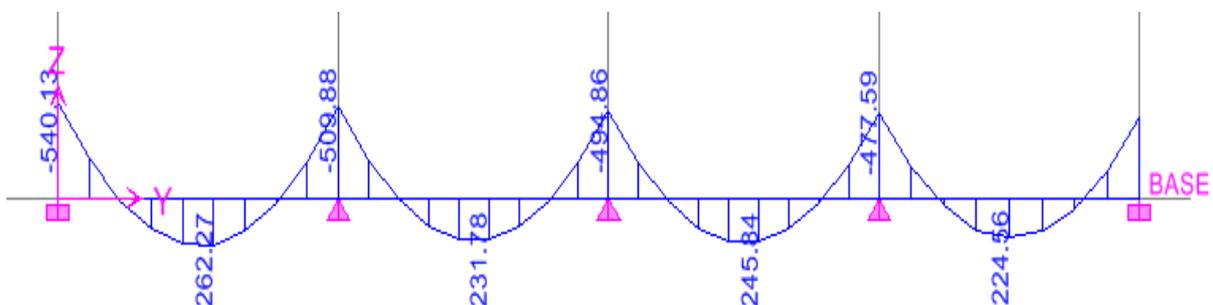


Fig X.16: Diagramme des moments fléchissant sur la nervure à l'ELS (sens YY).

▪Effort tranchant : T(KN)

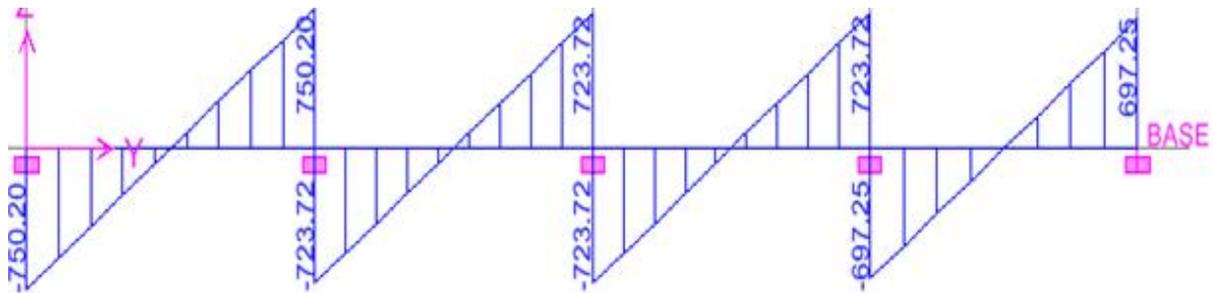


Fig X.17: Diagramme de l'effort tranchant sur la nervure à l'ELS (sens YY).

Remarque :

- ∅ La méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous-estime les moments en travées, pour cela on réduit les moments sur appuis de 1/3 des valeurs trouvées, les valeurs des moments en travées seront majorées en conséquence.
- ∅ Pour tenir compte des semis encastres des appuis de rives, on multiplie les moments isostatiques des travées de rives par le coefficient 0,3.

Pour le ferrailage on prend le moment maximal en travées et sur appuis :

ELU : (X-X) : $M_t = 215,96 \text{ KN.ml}$; $M_a = 431,91 \text{ KN.ml}$
 (Y-Y) : $M_t = 361,10 \text{ KN.ml}$; $M_a = 743,66 \text{ KN.ml}$
ELS : (X-X) : $M_t = 156,51 \text{ KN.ml}$; $M_a = 313,02 \text{ KN.ml}$
 (Y-Y) : $M_t = 259,90 \text{ KN.ml}$; $M_a = 535,25 \text{ KN.ml}$

Tableau X.2 : Ferrailage des nervures

Sens	zone	Mu (KN.m)	μ_b	Obser	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A adoptée (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	431,91	0,080	SSA	5,25	14,89	8HA16 = 20,09	22
	Travée	215,96	0,040	SSA	5,25	7,27	6HA14 = 9,23	22
Y-Y	Appuis	734,66	0,136	SSA	5,25	26,17	6HA20+4HA16 = 26,88	15
	Travée	361,10	0,068	SSA	5,25	12,02	6HA16 = 16,07	15

Sens (x-x)

∅ Armatures transversales :

$$f \geq \frac{f_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33mm .$$

Soit $f = 8mm$,

On prend un cadres et un étrier de $f = 8mm$.

