

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
MASTER PROFESSIONNEL EN GENIE CIVIL

OPTION : CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES

THÈME

**Étude d'un bâtiment (RDC+8 étages) à usage
d'habitation contreventé par une ossature mixte
(Voiles et portiques)**



Etudié par: M^r : BRAIK Lyes
M^r : BELAID Hakim

Dirigé par : M^{mee} : ALKAMA

Année 2014/2015



Remerciements

*Au terme de ce travail, nous remercions DIEU tout puissant
De nous avoir permis d'accomplir ce travail qui représente le fruit de plusieurs
années de sacrifice.*

*En second lieu, nos chères parents a qui ont tout.
C'est avec une profonde reconnaissance et considération que nous remercions notre
promotrice M^{me} **ALKAMA** qui est un guide et un exemple dans le travail et
surtout pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi notre travail.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de présider et
examiner ce travail.*

*Les remerciements seraient incomplets sans les enseignants qui ont contribué à
notre formation.*

*A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation
De ce mémoire spécialement (Ami SAID et BRAIK DIHIA) qu'elles
trouvent ici l'expression de nos plus profonds sentiments.*



Introduction générale

Le développement démographique fulgurant que connaît notre air, l'accentuation du phénomène de migration des populations rurales vers les milieux citadins en quête d'une vie meilleure ainsi les exigences imposées par le règlement d'urbanisme et la volonté de vouloir protéger les terrains agricoles ont fait de l'habitat (bâtiment) une solution pour remédier aux soucis de la demande pressante en matière de logement.

Mais l'intensité des forces sismiques agissant sur les bâtiments lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais, aussi de la rigidité de la structure sollicitée.

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

Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « inter storey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets du deuxième ordre dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments en voiles en béton armé ont bien résisté, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé, correctement dimensionnés peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales (élément de contreventement), permettant ainsi de réduire les risques de dommages.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien (RPA 2003) et le BAEL99. C'est dans cette voie qu'on va essayer de mener notre travail.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment RDC+8 étages à ossature mixte (voiles et portiques) en plus du calcul statique qui va faire l'objet des trois premiers chapitres, la structure sera soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA2003 et sa réponse sera calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Un intérêt particulier sera porté sur ce logiciel (ETABS) qui est un outil de haute performance pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement de divers structures.

INTRODUCTION :

Le cycle de formation d'ingénieur d'Etat en génie civil étant arrivé à son terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment **(R+8)**, à ossature mixte qui doit être calculé pour la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec le moindre coût. Pour cela nous allons nous conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur, à savoir les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

I-1)-PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, **(R+8)**, et calcul de ces éléments résistants à ossature mixtes, voiles et portiques, de caractéristiques :

- **Zone sismique III** : Implanté à **ALGER** selon le **RPA99** version **2003** comme étant une zone de grande sismicité (**annexe1 de RPA**)
- l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2. (ouvrage d'importance moyenne) [Article 3.2 de RPA].
- Le rapport du sol nous a pas été transmis, nous avons choisi quelques valeurs de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique des sols : On opte un **site meuble «S3»** et d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ (**Article 3.3.1 de RPA**).

Le bâtiment comporte :

- RDC à usage d'habitations.
- 08 étages à usage d'habitations.
- 01 cage d'escalier.
- 01 ascenseur
- Terrasse inaccessible

I.2) Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlement Parasismique Algériennes «**RPA99/Version2003**»

- Règle de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé «**B.A.E.L.91/Modifiée. 99**»
- Documents Technique Réglementaires «**D.T.R-B.C.2.2**» : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé «**CBA93**»

I-2-1)- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

Longueur totale.....	23.65 m.
Largeur totale.....	11.85 m.
Hauteur totale (y compris l'acrotère).....	28.14 m.
Hauteur du RDC.....	3.06 m.
Hauteur d'étage courant.....	3.06 m.
Hauteur de l'acrotère.....	0.60 m.

I-2-2)- ELEMENTS DE L'OUVRAGE :**1- Ossature :**

L'ossature est composée de portique transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

2- Planchers :

Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux et dalle pleine).

Les planchers des étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), les autres planchers sont en corps creux.

3- Maçonnerie :

Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10 cm, séparées d'une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique ,et en simple cloison pour les murs de séparation (en briques creuses de 10 cm d'épaisseur).

4- Revêtements :

- Horizontal :
 - Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Vertical :
 - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
 - Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.
 - Mortier de ciment pour les murs de façades.

5- Escaliers :

Le bâtiment dispose d'une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, elle est constituée de deux volets et un palier.

6) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte aussi une cage d'ascenseur réalisée en voiles et coulée sur place

7)- Les fondations :

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

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

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

8)- Coffrage :

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

9) Les balcons :

Ce sont des airs consolidées au niveau de chaque plancher fait en dalle pleine (ou en corps creux).

10) Terrasse

La terrasse est une surface plane servant à supporter son poids propre et les surcharges dans notre cas elle est inaccessible, elle est constituée en Corps creux.

11) Acrotère

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseurs.

I-3) Principes des justifications (ArtA1.2BAEL91) :

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) et strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I-3-1) Les différents états limites :

a) États limites ultimes (ELU) : Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;
- états limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures

b) Etats limite de service (ELS) : Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I-4-1) Béton :**

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats et de l'eau, il est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Le ciment utilisé est de classe 325(CPJ325) dosé à 350 kg/m³ de béton.

Le dosage courant par 1m³ sera comme suit :

I-4-1-1) Granulats :

la granulométrie entrant dans la composition du béton est fixée par le laboratoire à partir des essais de résistance ;(Sable 0/5, gravier5/25)

Sable 400L

Gravions 800L

Ciment 350 kg/m³ (CPJ325)

Eau de gâchage 175L

I-4-1-2) Résistance caractéristique du béton**a) La résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à **28 jours** de temps de durcissement notée f_{c28} ,

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1) \quad j < 28 \text{ jours}$$

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

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

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25[\text{MPa}]$.

b) La résistance caractéristique du béton à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{Art A.2.1,12/BAEL 91}]$$

$$\text{D'ou : } f_{c28} = 25[\text{MPa}]. \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

c) La contrainte limite de service à la compression :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}.$$

d) La contrainte limite ultime à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad [\text{Art A.4. 3,41/BAEL 91}]$$

Avec

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

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

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

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

$j = 28j \Rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ [MPa]}.$

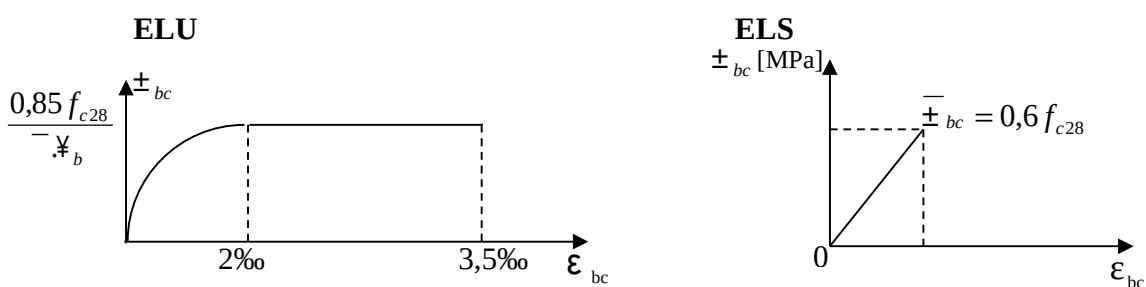
γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

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

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

e) Diagrammes contraintes- déformation du béton : [Art A.4.3, 41 BAEL 91]

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) -déformation (ϵ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole - rectangle ».



$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \quad \Rightarrow \text{compression pure}$$

Avec : ϵ_{bc} raccourcissement du béton

$$2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰} \quad \Rightarrow \text{compression avec flexion.}$$

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

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3.5‰

f) Déformations longitudinales du béton :**1- Déformations longitudinales du béton :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de "j" jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{Art A.2.1, 21/ BAEL91}]$$

Pour $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad [\text{Art A.2.1, 22 BAEL 91}].$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$

2-Module de déformation transversale :

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

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

3-Le coefficient de poisson ν :

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

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

j) Contrainte tangentielle conventionnelle : [BAEL 91 modifié 99/ Art 5.1,2 1]

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right).$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 [\text{MPa}] \right).$$

I-4-2) Aciers :

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

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant

a) Caractéristiques des aciers utilisés:

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité F_e [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en barres	Rond Lisse $F_e E 235$	RL	235	410-490	22‰	1	1
	Haute Adhérence $F_e E 400$	HA	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis Soudé TL 520 ($\Phi < 6$)	TS TL	520	550	8‰	1,3	1

b) Limite d'élasticité longitudinale:

Elle est notée E_s . Sa valeur est constante quelle que soit la nuance d'acier.

$E_s = 200000 \text{ MPa}$.

• I-5-Contraintes limites de l'acier :**1) Etat limite ultime ELU :**

$$\pm_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

(A.4.3,2 /BAEL 91)

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ ———> cas des situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ ———> cas des situations durables (courantes).

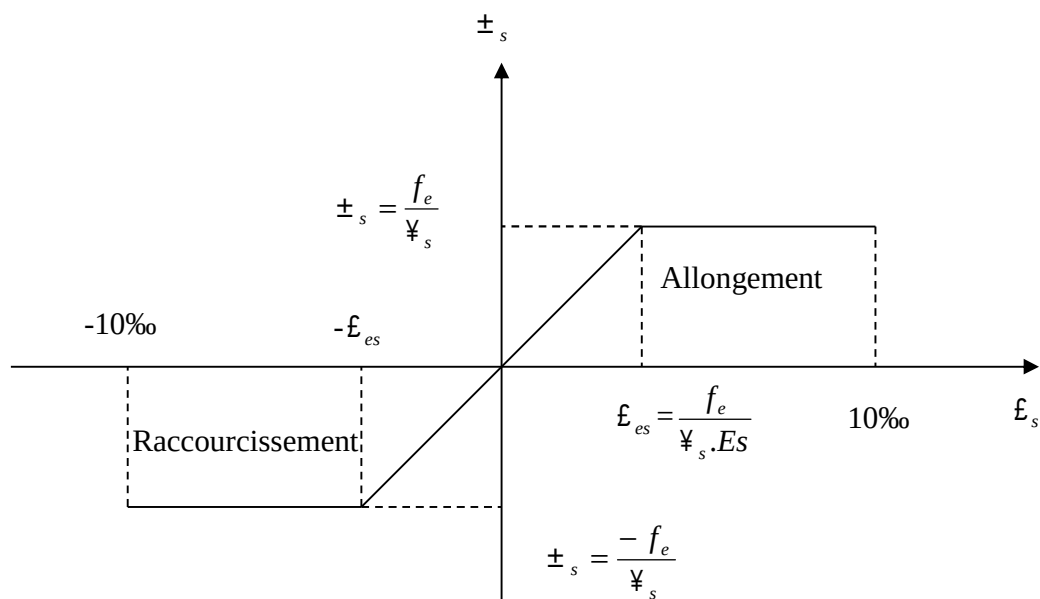


Fig I.2 : Diagramme déformation-contraintes des aciers

Remarque :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$
Fe = 235 MPa	$\pm_s = 204 \text{ MPa}$	$\pm_s = 235 \text{ MPa}$
Fe = 400 MPa	$\pm_s = 348 \text{ MPa}$	$\pm_s = 400 \text{ MPa}$
Fe = 520 MPa	$\pm_s = 452 \text{ MPa}$	$\pm_s = 520 \text{ MPa}$

2) Etat limite de service ELS :

Etat limite d'ouverture de fissuration :

a) Fissuration peu préjudiciables : (A.4.5,32/BAEL91)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque :

- Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles, or ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans notre cas aucune vérification à effectuer. $\pm_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

b) Fissurations préjudiciables : (A.4.5,33/BAEL91)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, on doit respecter les règles suivantes :

$$\pm_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_{c28}}) \text{ MPa}$$

Fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

c) Fissuration très préjudiciables : (A.4.5,34/BAEL91)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe la règle suivante :

$$\sigma_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{i_1 \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

i_1 : Coefficient de fissuration qui vaut :

1,0 pour les **R.L** y compris les treilles soudés de fils tréfilés lisses.

1,6 pour les **HA** dont $\Phi \geq 6mm$

1,3 pour les **HA** dont $\Phi < 6mm$

f) Protection d'armatures: (art A. 7-2.4 BAEL 91)

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

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

Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur pré dimensionnement. Le but est d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure. Pour cela, on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « **RPA 99/version2003** » et les bases de «**BAEL 91/modifié 99**», «**CBA 93** » ainsi que le «**DTR-B. C.2.2** » (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.1. Les planchers

Les planchers sont des aires horizontales sur les différents niveaux d'un bâtiment. Ils doivent être conçus de manière à :

- o Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- o Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- o Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

❖ Plancher à corps creux

Sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante :

[BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]

$$\boxed{h_t \geq \frac{L}{22,5}} \quad [\text{II-01}]$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée libre dans le sens porteur considéré (sens des poutrelles).