Ø **Espacement des armatures :**

ü **En zone nodale** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12f_t\right) = \left(\frac{90}{4}; 12 \times 1,6\right) = 19,2 \text{ cm}$

ü On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

ü **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{4} = 22,5 \text{ cm}$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$.

Ø **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 87 \times 2,1}{400} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$A_a = 16,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

▼ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$t_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{t}_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{g_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u\max} = 691,06 \text{ KN}$

$$t_u = \frac{691,06 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,67} = 2,06 \text{ MPa}$$

$t_u = 2,06 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Ø **Vérification à l'ELS :**

On se disposera de cette vérification si cette inéquation est vérifiée :

$$a < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad g = \frac{M_u}{M_s}$$

ü **Aux appuis :**

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{431,91}{313,02} = 1,37 \Rightarrow m = 0,08 \rightarrow a = 0,1044$$

$a = 0,1044 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$ Condition vérifiée.

ü En travée :

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{215,96}{156,51} = 1,39 \Rightarrow m = 0,04 \rightarrow a = 0,0510$$

$$a = 0,0510 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens (y-y)**Ø Armatures transversales :**

$$f \geq \frac{f_t}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm.}$$

Soit $f = 8 \text{ mm}$,

On prend 2 cadres de $f = 8 \text{ mm}$.

Ø Espacement des armatures :

$$\text{ü En zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12f_t\right) = \left(\frac{90}{4}; 12 \times 2\right) = 22,6 \text{ cm}$$

ü On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{ü En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{4} = 22,5 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Ø Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 87 \times 2,1}{400} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 20,10 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▼ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$t_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{t}_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{g_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 1041,73 \text{ KN}$

$$t_u = \frac{1041,73 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,87} = 2,39 \text{ MPa}$$

$$t_u = 2,39 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Ø Vérification à l'ELS :

On se disposera de cette vérification si cette inéquation est vérifiée :

$$a < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad g = \frac{M_u}{M_s}$$

ü Aux appuis :

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{743,66}{535,25} = 1,39 \Rightarrow m = 0,136 \rightarrow a = 0,1835$$

$$a = 0,1835 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

ü En travée :

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{361,6}{259,9} = 1,39 \Rightarrow m = 0,068 \rightarrow a = 0,0881$$

$$a = 0,0881 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La condition $a < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée dans les deux sens, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de **Φ12** avec des épingles **Φ8** comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.

Schéma de ferrailage du radier général dans le sens (y-y) :