Ce plancher est constitué d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

$$L = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{360}{22,5} = 16,00 \text{ cm}$$

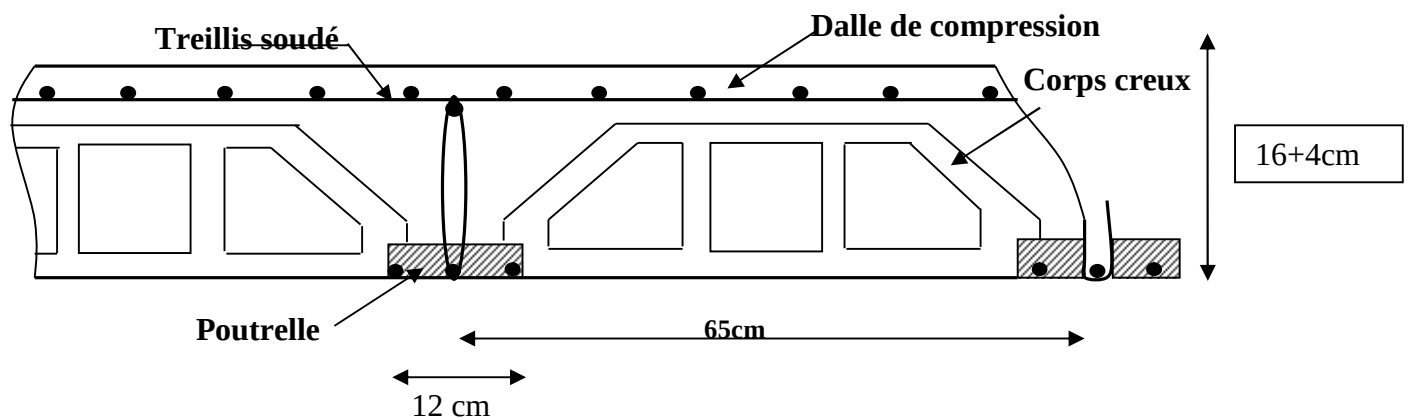
On prend :

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

✓ On optera pour un plancher de **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

-l'épaisseur de corps creux : 16 cm

-l'épaisseur de la dalle de compression: 4 cm

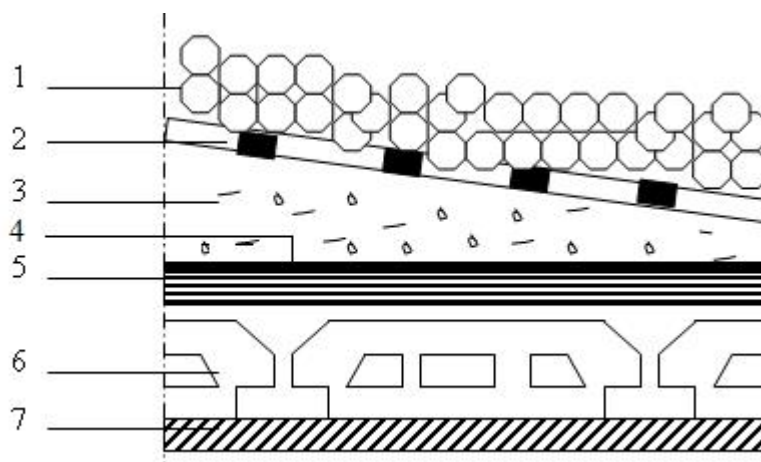


figII-1 : coupe vertical d'un plancher en corps creux

II .1.1.Détermination des charges et surcharges :

-Charges permanentes :

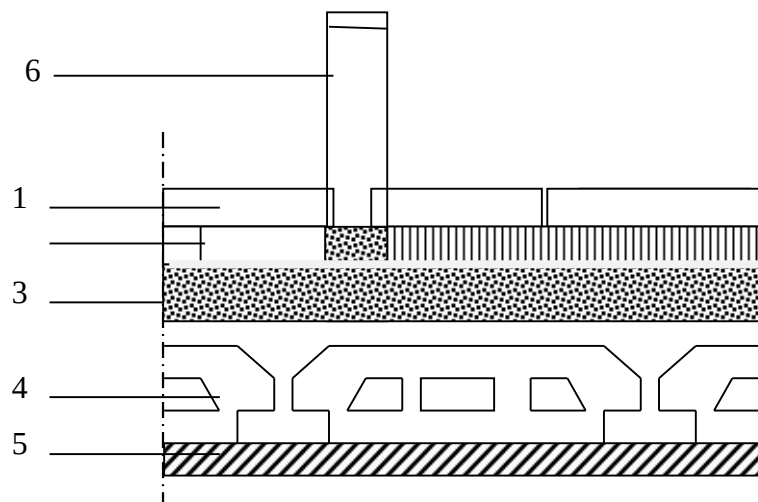
a)Plancher terrasse inaccessible :



FigII-2 : Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couches	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.68

b) Plancher courant :

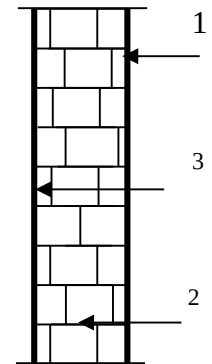


FigII-3: Coupe verticale du plancher courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	22	0.66
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale G_t				5.54

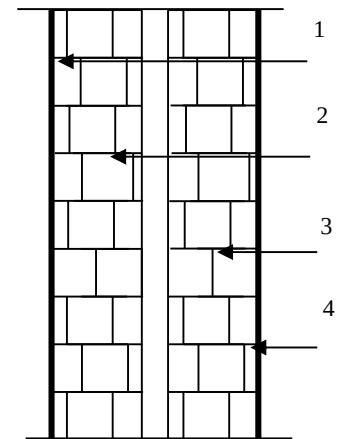
c) Murs intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30



d) Murs extérieurs :

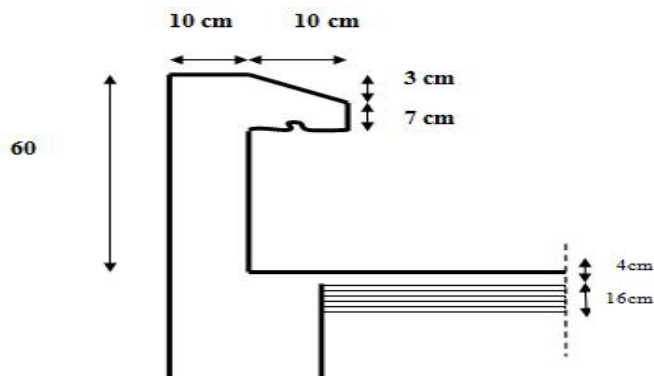
N°	Eléments	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Brique creuse	0.10	9	0.90
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G total				2.36



e) Dalle pleine (console)

Tableau II.6 : valeur de la charge de la dalle pleine (console).

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Lacharge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Couche de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5. Mortier de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale.			Gt= 5.31

f) l'acrotère :

Poids propre : $G = \rho \times S$

Avec : ρ :Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \times \left[\frac{0.03 \times 0.1}{2} + 0.07 \times 0.1 + 0.6 \times 0.1 \right] = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

II.2.poutres

D'après le (RPA99/V2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$
2. Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$

3. Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

Avec : h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

b₁ : largeur de poteau ;

-les formules de pré dimensionnement des poutres (BAEL)

Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre.

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis

Largeur de la poutre: $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

A-poutres principales :

Dans notre cas L_{max} = 450 – 30 = 420 cm

Donc : $\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10} \implies 28 \leq h_t \leq 42 \text{ (cm)}.$

On prendra comme hauteur h_t pour les poutres principales : h_t = 40 cm

Donc : $0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \implies 16 \leq b \leq 28 \text{ (cm)}$

Soit b = 30 cm

La section adoptée pour les poutres principales est donc : **(30 x 40) cm²**

B- Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

Avec L = 400 – 30 = 370 cm

$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \implies 24.66 \leq h_t \leq 37 \text{ (cm)}$

On prend h_t = 35 cm

$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \implies 14 \leq b \leq 24.5 \text{ (cm)}$

Soit b = 30 cm

La section adoptée pour les poutres secondaires est donc : **(30 x 35) cm²**

Vérifications**Pour les poutres principales :**

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t / b = 1,33 \leq 4$ vérifiée.

Pour les poutres secondaires :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t / b = 1,16 \leq 4$ vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : $40 \times 30 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Poutres secondaires : $35 \times 30 \text{ (cm}^2\text{)}$.

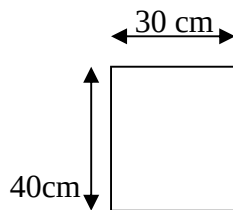


Fig. II-4 : Poutre principale

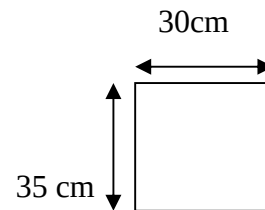


Fig.II-5 : poutre secondaire

II.3.: Les voiles :**II.3.1 Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99/2003) :**

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

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- G L'épaisseur du voile (e):** Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

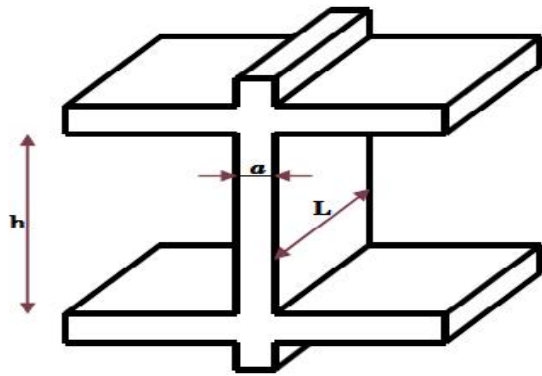


Figure II.4 : coupe vertical du voile

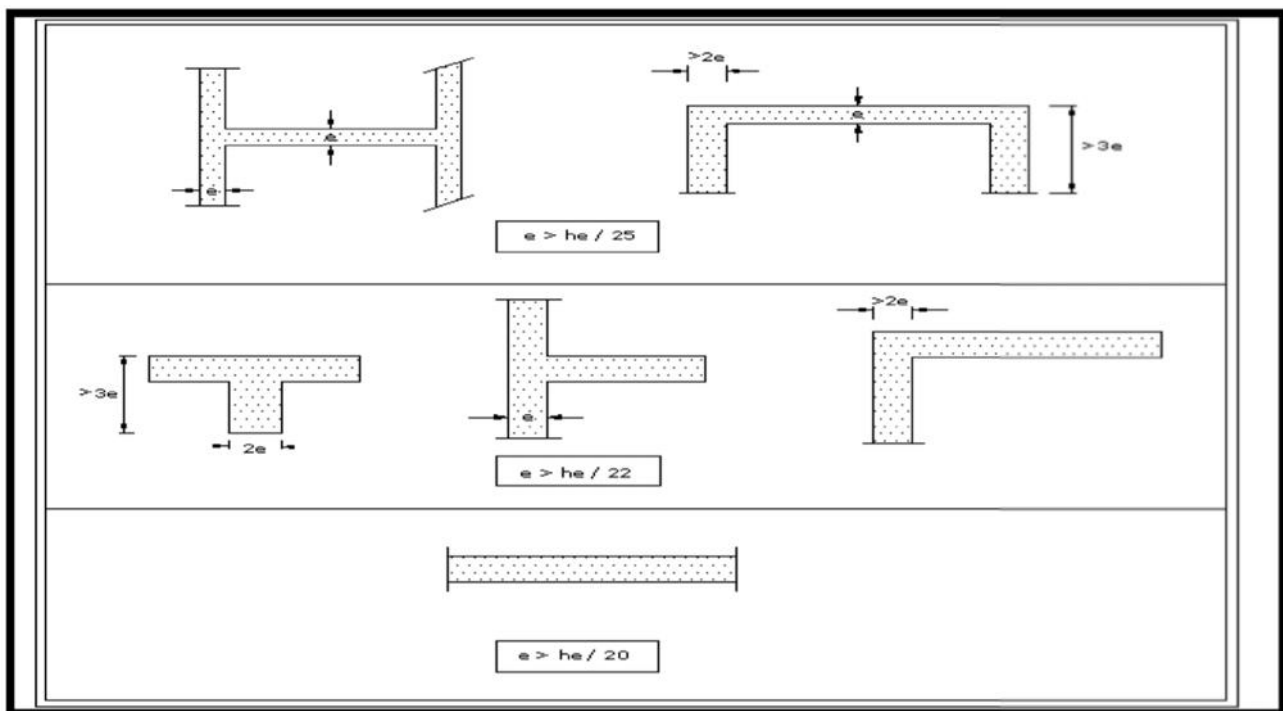


Figure : II.5 : Coupe de voile en plan.

Dans notre cas et pour tous les niveaux : $e \geq h_e/20$

Avec: $h_e = h - e_p$ et e_p : Hauteur du plancher.

D'où : $h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ et $e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

- On prend :

$e_p = 20 \text{ cm}$ pour tous les voiles.

Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

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

Dans notre cas :

$L_{\min} = 1.30 \text{ m}$. Donc : $L_{\min} = 1.30 \text{ m} \geq 4 \times 0.20 = 0.80 \text{ m}$  Condition vérifiée.

Avec : **$L_{\min}$** : La portée minimale d'un voile.

e : Epaisseur du voile.

II .4. Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau la plus sollicitée, et qui est donnée par la formule suivante : $A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$,

A : section du poteau considéré.

N_s : Effort normal revenant au poteau, (N_s sera déterminé à partir de la descente de charge.)

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en MPa, à 28 jours $\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

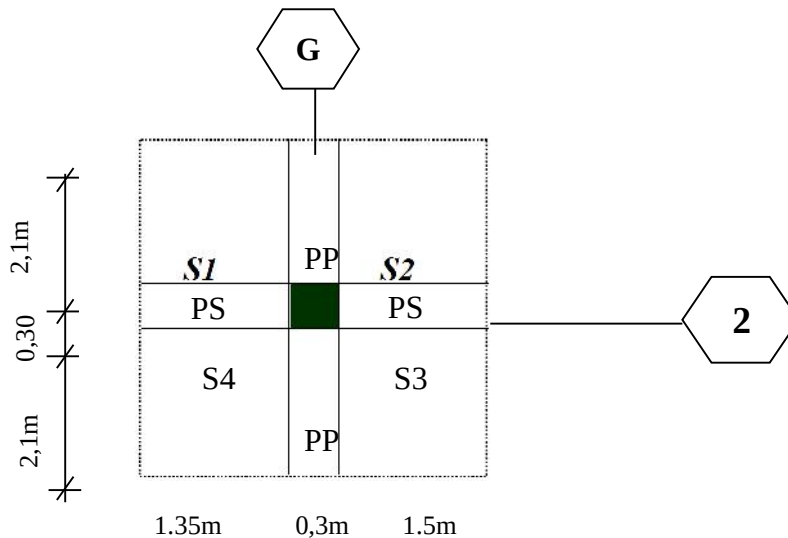
II .4.1.Descente de charge :**II .4.1.1.Surface d'influence :**

Surface nette du plancher revenant au poteau G2:

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_n = [2.1(1.5 + 1.35)] \times 2 = 11.97 \text{ m}^2$$

$S_b = 4.50 \times 3.15 = 14.17 \text{ m}^2$ Surface brute du plancher (celle considérée pour les surcharges).

**Surcharge d'exploitation :**

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1.00

II .3.1.2.Poids propre des éléments :**- Plancher terrasse**

$$G_t = 11.97 \times 5.68 = 67.99 \text{ KN.}$$

- Plancher courant

$$G_c = 11.97 \times 5.54 = 66.31 \text{ kN.}$$

- Poutres**➤ Poutres porteuses**

$$\text{➤ } G_{pp} = (0.3 \times 0.4) \times 4.50 \times 25 = 13.5 \text{ KN.}$$

➤ **Poutres secondaires**

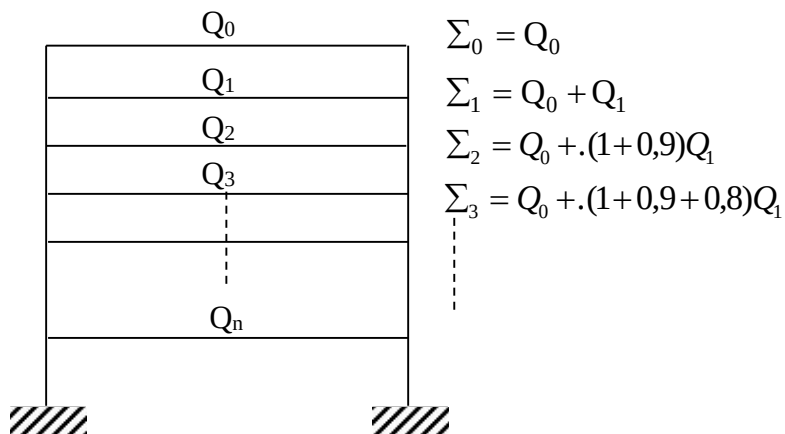
➤ $G_{ps} = (0.3 \times 0.35) \times 2.85 \times 25 = 7.48 \text{ KN}.$

• $G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 20.98 \text{ kN}$

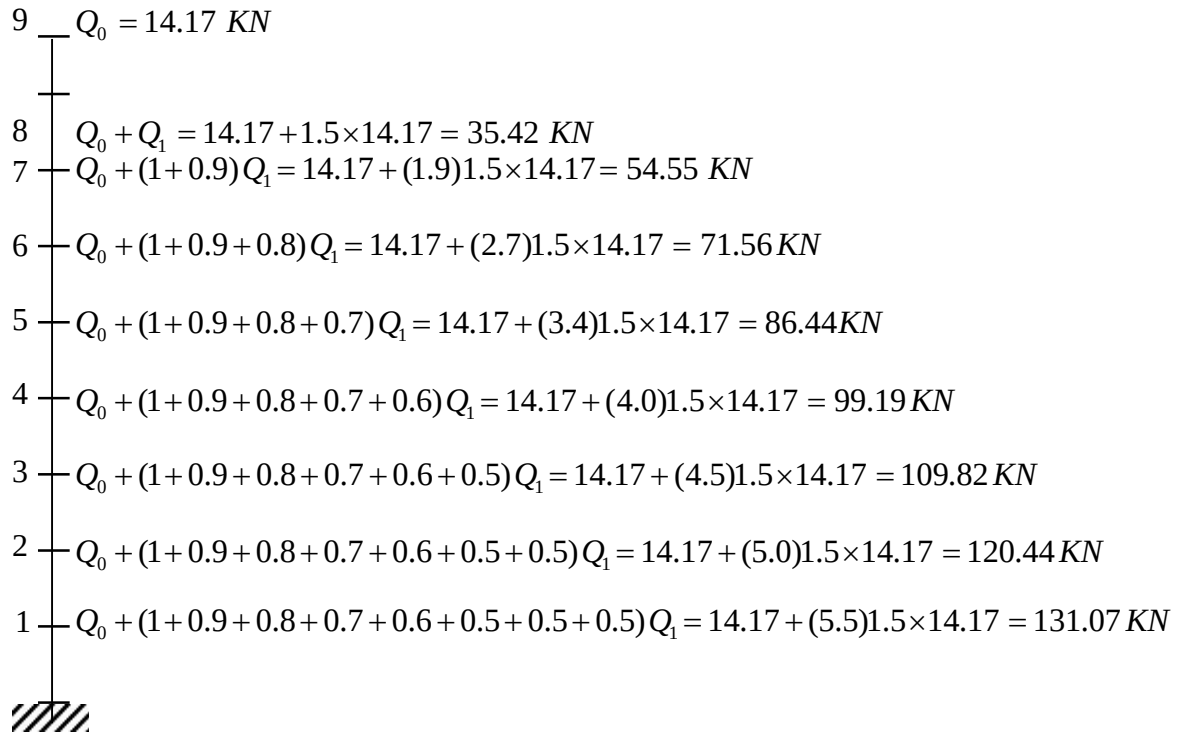
Surcharge d'exploitation

➤ Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \times 14.17 = 14.07 \text{ KN}$

➤ Plancher à usage d'habitation : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 14.17 = 21.25 \text{ KN}$

La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage**Coefficients de dégression des surcharges**

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficients	1	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5

Les surcharges cumulées :

II. 3.1.3 : dimensionnement des poteaux

Niveaux	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux de section 30x30(cm ²)	G total	G cumulé	Qcum	Effort normale $N_s=G_c+Q_c$ (KN)	Section trouvée (cm ²) N / σ_{bc}	Section minimale trouvée (cm ²)	Section minimale limité par le RPA (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
8	67.99	20.98	/	88.97	88.97	14.17	103.14	72.63	10x10	30 x 30	35x35
7	66.31	20.98	6.89	94.18	183.15	35.42	218.57	153.92	15x15	30 x 30	35 x 35
6	66.31	20.98	6.89	94.18	277.33	54.55	331.88	233.72	20x20	30 x 30	35 x 35
5	66.31	20.98	6.89	94.18	371.51	71.56	443.07	312.02	20x20	30 x 30	40x40
4	66.31	20.98	6.89	94.18	465.69	86.44	552.13	388.82	20x20	30 x 30	40 x 40
3	66.31	20.98	6.89	94.18	559.87	99.19	659.06	464.13	25x25	30 x 30	40 x 40
2	66.31	20.98	6.89	94.18	654.05	109.82	763.87	537.94	25x25	30 x 30	45 x 45
1	66.31	20.98	6.89	94.18	748.23	120.44	868.67	611.74	25x25	30 x 30	45 x 45
RDC	66.31	20.98	6.89	94.18	842.41	131.07	973.48	685.55	30x30	30 x 30	45 x 45

Remarque : on est passé d'une section de (30x30) à une section de (45x 45) pour deux raisons :

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armateurs.

II.3.2) Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) : (RPA 99 version 2003/Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**he**) en une seule fois, et les dés de collage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **III** doivent satisfaire les conditions suivantes :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

Conclusion:

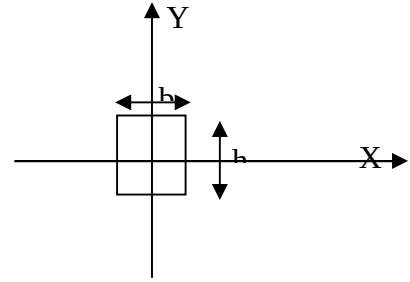
Les poteaux sont tous carrés de dimensions dont les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

II.3.3) Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Lorsqu'une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ♦ La longueur de flambement.
- ♦ La section (caractéristiques géométriques).
- ♦ La nature des appuis.



Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

Il faut vérifier l'élancement ^a des poteaux

$$a = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$a = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}.$$

- ♦ poteaux (35x35) : $L_0 = 3,06\text{cm} \Rightarrow \lambda = 21.2 < 50$.
- ♦ poteaux (40x40) : $L_0 = 3,06\text{cm} \Rightarrow a = 18,55 < 50$.

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de **non – flambement**.

CONCLUSION :

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais. Les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Les différents règlements et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

	Les dimensions	
Plancher	16+4	
Voiles	e = 20cm	
Poutres principales	b= 30cm	
	h = 40cm	
Poutres secondaires	b= 30cm	
	h = 35cm	
Poteaux	RDC,1,2,	45x45
	3,4,5, étage	40x40
	6.7.8	35x35

Tableau II.10 : Les dimensions de sections trouvées.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui vont suivre.

III-1- Calcul de l'acrotère :

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

Le ferrailage sera calculé en flexion composée. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

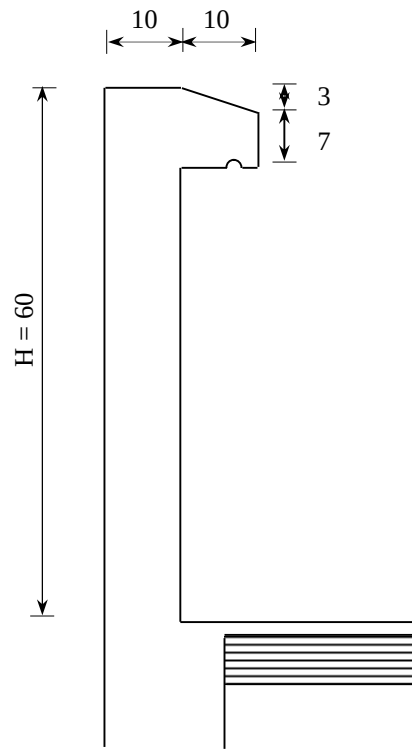


Fig III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

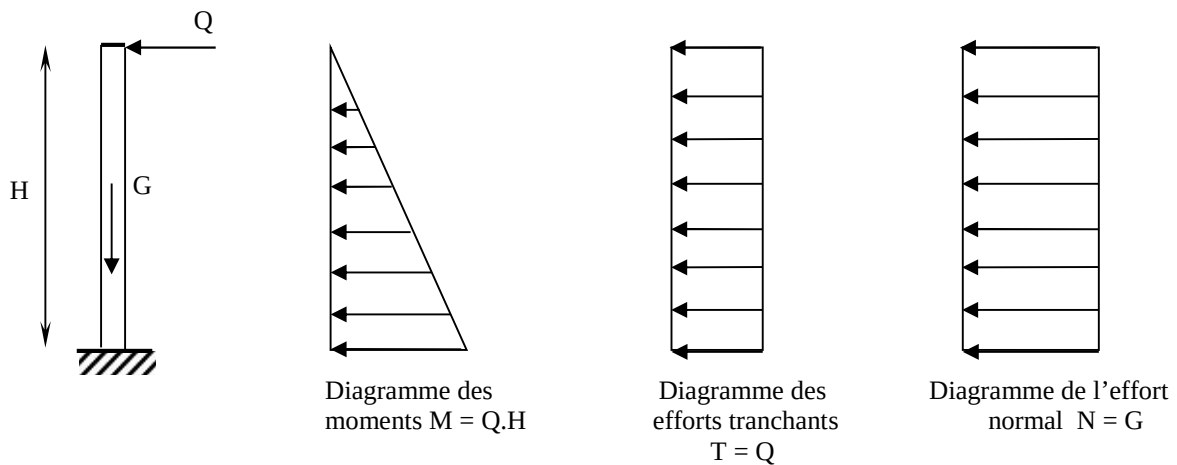


Fig III-2 : Schéma statique de l'acrotère et diagrammes des efforts internes

III-1-1- Calcul des sollicitations :

- ❖ Effort normal du au poids propre :

$$G = S \times \rho$$

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/mL}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

- ❖ Effort horizontal :

$$Q = 1 \text{ KN/mL}$$

- ❖ Moment de renversement M du à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

III-1-2- Combinaison de charges :**a- A L'ELU :**

La combinaison est : $1,35.G + 1,5.Q$

- ❖ Effort normal du à G

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

$$N_u = 2,312 \text{ KN / mL}$$

- ❖ Moment de flexion du à Q :

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN. m}$$

$$M_u = 0,90 \text{ KN. m}$$

b- A L'ELS :

La combinaison est : G + Q selon BAEL

❖ Effort normal de compression

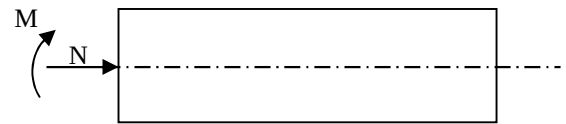
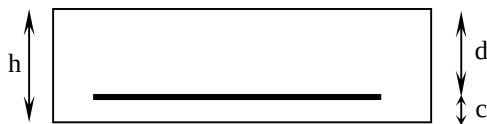
$$N_S = G = 1,7125 \text{ KN/mL}$$

❖ Moment de flexion

$$M_S = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

III-1-3- Détermination du ferrailage :

Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).



$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

avec :

c : Enrobage

a- Calcul à L'ELU :

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,312} = 0,389 \text{ m} = 38,9 \text{ cm}$$

❖ Calcul en flexion simple, section fictive :

➤ Calcul de moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0,90 + 2,312 \times 0,02 = 0,946 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,946 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de μ :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,946 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14,2} = 0,013$$

→ La section est simplement armée

$$\alpha_b = 0,012 \Rightarrow \alpha = 0,993$$

❖ **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\alpha \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,946 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,391 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul à la flexion composée :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 0,391 - \frac{2,312 \times 10}{348} = 0,324 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{ct28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,350 \text{ m} = 35,0 \text{ cm}$$

$$f_{ct28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35,00 - (0,455 \times 7)}{35,00 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,797 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2$

$St \leq \min [3h, 33\text{cm}]$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{mL}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min [\min (4h, 44\text{cm})]$$

Soit : 4 HA8 $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{mL}$ avec un espacement $S_t = 60/4 = 15 \text{ cm}$

$\Rightarrow$ Condition vérifiées

❖ Vérification au cisaillement :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \Rightarrow$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u^2 = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,0214 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

❖ Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1,3)

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se}^2 = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

b- Vérification à L'ELS :

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta_1 \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \left\{ 266,6, \max(200; 201,63) \right\}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \eta_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\eta_1 = 0,287 \Rightarrow \eta_1 = 0,914 \Rightarrow K_1 = 43,14$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,65 \text{ MPa}$$

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

❖ **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{43,14} \times 46,65 = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III-1-4- Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,25$ (Zone III , groupe 2)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : $C_p = 0,3$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$W_p = 1,7125 \text{ KN/mL}$

D'où : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,7125 = 0,514 \text{ KN / mL}$

Conclusion : la force induite du séisme est inférieure à celle de la main courante, l'acrotère est vérifié vis-à-vis de séisme

Résumé :