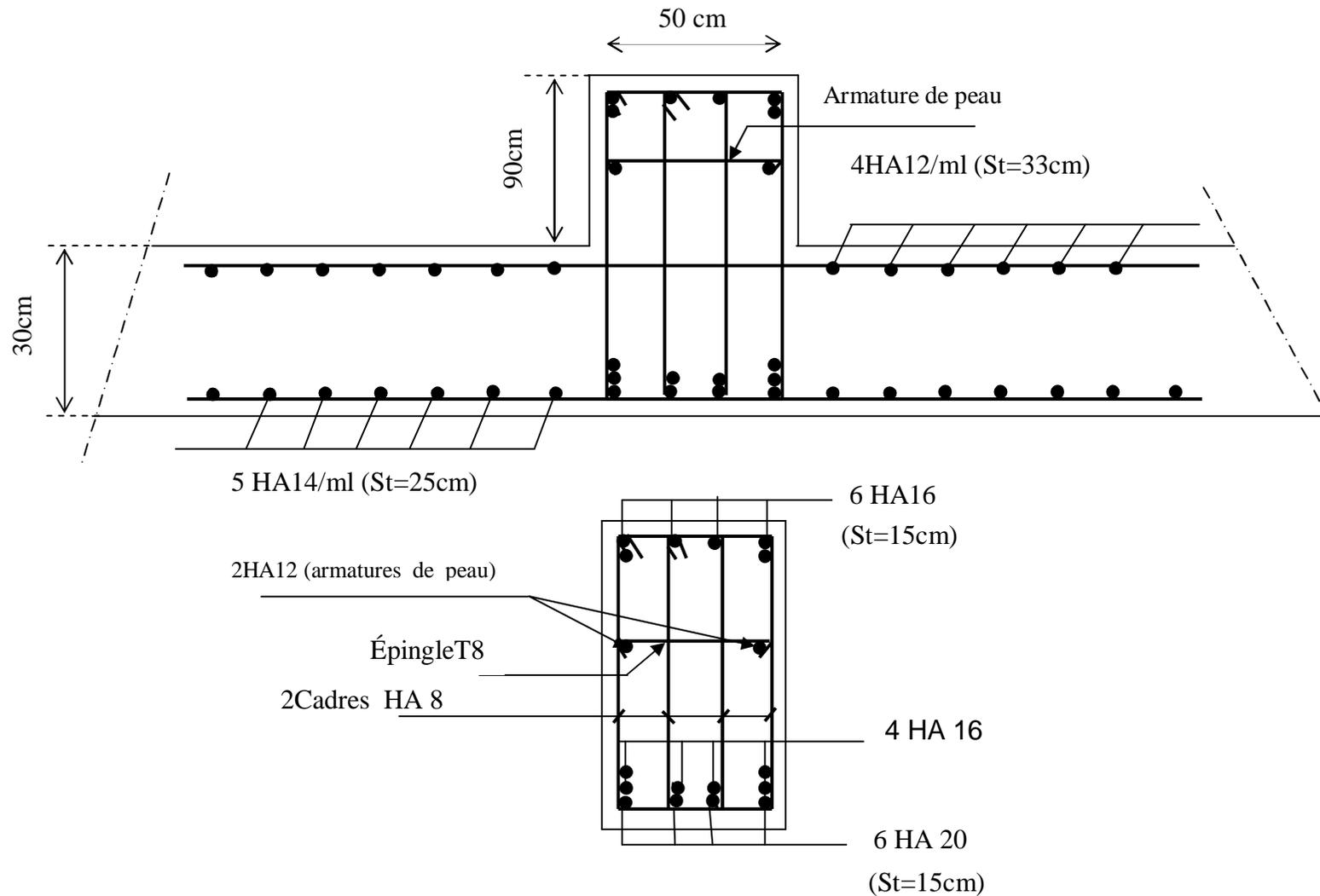


Fig X.18 : Schéma détaillant les armatures de la nervure (sens YY).

Schéma de ferrailage du radier général dans le sens (x-x) :