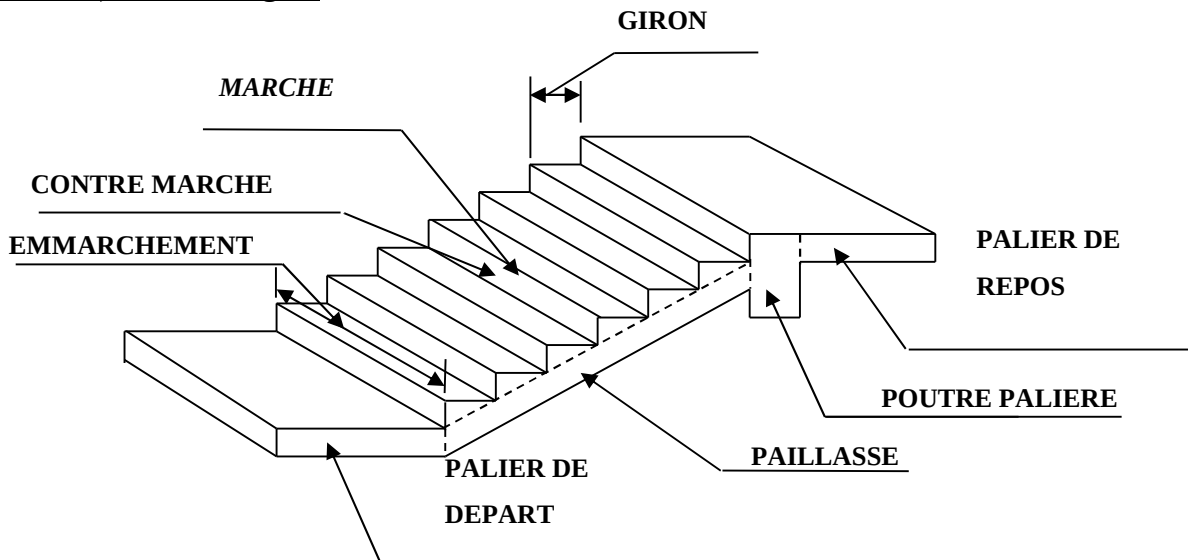
Le ferrailage adopté :

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01cm²** avec : **St = 25 cm**

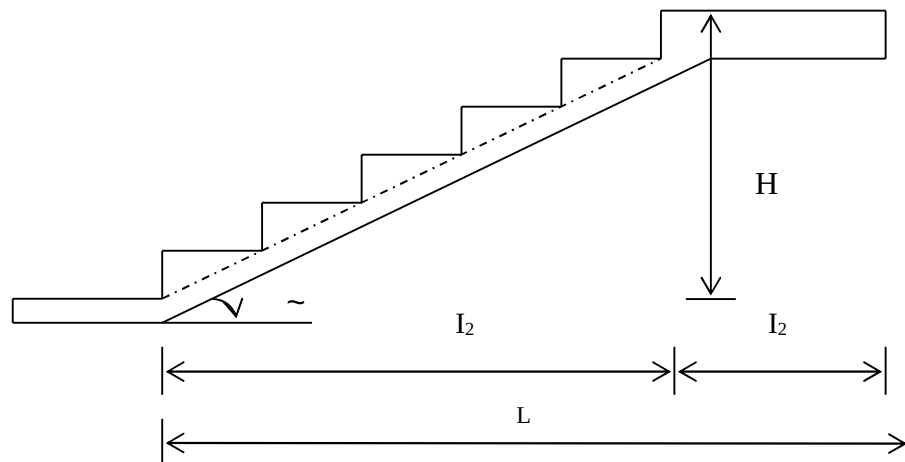
Armatures de répartitions : **4HA8/ml = 2.01cm²** avec : **St = 15 cm**

III -2) Calcul des escaliers :**III.2.1). Définition :**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier :

III.2.1.1) Terminologie :**Fig.III.2.1**

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse projetée et celle du palier

**Fig.III.2.2.**

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.2.1.2) Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté);
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.1.a. Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.1.b donne quelques exemples.

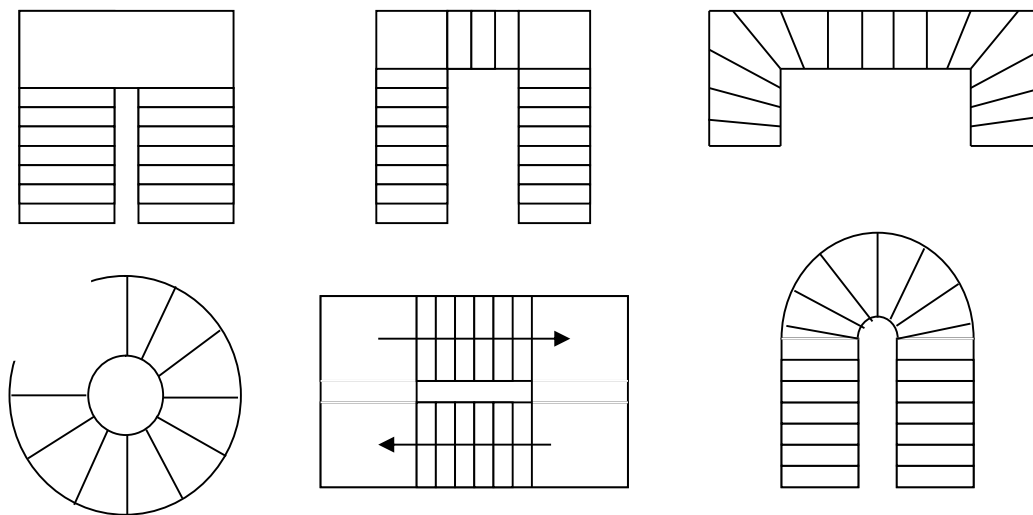


Fig.III.2.3.

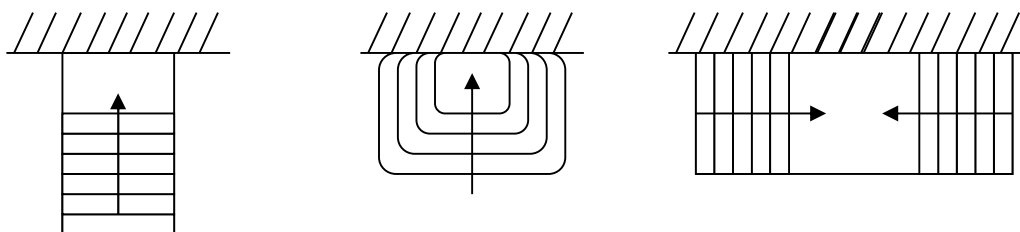


Fig.III.2.4.

III.2.1.3) Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq (g + 2h) \leq 0,66 \text{ m}$$

La limite inférieure 0,59m correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66m correspond, à des locaux publics. On peut sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h : le plus courant varie de 14 à 20[cm] (17[cm] en moyenne)

g : le plus courant varie de 22 à 33[cm] (26 [cm] en moyenne).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 [m], les grands escaliers ont de 1,50 à 2[m], les escaliers de service : 0,70 à 0,90[m], les descentes de caves : 1 [m].

Un collet de 10 [cm] est normal, 6 [cm] est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond plus l'épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre $n = H/h$ n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier (n') Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura (n') marches de hauteur : H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

III-2-2).Pré dimensionnement de l'escalier :

Dans notre cas on a des escaliers a trois volées pour le RDC et l'étage courant, donc on va étudier le cas le plus défavorable ensuite on généralise le ferrailage. Le schéma statique suivant est le cas le plus défavorable, l'escalier est encastré sur les deux cotés dans les voiles

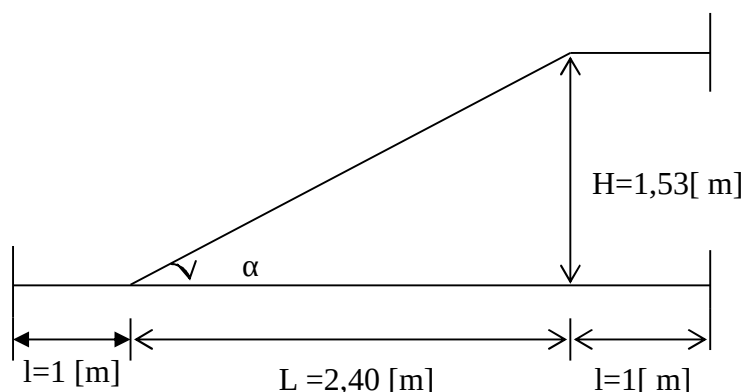


Fig.III.2.5: Schéma statique

On tient compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

III-2-2-a)- Calcul de g et h :

Nous avons :

$$n \times h = H = 153 [cm]$$

$$(n-1) \times g = L = 240 [cm]$$

Sur le plan d'architecture, il y'a n=9 contres marches

D'où :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 [cm]$$

Ainsi le giron :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 [cm]$$

III-2-2-b)- Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 [cm] \leq 2h + g \leq 66 [cm]$$

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} g = 30 [cm] \\ h = 17 [cm] \end{cases}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 [cm] \quad \text{La relation est vérifiée}$$

III-2-2-c)- Etude de la volée :

• Epaisseur de la paillasse (ep) :

• ep doit vérifier la condition suivante :

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

Avec : $L_0 = L' + 2L$ L' : La portée de la paillasse

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$$\text{Nous avons : } tg \sim = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \quad \sim = 29,54^\circ$$

$$\cos \sim = 0,87$$

$$\text{Donc : La portée } L' = \frac{L}{\cos \sim} = \frac{240}{0,87} = 275.86 [cm]$$

$$\frac{(275.86 + 200)}{30} \leq ep \leq \frac{(275.86 + 200)}{20} \quad 15.86cm \leq ep \leq 23.79cm$$

Soit : $e_p = 20$ [cm]

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

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

III-2-3)- Charges et surcharges revenant à la paillasse et au palier :

III-2-3 –a)- Charges permanentes de la paillasse G_{ps} :

$$\text{- Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times e_p}{\cos \sim} = 5.75 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{- Poids propre des marches : } \frac{25 \times h}{2} = 2.13 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

- Poids de revêtement :

$$\text{Poids du carrelage scellé : } 22 \times 0.02 = 0.44 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Lit de sable d'épaisseur de 2[cm] : } 18 \times 0.02 = 0.36 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Mortier de pose de 2[cm] d'épaisseur : } 22 \times 0.02 = 0.44 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Enduit ciment de 2 [cm] d'épaisseur : } 18 \times 0.02 = 0.36 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Poids propre du garde corp : } = 0.6 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Total : } G_{ps} = 10.08 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

III-2-3 –b)- Charge permanente du palier G_{pl} :

$$\text{- Poids propre du palier : } 25 \times e_p = 5 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{- Poids des différentes couches : } 1.6 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Total : } G_{pl} = 6.60 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

III-2-3 –c)- surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; $Q = 2.5$ [KN / m²]

III-2-3 –d)- Combinaison de charge :

$$\text{ELU : } \begin{cases} \text{La paillasse : } q_1 = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 10.08 + 1.5 \times 2.5) = 17.36 [\text{KN/m}^2] \\ \text{Le palier : } q_2 = (1.35 \times 6.60) + (1.5 \times 2.5) = 12.66 [\text{KN/m}^2] \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \text{La paillasse : } q_1 = G + Q = 10.08 + 2.5 = 12.58 [\text{KN/m}^2] \\ \text{Le palier : } q_2 = 6.60 + 2.5 = 9.10 [\text{KN}] \end{cases}$$

III-2-4). Efforts internes :

III-2-4-1). Etat limite ultime : on utilise le schéma statique suivant pour le calcul des efforts internes.

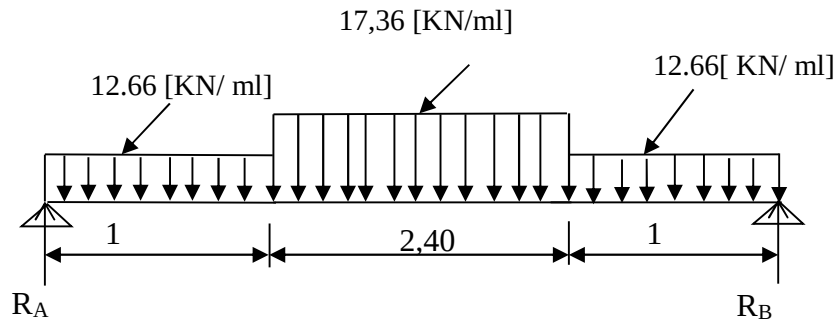


Fig.III.2.6 : Schéma statique à l'ELU

III-2-4 -1-a)- Détermination des efforts internes dans les escaliers :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 66,98 \text{ [KN]}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = 33,49 \text{ [KN]}, R_B = 33,49 \text{ [KN]}$$

Les différentes coupes pour le calcul des efforts :

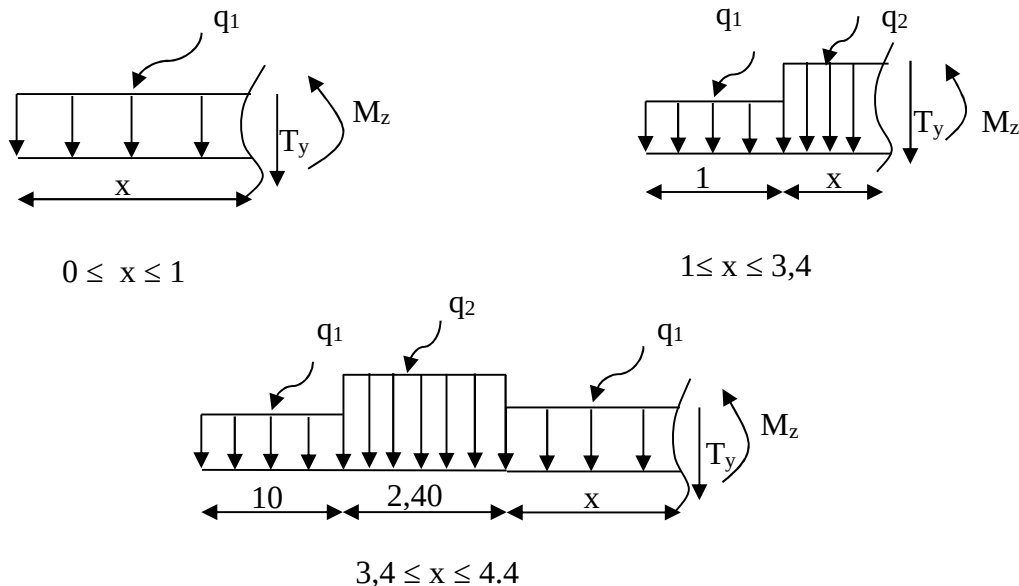


Figure .III.2.7: Schémas statiques des tronçons à étudier pour le calcul des efforts

III-2-4 -1-b- calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :**Pour $0 \leq x \leq 1$ [m]**

$$T_y(x) = -12,66x + 33,49 \rightarrow x = 0 \text{ [m]}$$

$$T_y(0) = +33,49 \text{ [KN]}$$

$$x = 1 \text{ [m]}$$

$$T_y(1) = 20,83 \text{ [KN]}$$

$$M_z(x) = 34,49x - 6,33(x^2) \rightarrow x = 0$$

$$M_z(0) = 0$$

$$x = 1$$

$$M_z(1) = 27,16 \text{ [KN.m]}$$

Pour $1 \leq x \leq 3,40$:

$$T_y(x) = 20,83 - 17,36x \rightarrow x = 0,$$

$$T_y(0) = 20,83 \text{ [KN]}$$

$$x = 2,4 \text{ [m]},$$

$$T_y(2,4) = -20,83 \text{ [KN]}$$

$$M_z(x) = 27,16 + 20,83x - (17,36/2)x^2 \rightarrow x = 0,$$

$$M_z(0) = 27,16 \text{ [KN.m]}$$

$$x = 2,40 \text{ [m]},$$

$$M_z(2,40) = 27,16 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{\max} \text{ est à mi travée } x = 1,2 \text{ [m]},$$

$$M_z(1,2) = 39,66 \text{ [KN.m]}$$

Pour $3,40 \leq x \leq 4,50$:

Pas la peine de les calculer à déduire par symétrie .