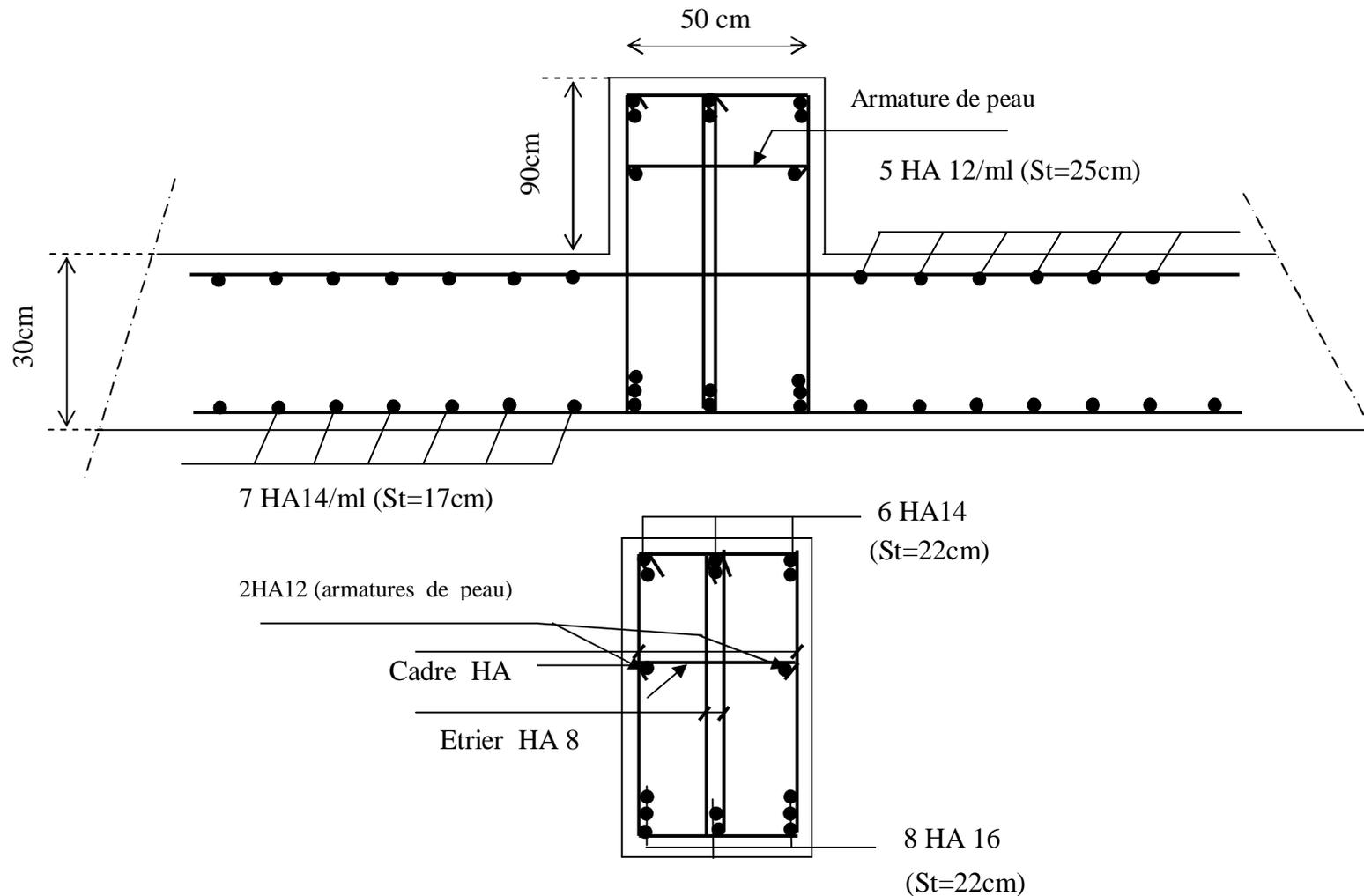


Fig X.19: Schéma détaillant les armatures de la nervure (sens XX) .

X-5) Etude du voile périphérique :**a) Introduction :**

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

b) Dimensionnement :

Le RPA99 (article 10.1.2, page81) prévoit une épaisseur minimale de 15cm, on prendra $e = 20\text{cm}$.

c) Méthode de calcul :

Le voile sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de quatre coté, et le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m.

d) caractéristiques de sol :

- Surcharge éventuelle : $q=5 \text{ KN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma= 16 \text{ KN/m}^3$.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$

c) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V \text{ , avec } K_0 = \frac{1-\sin j}{\cos j}$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

1) Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1-\sin j}{\cos j} = 0,58$$

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \text{ avec } 0 < h < H$$

•A l' ELU :

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

-pour : $h=0 \rightarrow \sigma_H=4,35 \text{ KN/m}^2$

-pour : $h= 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_H= 42,69 \text{ KN/m}^2$

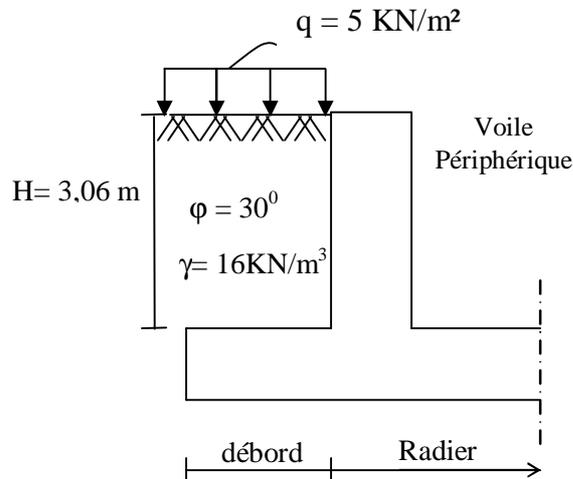


Fig X.20 : Section transversal du voile périphérique.