Donc le moment max en travées est : $M_z = 39,66 \text{ [KN.m]}$

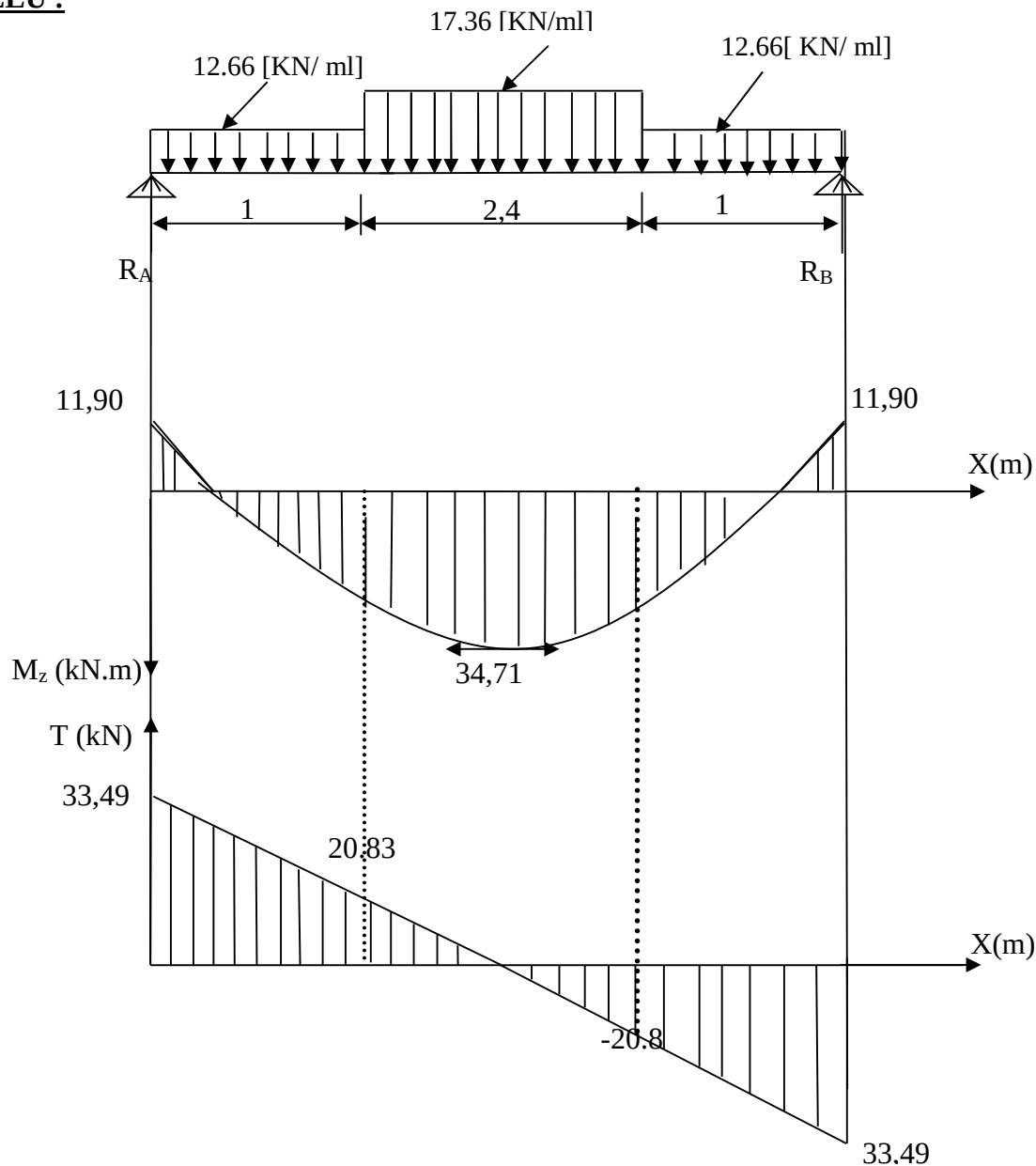
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :

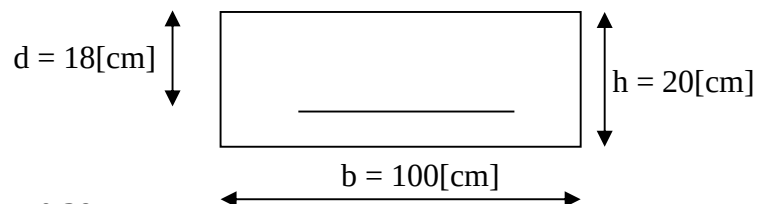
$$M_a = -0,3 \quad M_z = -11,90 \text{ [KN.m]}$$

- en travées :

$$M_t = 0,85 \quad M_z = 34,71 \text{ [KN.m]}$$

III-2-4 -1-c-) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant de calcul à**L'ELU :****Fig.III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU****III-2-4 -1-c)- Calcul des armatures:****-Aux appuis :**

$$M_u^a = 11,90 \text{ [KN.m]}$$

**• Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,90 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0259 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_b = 0,0259 \Rightarrow \beta_u = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,90 \times 10^3}{0,987 \times 20 \times 348} = 1,73 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On opte pour : 5HA10/ml ($A_a = 3,93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ [cm]}$.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,9825 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On opte pour 5HA8/ml ($A_r = 2,51 \text{ [cm}^2\text{]}$), avec $S_t = 20 \text{ [cm]}$.

-En travées :

$$M_u^t = 34,71 \text{ [KN.m]}$$

• Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34,71 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,075 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_b = 0,075 \Rightarrow \beta_u = 0,960$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34,71 \times 10^3}{0,960 \times 18 \times 348} = 5,61 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]}$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ [cm]}$.

▪ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On opte pour 5HA8/ml ($A_r = 2,51 \text{ [cm}^2\text{]}$), avec $S_t = 20 \text{ [cm]}$.

III-2-4-2)- Vérification à l'ELU :

1)-Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Aux appuis : $A_a = 3,92 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 2,17 \text{ [cm}^2\text{]} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée

- En travées : $A_t = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 2,17 \text{ [cm}^2\text{]} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée

2)-Espacement des barres :**a) - Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 20[\text{cm}] \\ \text{- En travées : } e = 20[\text{cm}] \end{array} \right\} < \min \{3h, 33[\text{cm}]\} = 33[\text{cm}] \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

b) - Armatures de répartition :

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

c)-Effort tranchant : (BEAL, Art A.5.1.1)

$$T_{u \max} = 33,49 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{33,49 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,186 [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,20 f_{c28} ; 5 \text{MPa}\} = 3,33 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 0,171 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91, Art A.5.1.313)**a)Influence sur les aciers :**

$$A_u = \frac{T_{u \max}}{4}$$

$$A_u = \frac{T_{u \max}}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,513 \leq A_u^a = 3,17 [\text{cm}^2]$$

b)Influence sur béton :

$$\bar{V}_u = 0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times \frac{b}{\gamma_b}$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times \frac{1}{1,5} = 1140 [\text{KN}]$$

$$V_u = 33,49 [\text{KN}] < \bar{V}_u = 1140 [\text{KN}] \quad \text{La condition est vérifiée}$$

4)-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}]$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,92 \times 10 = 156,8 \text{ [cm]}$$

$$\sigma_{se}^2 = \frac{33,49 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 156,8} = 1,31 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{se}^2 = 1,31 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{se}^2 = 3,15 \text{ [MPa]} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

5)-Ancrage des armatures aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ [cm]}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 49,38 \times 0,4 = 19,752 \text{ [cm]}$$

III-2-4-3). Etat limite de service

III-2-4-3-a) Combinaison de charge :

$$\text{ELS : } \begin{cases} \text{La paillasse : } q_1 = G + Q = 10,08 + 2,5 = 12,58 \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ \text{Le palier : } q_2 = 6,60 + 2,5 = 9,10 \text{ [kN]} \end{cases}$$

On utilise le schéma statique suivant pour le calcul des efforts internes

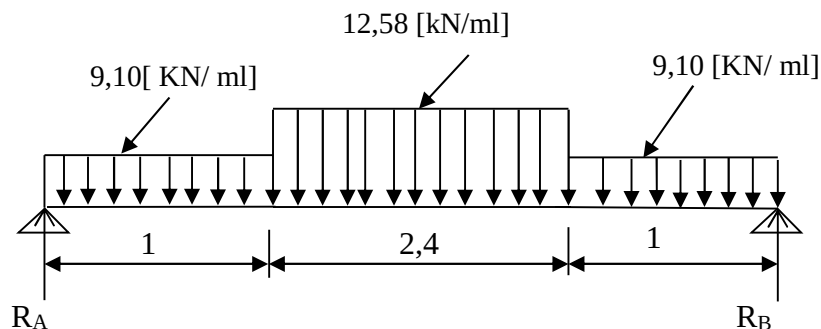


Fig.III.2.9 : Schéma statique à l'ELS

III-2-4-3-b) -Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = 48,39 \text{ [kN]}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = 24,20 \text{ [kN]}$$

$$R_B = 24,20 \text{ [kN]}$$

III-2-4-3-c)- calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :**Pour $0 \leq x \leq 1$:**

$$T_y(x) = -9,10x + 24,20 \rightarrow x=0, \quad T_y(0) = +24,20 \text{ [KN]}$$

$$x = 1 \text{ [m]} , \quad T_y(1) = 15,10 \text{ [KN]}$$

$$M_z(x) = 24,2x - 4,55(x^2) \rightarrow x=0, \quad M_z(0) = 0$$

$$x = 1 \text{ m} \quad M_z(1) = 19,65 \text{ [KN.m]}$$

Pour $1 \leq x \leq 3,4$:

$$T_y(x) = 15,10 - 12,58x \rightarrow x=0, \quad T_y(0) = 15,10 \text{ [KN]}$$

$$x = 2,40 \text{ m} , \quad T_y(2,40) = -15,10 \text{ [KN]}$$

$$M_z(x) = 19,65 + 15,10x - 6,29x^2 \rightarrow x=0, \quad M_z(0) = 19,65 \text{ [KN.m]}$$

$$x = 2,40 \text{ [m]}, \quad M_z(2,40) = 19,65 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{\max} \text{ est à mi travée } x = 1,2 \text{ [m]}, \quad M_z(1,2) = 28,71 \text{ [KN.m]}$$

Pour $3,40 \leq x \leq 4,5$:

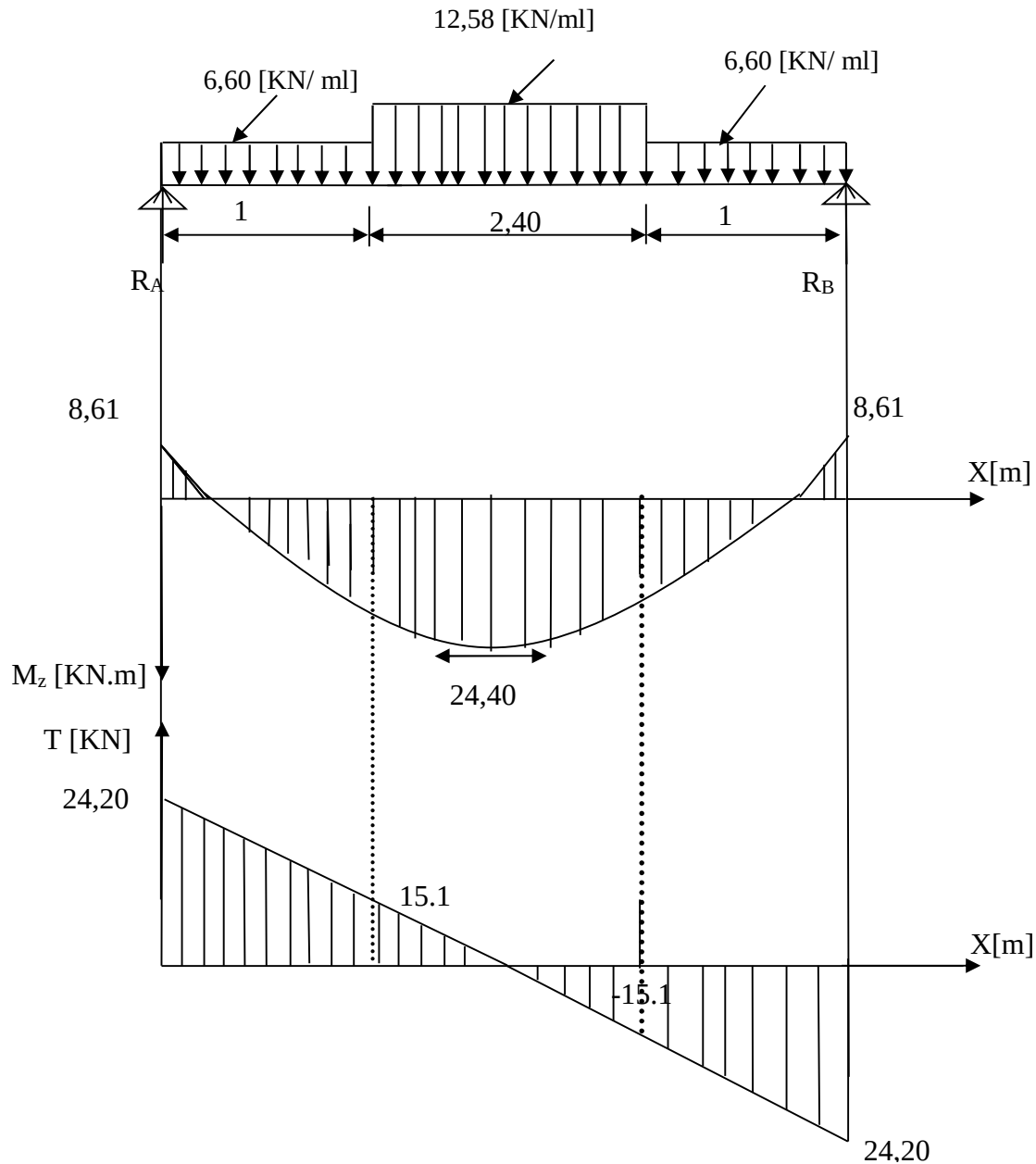
à déduire par symétrie

Donc le moment max en travées est : **$M_z = 28,71 \text{ [KN.m]}$**

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis :} \quad M_a = -0,3 M_z = -8,61 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{- en travées :} \quad M_t = 0,85 M_z = 24,40 \text{ [KN.m]}$$