•A l'ELS :

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

-pour $h=0 \rightarrow \sigma_H = 2,9 \text{ KN/m}^2$

-pour $h=3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 31,30 \text{ KN/m}^2$

2) Diagramme des contraintes :

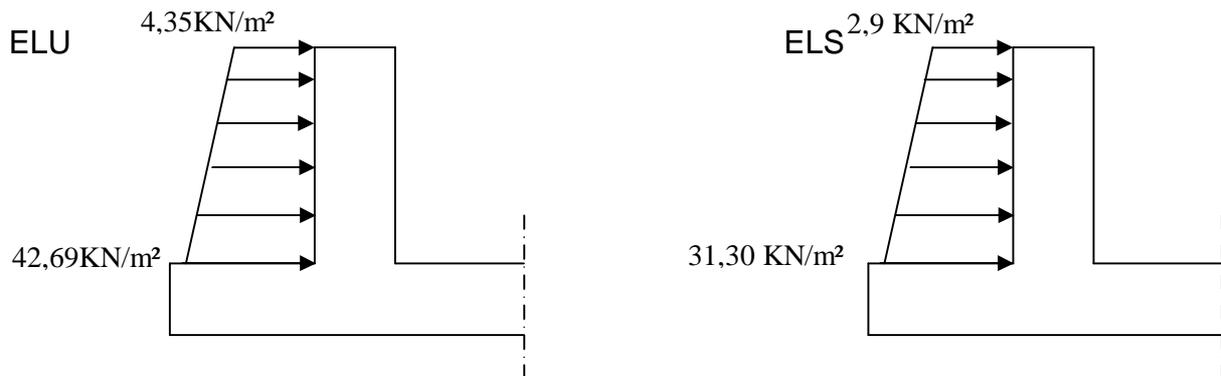


Fig X.21 : Diagrammes des contraintes agissantes sur le voile périphérique.

3) Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3s_1+s_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \cdot 42,69 + 4,35) \cdot 1}{4} = 33,11 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3s_1+s_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \cdot 31,30 + 2,9) \cdot 1}{4} = 24,20 \text{ KN/m}$$

d) Ferrailage du voile périphérique :

$$M_{0x} = m_x q l_x^2$$

$$M_{0y} = m_y M_{0x}$$

Avec :

M_{0x} : moment isostatique suivant x-x

M_{0y} : moment isostatique suivant y-y

Tableau X.3 : Moments isostatiques dans les panneaux encastrés des quatre cotés à l'ELU :

Panneaux	L_x	L_y	$\rho=L_x/L_y$	Sens porteur	ELU $\nu = 0$			
					μ_x	μ_y	M_{0x} [KN.m]	M_{0y} [KN.m]
1	3,06	3,1	0,98	2 sens	0,0385	0,956	11,93	11,40

Tableau X.4 : Moments isostatiques dans les panneaux encastrés des quatre cotés à l'ELS :

Panneaux	L_x	L_y	$\rho=L_x/L_y$	Sens porteur	ELS $\nu=0,2$			
					μ_x	μ_y	M_{0x} [KN.m]	M_{0y} [KN.m]
1	3,06	3,1	0,98	2 sens	0,0459	0,970	10,40	10,08

- Calcul du ferrailage à l'ELU:

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement suivant les deux sens :

0,3 → appui de rive (ou appuis extrême)

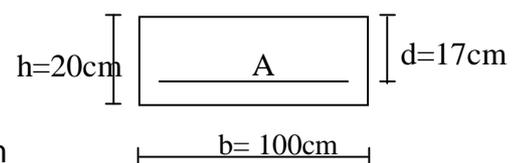
0,5 → autre appui (ou appuis continu)

1) Calcul des moments de correction à l'ELU :

Panneaux travaillant dans les deux sens.