III-2-4-3-d)- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant de calcul à L'ELS:**Fig.III.2.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.****III-2-4-4)-Vérification à l'ELS :****1)-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$

a)- En travées :

$$A_t = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\circ = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 20} = 0,313$$

$$\circ = 0,313 \Rightarrow \alpha_1 = 0,912 \Rightarrow \sim_1 = 0,264 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,294 \Rightarrow K = 0,027$$

$$\pm_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot d} = \frac{24,40 \times 10^3}{5,65 \times 0,912 \times 18} = 236,07 \text{ [MPa]}$$

$$\pm_{bc} = K \pm_{St} = 0,027 \times 236,07 = 7,1029 \text{ [MPa]}$$

$$\pm_{bc} = 7,1029 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

b)-Aux appuis :

$$A_a = 3,93 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\circ = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218$$

$$\circ = 0,218 \Rightarrow \alpha_1 = 0,925, \sim_1 = 0,225 \text{ et } K = \frac{\sim_1}{15(1 - \sim_1)}$$

$$\sim_1 = 0,225 \Rightarrow K = 0,02$$

$$\pm_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot d} = \frac{8,61 \times 10^3}{3,93 \times 0,876 \times 18} = 138,98 \text{ [MPa]}$$

$$\pm_{bc} = K \pm_{St} = 0,02 \times 138,98 = 2,778 \text{ [MPa]}$$

$$\pm_{bc} = 2,778 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

2)-Vérification de la flèche :

Il existe trois conditions. Si elles sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{22}{450} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Première condition non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

a)-Calcul de la flèche :

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

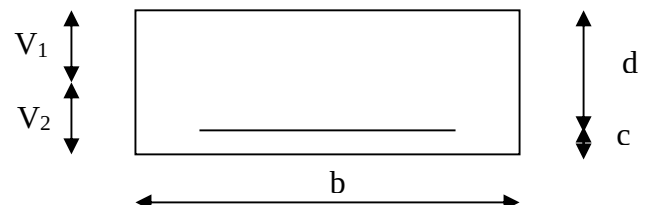
Avec :

E_v : Module de la déformation différé

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

$$q_s = \max \{6,60 \text{ [KN/ml]}, 12,58 \text{ [KN/ml]}\} = 12,58 \text{ [KN/ml]}.$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.



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

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

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

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b.h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 5,65} = 10,325 \text{ [cm]}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,325 = 9,67 \text{ [cm]}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left(\overline{10,325}^3 + \overline{9,67}^3 \right) + 15 \times 5,65 \times (9,67 - 2)^2$$

$$I = 71816,88 \text{ [cm}^4 \text{]}$$

$$f = \frac{5 \times (12,58 \times 4,40^4)}{384 \times 1081886 \times 10^3 \times 71816,88 \times 10^8} = 0,00927$$

$$f < \overline{f} = 440/500 = 0,88 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

III-2-4-5)- Etat limite d'ouverture des fissures : BEAL 91, Art A.5.34

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

III-3-1- Calcul de la poutre palière :**a- Prédimensionnement :****❖ Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$: Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 3,55 \text{ m} \Rightarrow \frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10} \quad \text{donc : } 23,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 35,5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

❖ Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $b = 30 \text{ cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

b- Détermination des charges :

❖ Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN / mL}$

❖ Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 33,49 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 24,20 \text{ KN}$$

c- Combinaison de charges :

❖ **ELU :** $q_u = 1,35 G + T_u = (1,35 \times 2,625) + 33,49$

$$q_u = 37,03 \text{ KN / mL}$$

❖ **ELS :** $q_s = G + T_s = 2,625 + 24,20$

$$q_s = 26,82 \text{ KN / mL}$$

III-3-1-1- Calcul des efforts à L'ELU :

❖ Moment isostatique :

$$M_{o_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{37,03 \times (3,55)^2}{8} = 58,33 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{37,03 \times 3,55}{2} = 65,72 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- Sur appuis : $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 58,33 = -17,5 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 58,33 = 49,58 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

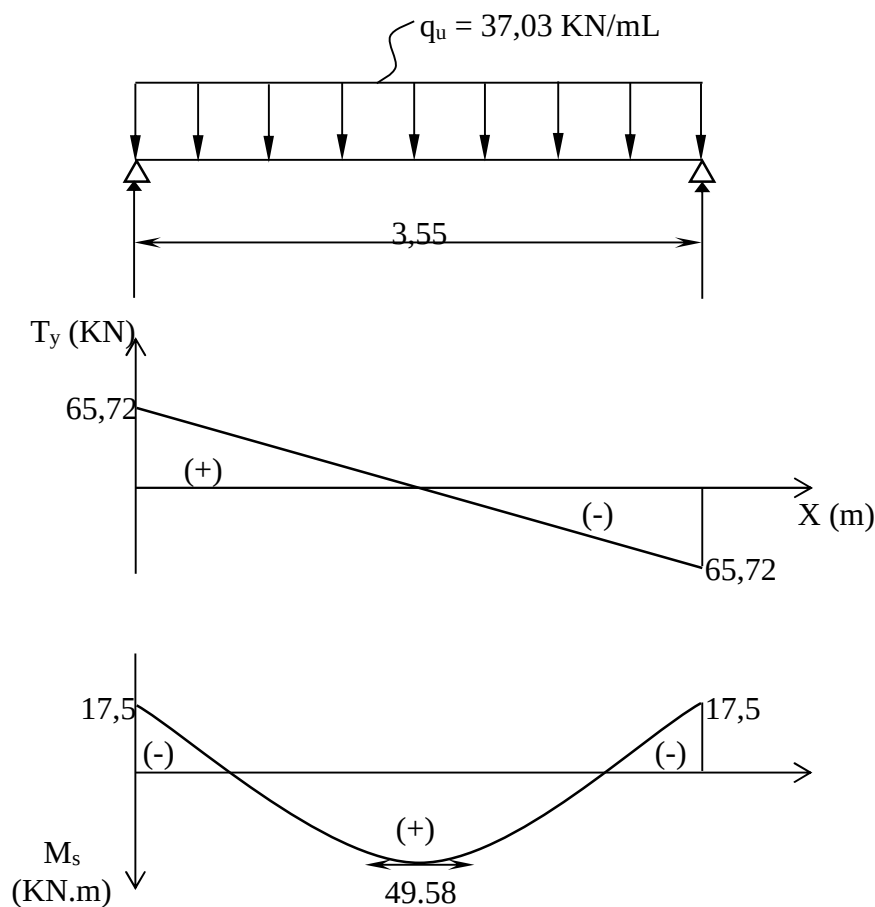
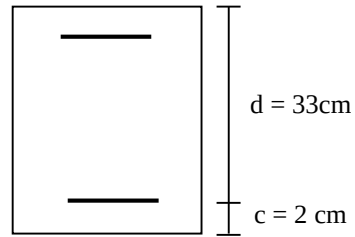


Fig III-10 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

❖ Calcul des armatures :

❖ Aux appuis :



$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,5 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,037$$

$$\mu_b = 0,041 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,0398 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17,5 \times 10^6}{0,981 \times 330 \times 348} = 1,55$$

$\Rightarrow$ On opte pour 3HA12 = 3,39 cm²

▪ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49,58 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,116$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,116 \Rightarrow \beta = 0,938$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{49,58 \times 10^3}{0,938 \times 33 \times 348} = 4,61 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ On opte pour 3HA14 = 4,62 cm²

III-3-1-2- Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)

$$T_u^{\max} = 65,72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{65,72 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

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

c- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{65,72 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 4 \times 3,14 \times 8} = 2,20 \text{ MPa}$$

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

d- Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\alpha_t \leq \min \left\{ \alpha_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre ϕ

Donc on opte : 4HA8 = 2,01cm² → (1cadre+1étrier) $\phi 8$

e- Ecartement des barres :

D'après le règlement (RPA99, Art7.5.2.2) on obtient :

❖ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\alpha \right\} = 8,75 \text{ cm}$$

❖ Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Selon le RPA, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$A_{min} = 2,01 \geq A_t = 0,003 \times e \times b = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

III-3-1-3- Vérification à L'ELS :

$$q_s = 28,58 \text{ KN / mL}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{26,82 \times (3,55)^2}{8} = 42,25 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{26,82 \times 3,55}{2} = 47,605 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- Sur appuis : $M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 42,25 = -12,675 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 42,25 = 35,91 \text{ KN.m}$

a- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

1- Etat limite de compression du béton :

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

Avec : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

❖ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342$$

$$\rho_1 = 0,342 \Rightarrow \begin{cases} \rho_1 = 0,909 \\ K_1 = 39,95 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \pm_s = \frac{M_{sa}}{\rho_1 \times A_a \times d} = \frac{12,675 \times 10^6}{0,909 \times 339 \times 330} = 124,64 \text{ MPa}$$

$$\pm_{bc} = 0,025 \times 124,64 = 3,12 \text{ MPa}$$

$$\pm_{bc} = 3,12 \text{ MPa} < \bar{\pm}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ En travée :

$$\alpha_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = 0,466 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,910 \\ K = 0,0246 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\alpha_1 \times A_t \times d} = \frac{35,91 \times 10^6}{0,910 \times 462 \times 330} = 258,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0246 \times 258,83 = 6,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- Vérification de la flèche :

$$\diamond \frac{h}{\ell} = \frac{30}{355} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{\ell} = 0,12 > \frac{M_{st}}{10 \times M_0} = \frac{49,58}{10 \times 58,33} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,61 \times 10^{-2}}{300 \times 330} = 4,65 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiées}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

3- Etat limite d'ouverture des fissures :

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

III.5. Les balcons :

Les balcons sont des éléments de la structure qui vont subir des charges particulières. Ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

III.5.1. Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$

On prend : $h = 15\text{cm}$

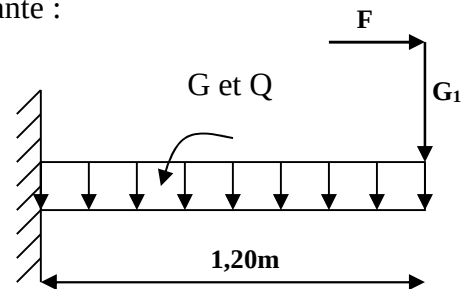


Schéma statique du balcon

III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes uniformes	Epaisseur [cm]	Poids [KN/ml]
Revêtement en carrelage	02	0,44
Mortier de pose	02	0,40
Couche de sable	02	0,36
Poids propre de la dalle	15	$0,15 \times 25 \times 1 = 3,75$
Enduit en mortier	02	0,36
		G = 5,31KN/ml

Charges permanentes concentrées due au poids du garde corps	Epaisseur [c]	Poids [KN/ml]
Murs en briques creuses	01	0,90
Enduit en mortier de ciment	2x2cm	0,18x4
		G₁ = 1,62KN/ml

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5\text{KN/ml}$$

La poussée due à la main courante : $F = 1\text{KN/ml}$

NB : Le moment engendré par l'effort de la poussée due à la main courante est faible devant le moment d'encastrement des charges uniformément réparties. Donc, on néglige cet effort dans les calculs.

III.5.3. Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple.

Combinaison des charges : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

Dalle plein: $q_u = (1,35 \times 5,31) + 1,5(3,5) = 12,42 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $G_u = (1,35 \times 1,62) = 2,19 \text{ KN/ml}$

Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

Moment provoqué par la charge « q_u » :

$$M_{q_u} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{12,42 \times 1,20^2}{2} = 8,94 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « G_{1u} » :

$$M_{G_u} = G_u \cdot l = 2,19 \times 1,20 = 2,63 \text{ KN.m}$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{q_u} + M_{G_u} = 11,57 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

$$M_u = 11,57 \text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11,57 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0565$$

$$\alpha = 0,0565 < \alpha_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 0,0565 \Rightarrow \eta = 0,971 \quad A_s = \frac{M_u}{\eta \sigma_{st}} = \frac{11,57 \times 10^3}{0,971 \times 12 \times 348} = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,85 \text{ cm}^2$$

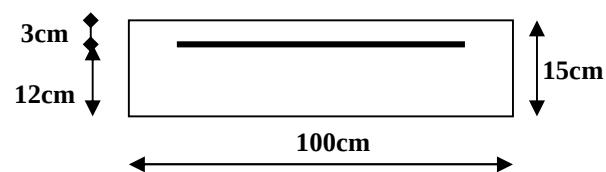
Soit : 5T10/ml $\rightarrow 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8/ml = 2,51 cm²



Avec: $S_t = 20\text{cm}$

III.5.4. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left(0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0,23 \times 100 \times 12 \frac{2,1}{400} = 1,45\text{cm}^2$$

$A_s = 3,93\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,45\text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2) Vérification au cisaillement (Art 5.1.2/BAEL 91) :

Effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot l + G_u = 12,42 \times 1,20 + 2,19 = 17,09\text{KN}$$

On doit vérifier que : $\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,09 \times 10}{100 \times 12} = 0,142 \text{ MPa (fissuration non préjudiciable)}$$

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

$\sigma_u = 0,142\text{MPa} < \bar{\sigma}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

3) Vérification de la condition de l'adhérence des barres: (Art 6.13/BAEL91)

$$\sigma_{se} \leq \bar{\sigma}_{se}$$

$$\bar{\sigma}_{se} = \Psi_s \cdot \sigma_s = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa} \quad (\Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\sigma_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7\text{cm}$$

$$\sigma_{se} = \frac{17,09 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = 1,01 \text{ MPa} \quad \sigma_{se} < \bar{\sigma}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Armatures principales :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \quad \text{Avec : } V_u = 17,09\text{KN}$$

$$\frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{17,09 \cdot 10 \times 1,15}{400} = 0,49\text{cm}^2$$

$A_s = 3,93\text{cm}^2 > 0,49\text{cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

5) vérification des contraintes de béton au niveau des appuis (article A.5.1.3) :

$$V_u \leq 0,4.b.a.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 100 \times 12 \frac{2,5}{1,5} = 800 \text{KN}$$

$$V_u = 17,09 \text{KN} < 800 \text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

6) Ancrage des barres aux appuis (Art A6.1.22 BAEL91) :

$$\bar{\sigma}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\sigma}_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{cm}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées on prévoit des crochets

$$L_{cr} = 0,4 L_s = 0,4(35,2) = 14,08 \text{cm}$$

7) Ecartement des barres :

Pour les armatures principales : $S_t \leq \min(2h, 22 \text{cm}) = 22 \text{cm}$

$$S_{t1} = 20 \text{cm} < 22 \text{cm} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Pour les armatures de répartition : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$

$$S_{t2} = 20 < 33 \text{cm} \quad \text{«condition vérifiée »}$$

Vérification à l'ELS :

Combinaison des charges : $q_s = G + Q$

$$\text{Dalle : } q_s = 5,31 + 3,5 = 8,81 \text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } G_s = 1,62 \text{KN/ml}$$

Calcul du moment d'encastrement :

- **Moment provoqué par la charge « q_u » :**

$$M_{q_s} = \frac{q_s . l^2}{2} = \frac{8,81 \times 1,2^2}{2} = 6,34 \text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « G_s » :**

$$M_{G_s} = G_s . l = 1,62 \times 1,20 = 1,94 \text{KN.m}$$

Le moment total est :

$$M_s = M_{q_s} + M_{G_s} = 6,34 + 1,94 = 8,29 \text{KN.m}$$

Vérification des contraintes :**1) Vérification des contraintes de compression du béton :**

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

Etat limite de compression du béton : (Art a.4.5.2 du BAEL 91 mod 99)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

La section est rectangulaire

la nuance des aciers est de fe E400

Si $\alpha \leq \left[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right]$ avec $\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{11,57}{8,29} = 1,40$

$$\Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

$$\ll 0,0565 \Rightarrow \alpha = 0,0721 \Rightarrow \alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée donc la vérification n'est pas nécessaire.

2) Vérification des contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable :

$$\pm_{st} \leq \bar{\pm}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{f_{t28}}) \right\} = 201,63\text{MPa}$$

$$\text{Si } \pm_{st} = \frac{M_s}{A_s d} \leq \bar{\pm}_{st} \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

$$\text{Valeur de } \beta_1 : \text{ on a } \rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12} = 0,328 \Rightarrow \beta_1 = 0,911$$

$$\pm_{st} = \frac{8,29 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 3,93 \times 10^2} = 192,95\text{MPa} \leq \bar{\pm}_{st} \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

Vérification de la flèche :

Pour dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{12 \times 100} = 0,00328 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

Résumé :

Armatures principales : 5HA10/ml = 3.90 cm² avec St = 20 cm

Armatures de répartition : 5HA8/ml = 2.51 cm² avec St = 20 cm

III-4) : Calcul des planchers en corps creux :

Ils sont constitués :

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

III-4-1) : Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423).

❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

❖ Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures { aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

- $A_{\perp}$: cm^2 par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

▪ A.N :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ML}$$

On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm^2 / ml.

B) Armatures // aux poutrelles :

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

▪ A.N :

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

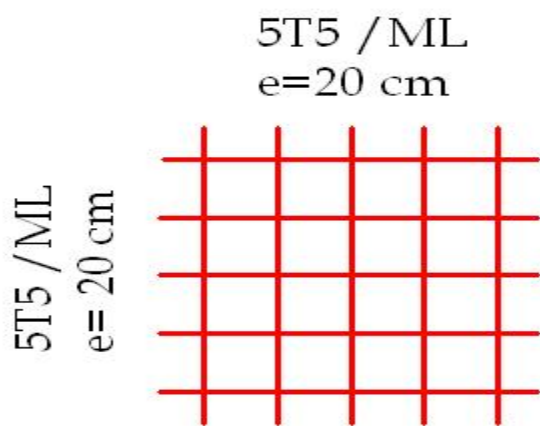
On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm²/ml.❖ **Conclusion** On optera pour un treillis soudé TLE 520 (5x200x5x200).**TLE**

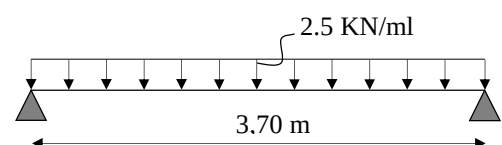
Figure III-4-1) : Treillis soudé TLE 520

III-4-2) : Poutrelles :

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25.....0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95.....0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 KN/ml.

Charge permanente : **G =0.74 KN/ML**Charge d'exploitation : **Q=1KN/ML**▪ **Charge à ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ KN/ML}$$

▪ **Moment max:**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.70^2}{8} = 4.28 \text{ KN.ML}$$

▪ **Section d'armatures:**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_u \leq \frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}, \quad f_{bu} \leq \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} \leq 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u \leq \frac{4.28 \times 10^3}{12 \cdot 20^2 \cdot 14.2} \Rightarrow \mu_u \leq 6.27 \text{ [[} \mu_u \leq 0.392 \text{ } \hat{=} \text{ SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 40 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surchargent auxquelles elles sont soumises avant coulage.

B) Calcul après coulage de la dalle de compression :

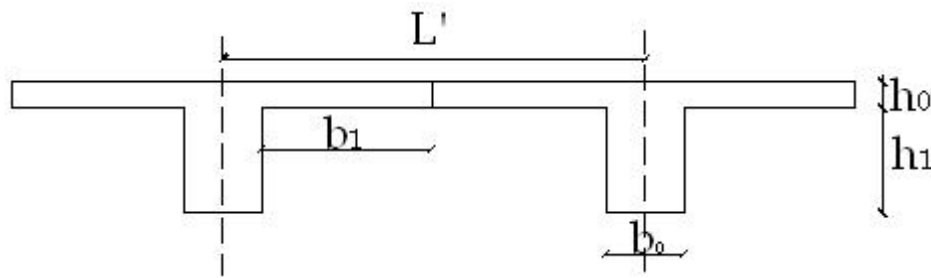
Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

B-1) : Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

$$\text{A.N : } b_1 = \text{Min} \left(\frac{400}{10} ; \frac{65 - 12}{2} \right) ; \text{ Donc } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$



Avec :

L : Longueur libre entre nus d'appuis (400 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h_1 : Epaisseur du corps creux (16cm).

b_1 : Largeur de l'hourdis (26.5cm).

III-4-3) : Calcul des efforts internes :

a) : Calcul des moments :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

❖ Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

b) : Charges et surcharges :

G Plancher d'étages courants

Poids propre du plancher : $G \approx 5,54 \div 0,65 \approx 3,6 \text{ KN / mL}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN / mL}$

G Plancher terrasse inaccessible

Poids propre du plancher : $G \approx 5,68 \div 0,65 \approx 3,7 \text{ KN / mL}$

Surcharge d'exploitation : $Q \approx 1 \div 0,65 \approx 0,65 \text{ KN / mL}$

N.B : nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable dans notre cas le plancher d'étages courants à usage d'habitation

$G=3,6 \text{ KN/ml}$

$$Q=0,975 \text{ KN/ml}$$

$$q_u \geq 1,35G + 1,5Q \geq (1,35 \times 3,6) + (1,5 \times 0,975)$$

$$q_u \geq 6,33 \text{ KN / mL}$$

$$q_s = 3,6 + 0,975 = 4,58 \text{ KN/ml}$$

c-) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$1. \quad \begin{cases} Q < 2G & \text{on a: } Q = 0,975 \text{ KN/ml} < 2 \times 3,6 = 7,2 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} & \text{et } Q = 0,975 \text{ KN} < 5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\Rightarrow$ condition vérifiée

3. Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 on a :

$$\left\{ \frac{3,30}{3,00} ; \frac{3,30}{4,00} \right\} = \left\{ 1,1 ; 0,83 \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

■ Exposé de la méthode

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

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

Les valeurs M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1,05M_o ; (1 + 0,3\alpha)M_o\} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_o \rightarrow \text{Dans une travée intermédiaire.} \\ M_t &\geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_o \rightarrow \text{Dans une travée de rive.} \end{aligned} \right\} \text{ On prend : } M_t^{\max}$$

✓ M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.

✓ M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

✓ M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

- ✓ M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} \rightarrow \text{Dont } L : \text{ la longueur entre nus d'appuis.}$$

La valeur 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.
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas une poutre sur (7) appuis, on aura le diagramme suivant :

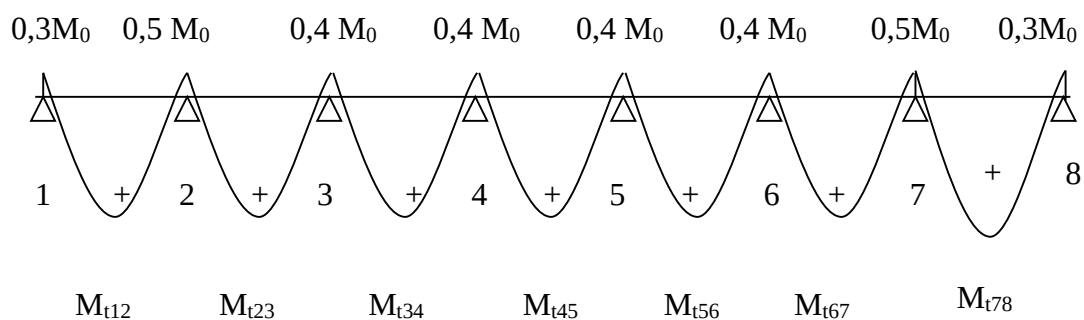


Fig : III.4.2 : Diagramme des moments d'une poutre continue

- Application de la méthode

❖ A l'ELU

a) : Calcul de rapport de charge α :

$$\sim = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,98}{0,98 + 3,6} = 0,22 \Rightarrow$$

$$1 + 0,3\sim = 1 + 0,3(0,22) = 1,066$$

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

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

b) : Calcul du moment isostatique M_{0i} à l'ELU

$$M_{01} = \frac{q \cdot L_1^2}{8} = \frac{6,33 \cdot (3,3)^2}{8} = 8,62 \text{ Kn.m} \Rightarrow M_{01} = 8,62 \text{ Kn.m} = M_{05} = M_{07}$$

$$M_{02} = \frac{q \cdot L_2^2}{8} = \frac{6,33 \cdot (3)^2}{8} = 7,12 \text{ Kn.m} \Rightarrow M_{02} = 7,12 \text{ Kn.m} = M_{06}$$

$$M_{03} = \frac{q \cdot L_3^2}{8} = \frac{6,33 \cdot (3,3)^2}{8} = 8,62 \text{ Kn.m} \Rightarrow M_{03} = 8,62 \text{ Kn.m}$$

$$M_{04} = \frac{q \cdot L_4^2}{8} = \frac{6,33 \cdot (4,00)^2}{8} = 12,66 \text{ Kn.m} \Rightarrow M_{04} = 12,66 \text{ Kn.m}$$

c) : Calcul des moments sur appuis

$$M_1 = M_8 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 8,62 = 2,59 \text{ Kn.m}$$

$$M_2 = M_7 = \max(M_{01} ; M_{02}) \times 0,5 = 8,62 \times 0,5 = 4,31 \text{ Kn.m}$$

$$M_3 = M_6 = \max(M_{02} ; M_{03}) \times 0,4 = 8,62 \times 0,4 = 3,45 \text{ Kn.m}$$

$$M_4 = M_5 = \max(M_{03} , M_{04}) \times 0,4 = 12,66 \times 0,4 = 5,1 \text{ Kn.m}$$

d) : Calcul des moments en travées

Travée(1;2)

$$M_t = \frac{M_w + M_e}{2} = \frac{\max(1,05 M_{01} ; (1 + 0,3) M_{01})}{2} = \frac{2,59 + 4,31}{2} = 5,74 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = \frac{1,2 + 0,3}{2} M_{01} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 8,62 = 5,46 \text{ Kn.m}$$

Soit : $M_{t1.2} = 5,74 \text{ Kn.m}$

Travée (2;3)

$$M_t = \frac{M_w + M_e}{2} = \frac{\max(1,05 M_{02} ; (1 + 0,3) M_{02})}{2} = \frac{4,31 + 3,45}{2} = 7,12 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = \frac{1 + 0,3}{2} M_{02} = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 7,12 = 3,80 \text{ Kn.m}$$

Soit : $M_{t2.3} = 3,80 \text{ Kn.m}$

Travée (3;4)

$$\bar{M}_t \approx J \frac{M_w + M_e}{2} \approx \max^{1,05} M_{03}; (1 \text{ H } 0,3 \sim) M_{03} \left[Z J \frac{3,45 \text{ H } 5,1}{2} \text{ H } 1,066 \text{ à } 8,62 \text{ Z } 4,91 \text{ Kn.m} \right]$$

$$M_t \approx \frac{1 \text{ H } 0,3 \sim}{2} M_{03} \text{ Z } \frac{1 \text{ H } 0,3 \text{ à } 0,22}{2} 8,62 \text{ Z } 4,91 \text{ Kn.m}$$

Soit : $M_{3,4} = 4,91 \text{ Kn.m}$

Travée (4;5)

$$\bar{M}_t \approx J \frac{M_w + M_e}{2} \approx \max^{1,05} M_{04}; (1 \text{ H } 0,3 \sim) M_{04} \left[Z J \frac{5,1 \text{ H } 5,1}{2} \text{ H } 1,066 \text{ à } 12,66 \text{ Z } 8,4 \text{ Kn.m} \right]$$

$$M_t \approx \frac{1 \text{ H } 0,3 \sim}{2} M_{04} \text{ Z } \frac{1 \text{ H } 0,3 \text{ à } 0,22}{2} 12,66 \text{ Z } 6,75 \text{ Kn.m}$$