✓ Sens (x-x) :

- Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \cdot 11,93 = 5,96$ KN.m
- En travée : $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \cdot 11,93 = 10,14$ KN.m



v Sens (y-y) :

- Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \cdot 11,40 = 5,70 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \cdot 11,40 = 9,69 \text{ KN.m}$

2) Calcul des moments de correction à l'ELS:

Panneaux travaillant dans les deux sens.

v Sens (x-x) :

- Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \cdot 10,40 = 5,20 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \cdot 10,40 = 8,84 \text{ KN.m}$

v Sens (y-y) :

- Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \cdot 10,08 = 5,04 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \cdot 10,08 = 8,57 \text{ KN.m}$

•Calcul des sections d'armatures:**Tableau X.5 : Ferrailage du voile périphérique.**

Sens	Zone	M_u KN.m	m_b	b	A_u [cm ²]	A_{min} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]	St [cm]
x-x	appuis	5,96	0,014	0,993	1,01	2,0	5HA10 = 3,93	20
	travée	10,14	0,024	0,988	1,73	2,0	5HA10 = 3,92	20
y-y	appuis	5,70	0,014	0,993	0,97	2,0	5HA10 = 3,93	20
	travée	9,69	0,022	0,989	1,65	2,0	5HA10 = 3,92	20

3) Recommandation du RPA99 :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h \Rightarrow A \geq 0,001 \times 100 \times 20 \Rightarrow A \geq 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre $\Phi 8$.

e) Vérification à l'ELS :

Si la condition suivante est vérifiée, les vérifications des contraintes ne sont pas nécessaires :

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \leq \alpha \quad \text{Avec : } g = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau X.6 : Les vérifications des contraintes à l'ELS.

		M_u KN.m	M_s KN.m	g	$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	a	obs
Sens X-X	appuis	5,96	5,20	1,1451	0,3225	0,0176	OK
	travée	10,14	8,84	1,1470	0,3235	0,0304	OK
Sens Y-Y	appuis	5,70	5,04	1,1309	0,3154	0,0176	OK
	travée	9,69	8,57	1,1306	0,3153	0,0279	OK

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

1) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{306} = 0,065 > \frac{M_t}{20M_U} = \frac{11,93}{20 \times 10,14} = 0,058 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,93}{100 \times 17} = 0,002 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{200; 164,97\} = 164,97 \text{ MPa}$$

a. Recherche de la position de l'axe neutre y_1 :

-Sens (XX) aux appuis :

$$by_1^2 + 30A_{st}y_1 - 30A_{st}d = 0$$

$$100y_1^2 + 117,9y_1 - 2004,2 = 0$$

$$\Delta = (117,9)^2 - 4(100)(-2004,2)$$

$$\sqrt{\Delta} = 903,1$$

$$y_1 = 3,93 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_{st} (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (3,93)^3}{3} + 15 \times 3,93 (17 - 3,93)^2 = 12093,4 \text{ cm}^4$$

$$s_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1).$$

La suite des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X.7 : vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Sens	zone	A_{st} (cm^2)	$\sqrt{\Delta}$	y_1 (cm)	I (cm^4)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
XX	Appui	3,93	903,1	3,93	12093,4	84,3	164,97	vérifiée
	Travée	3,93	903,1	3,93	12093,4	143,3	164,97	vérifiée
YY	Appui	3,93	903,1	3,93	12093,4	81,7	164,97	vérifiée
	travée	3,93	903,1	3,93	12093,4	138,9	164,97	vérifiée

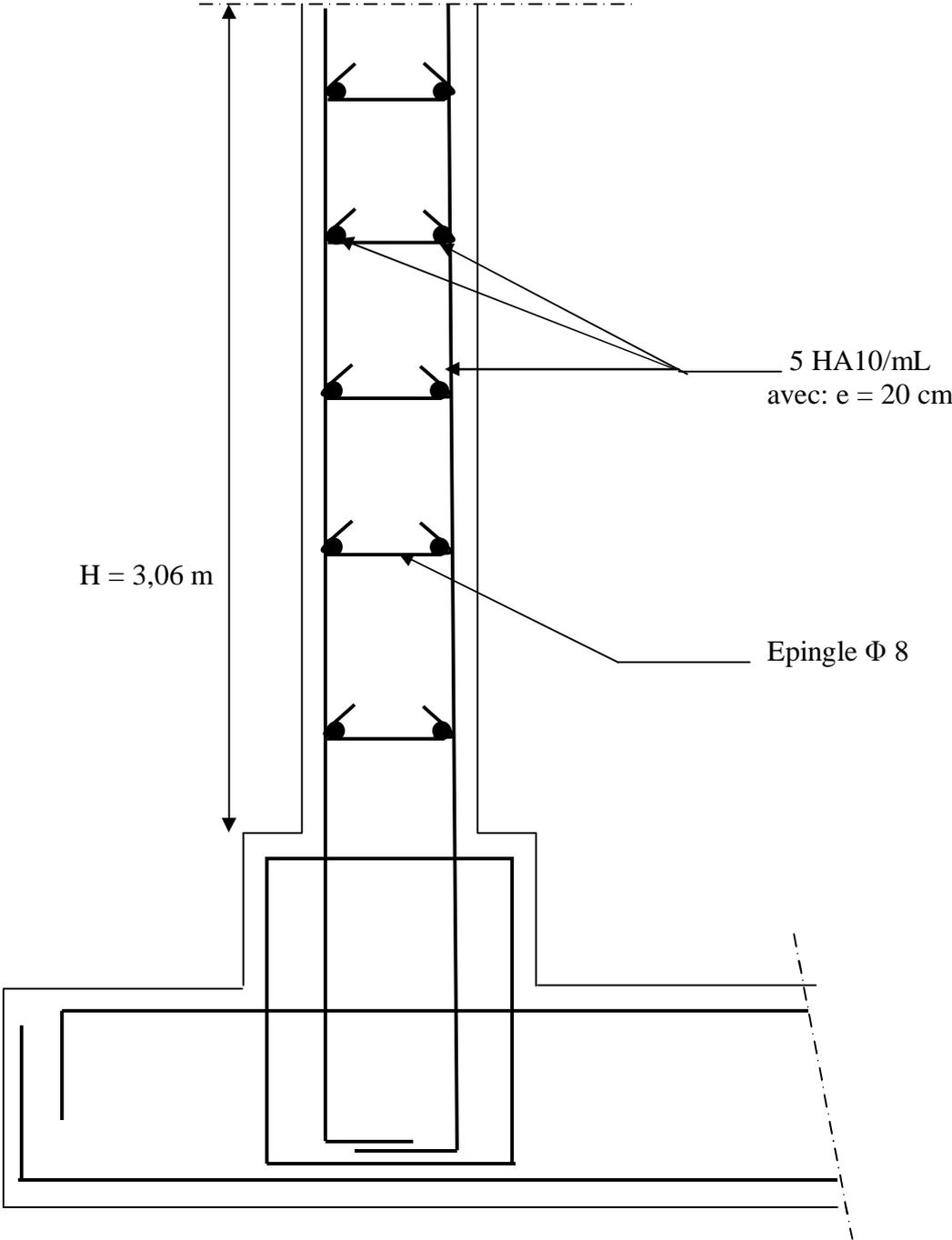


Fig X.22 : Ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION GENERALE

A travers la connaissance des différentes étapes de calcul nécessaires à l'étude des bâtiments à ossature mixte contreventés par voiles, le présent travail nous a utilement permis de mettre en application les concepts théoriques et les enseignements pratiques acquis durant notre formation en Génie Civil LMD.

Par ailleurs, ce travail nous a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas limiter son étude aux divers calculs théoriques indispensables ; Il doit aussi veiller à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie en respectant trois critères indissociables à savoir la résistance, la durabilité et l'économie.

Enfin, nous espérons, par le biais de notre modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Formulaire de béton armé (Tomes 1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Cours et TD des années précédentes.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Internet (Google).