Soit : $M_{4,5} = 8.4 \text{ Kn.m}$

Travée (5;6)

$$\bar{M}_t \approx J \frac{M_w + M_e}{2} \approx \max^{1,05} M_{05}; (1 \text{ H } 0,3 \sim) M_{05} \left[Z J \frac{3,45 \text{ H } 5,1}{2} \text{ H } 1,066 \text{ à } 8,62 \text{ Z } 4,91 \text{ Kn.m} \right]$$

$$M_t \approx \frac{1 \text{ H } 0,3 \sim}{2} M_{03} \text{ Z } \frac{1 \text{ H } 0,3 \text{ à } 0,22}{2} 8,62 \text{ Z } 4,62 \text{ Kn.m}$$

Soit : $M_{5,6} = 4,91 \text{ Kn.m}$

Travée (6 ; 7)

$$\bar{M}_t \approx J \frac{M_w + M_e}{2} \approx \max^{1,05} M_{06}; (1 \text{ H } 0,3 \sim) M_{06} \left[Z J \frac{4,31 \text{ H } 3,45}{2} \text{ H } 1,066 \text{ à } 7,12 \text{ Z } 3,70 \text{ Kn.m} \right]$$

$$M_t \approx \frac{1 \text{ H } 0,3 \sim}{2} M_{02} \text{ Z } \frac{1 \text{ H } 0,3 \text{ à } 0,22}{2} 7,12 \text{ Z } 3,80 \text{ Kn.m}$$

$M_{6,7} = 3,80 \text{ Kn/ml}$

Travée (7.8)

$$\bar{M}_t \approx J \frac{M_w + M_e}{2} \approx \max^{1,05} M_{07}; (1 \text{ H } 0,3 \sim) M_{07} \left[Z J \frac{2,59 \text{ H } 4,31}{2} \text{ H } 1,066 \text{ à } 8,62 \text{ Z } 5,74 \text{ Kn.m} \right]$$

$$M_t \approx \frac{1,2 \text{ H } 0,3 \sim}{2} M_{07} \text{ Z } \frac{1,2 \text{ H } 0,3 \text{ à } 0,22}{2} \text{ à } 8,62 \text{ Z } 5,46 \text{ Kn.m}$$

$M_{7,8} = 5,74 \text{ Kn/ml}$

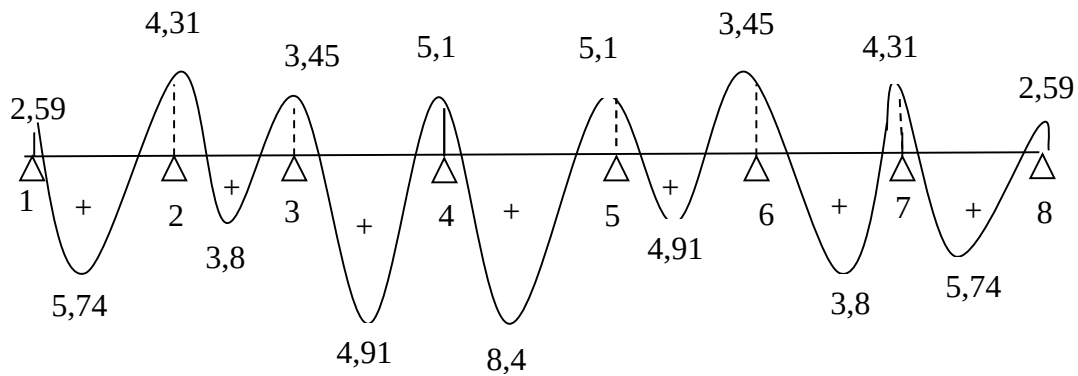


Fig.III.4.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en Kn.m

e) : Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = -\frac{q_u \cdot x}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec : $-(x=0) = \frac{q_u \cdot L}{2}$
 et $-(x=L) = -\frac{q_u \cdot L}{2}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis i et $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droite de la travée.

L : Longueur de la travée.

➤ Travée (1;2) :

$$T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_1 \text{ Z } \frac{6,33 \text{ à } 3,3}{2} \text{ H } \frac{4,31 \text{ J } 2,59}{3,3} \text{ Z } 10,96 \text{ Kn.}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_2 \text{ Z } \text{ J } \frac{6,33 \text{ à } 3,3}{2} \text{ H } \frac{\text{E J } 2,59 \text{ H } 4,31 \text{ F}}{3,3} \text{ Z } \text{ J } 9,92 \text{ Kn.}$$

➤ Travée (2;3) :

$$T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_2 \text{ Z } \frac{6,33 \text{ à } 3}{2} \text{ H } \frac{3,45 \text{ J } 4,31}{3} \text{ Z } 9,21 \text{ Kn.}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_3 \text{ Z J } \frac{6,33 \text{ à } 3}{2} \text{ H } \frac{3,45 \text{ J } 4,31}{3} \text{ Z J } 9,78 \text{ Kn.}$$

➤ Travée (3 ;4) :

$$T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_3 \text{ Z } \frac{6,33 \text{ à } 3,30}{2} \text{ H } \frac{3,45 \text{ H } 5,1}{3,3} \text{ Z } 10,94 \text{ Kn.}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_4 \text{ Z J } \frac{6,33 \text{ à } 3,3}{2} \text{ H } \frac{3,45 \text{ H } 5,1}{3,3} \text{ Z J } 9,94 \text{ Kn.}$$

➤ Travée (4 ;5) :

$$T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_4 \text{ Z } \frac{6,33 \text{ à } 4,00}{2} \text{ H } \frac{5,1 \text{ J } 5,1}{4,00} \text{ Z } 12,66 \text{ Kn.}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_5 \text{ Z J } \frac{6,33 \text{ à } 4,00}{2} \text{ H } \frac{5,1 \text{ J } 5,1}{4,00} \text{ Z J } 12,66 \text{ Kn.}$$

➤ Travée (5;6) :

$$T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_5 \text{ Z } \frac{6,33 \text{ à } 3,30}{2} \text{ H } \frac{3,45 \text{ J } 5,1}{3,3} \text{ Z } 9,94 \text{ Kn.}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_6 \text{ Z J } \frac{6,33 \text{ à } 3,3}{2} \text{ H } \frac{3,45 \text{ J } 5,1}{3,3} \text{ Z J } 10,94 \text{ Kn.}$$

➤ Travée (6;7) :

$$T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_6 \text{ Z } \frac{6,33 \text{ à } 3}{2} \text{ H } \frac{4,31 \text{ J } 3,45}{3} \text{ Z } 9,78 \text{ Kn.}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_7 \text{ Z J } \frac{6,33 \text{ à } 3}{2} \text{ H } \frac{4,31 \text{ H } 3,45}{3} \text{ Z J } 9,21 \text{ Kn.}$$

➤ Travée (7;8) :

$$T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_7 = \frac{6,33 \times 3,3}{2} + \frac{2,59 - 4,31}{3,3} = 9,92 \text{ Kn.}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \Leftrightarrow T_8 = -\frac{6,33 \times 3,3}{2} + \frac{2,59 - 4,31}{3,3} = -10,96 \text{ Kn.}$$

Le diagramme des efforts tranchants sera présenté dans la figure suivante

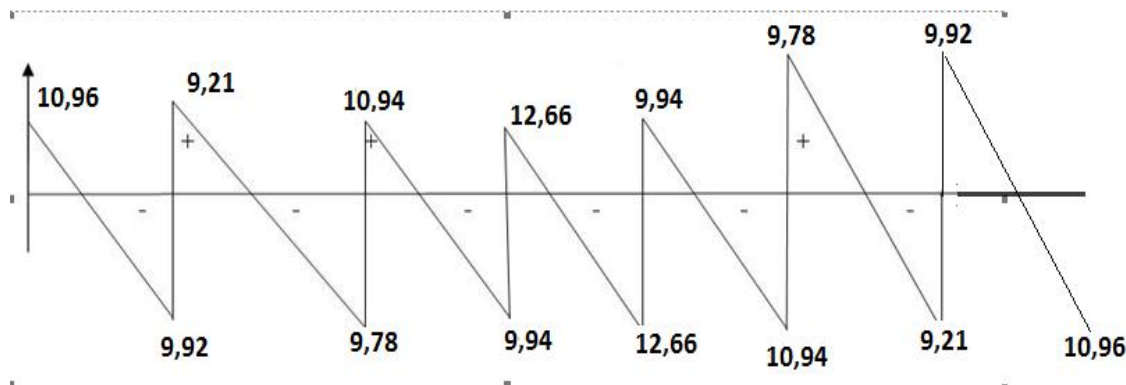


Fig.III.4.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.(en KN)

III.4.3/ Ferrailage de la poutrelle à l'ELU

Le ferrailage se fera en considérant le moment

Maximal :

_ En travée : $M_{\max}^t = 8,4 \text{ Kn.m.}$

_ Sur appui : $M_{\max}^a = 5,1 \text{ Kn}$

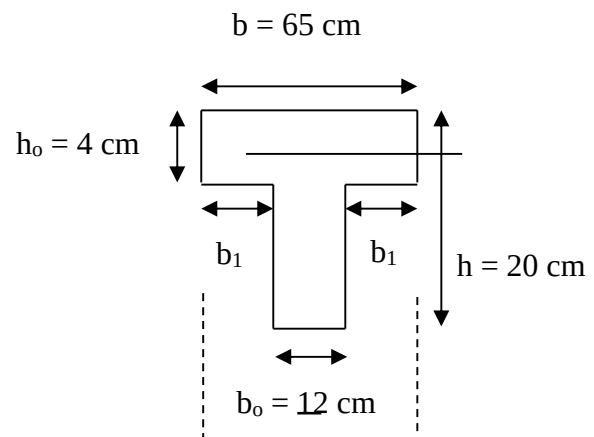


Fig :III.4.5

a) En travée

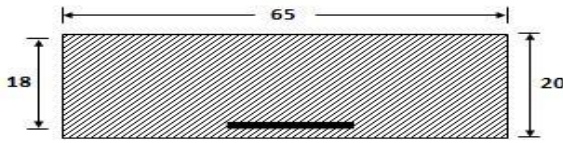
On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \cdot 14,2 \times 10^3 = 59,07 \text{ Kn.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 59,07 \text{ Kn.m} \\ M_{\max}^t = 8,4 \text{ Kn.m.} \end{array} \right\} \Rightarrow M_0 \geq M_{\max}^t \Rightarrow$$



L'axe neutre est dans la table de Compression, la section en Té sera calculée Comme étant une section rectangulaire de: $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.



_Calcul de μ_u :

$$\llcorner_u \llcorner \frac{M_{\max}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \llcorner \frac{8,4}{0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} \llcorner 0,028 \quad \text{à} \quad 0,986 \text{ (donnée par le tableau).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_u = 0,028 \\ \mu_l = 0,392 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_u < \mu_l \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_{st} \llcorner \frac{M_{\max}^t}{d \cdot \sigma_s} \llcorner \frac{8,4}{0,986 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^3} \llcorner 1,36 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \llcorner 1,36 \text{ cm}^2.$$

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

b) Aux appuis

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire De $(12 \times 20) \text{ cm}^2$.

_Calcul de μ_u :

$$\llcorner_u \llcorner \frac{M_{\max}^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \llcorner \frac{5,1}{0,12 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} \llcorner 0,0923.. \quad \text{à} \quad 0,952. \text{ (Donnée par le tableau).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_u = 0,0923 \\ \mu_l = 0,392 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_u < \mu_l \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_{st} \llcorner \frac{M_{\max}^a}{d \cdot \sigma_s} \llcorner \frac{5,1}{0,952 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^3} \llcorner 0,855 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \llcorner 0,855 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$.

III.4.4/ Vérification à l'ELU

a) :Vérification de la condition de non fragilité du béton

• Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} < A_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} < A_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) : Vérification de l'effort tranchant (Art.A5.1.1/BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u \leq \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{12,66 \times 10^3}{120 \times 180} \leq 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \leq \min \left(0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) \leq \min(3,33; 5) \text{ MPa} \hat{=} \tau_u \leq 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u \leq 3,33 \text{ MPa} \\ \tau_u \leq 0,59 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u \leq \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (A.6.1.3/BAEL91 mod99)

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}; \quad \text{Avec : } U_i : \text{ le périmètre des barres.}$$

$$U_i = n \cdot \pi \cdot R = 1 \cdot (3,14) \cdot 12 = 37,68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} \leq \frac{T_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \frac{12,66 \times 10^3}{0,9 \cdot 180 \times 37,68} \leq 2,07 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} \leq \sigma_s \cdot f_{t28}; \quad \text{Avec : } \sigma_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} \leq 2,07 \text{ MPa} \\ \tau_{se} \leq 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} \leq \tau_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

_L'adhérence :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s \leq 0,6 \cdot \sigma_{s28} \leq 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 \cdot 2,83 \text{ MPa} \\ \sigma_s \leq 0,59 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_s < \sigma_{s28} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armature transversale**

Leur diamètre est donné par le (BAEL91 modifié 99 / Art 7.2.2).

$$\sigma_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \sigma_t; \frac{b_0}{10}\right) \leq \min\left(\frac{20}{35}; 1,2; \frac{12}{10}\right) \leq \min(0,57; 1,2) \leq 0,57 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } \sigma_t = 6 \text{ mm } A_t = 2 \sigma_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

d) :Espaceement des armatures

D'après le règlement (BAEL91 modifié 99/Art :A.5.1.22)

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

$$0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq A_t \cdot f_e / 0,4b_0 = 0,57 \times 400 / 0,4 \times 12 = 47,5 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_t f_e / b_0 \geq 0,40 \text{ mpa}$$

$$0,57 \times 400 / 12 \times 15 = 1,27 \text{ MPA cdt vérifier}$$

III.4.5/ Vérification à l'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- _ Etat limite de résistance de béton en compression.
- _ Etat limite de déformation.
- _ Etat limite d'ouverture des fissures.

a) : Calcul des moments isostatiques à l'ELS

$$q_s = G + Q = 3,6 + 0,975 = 4,58 \text{ KN/ml}$$

$$M_{01} \leq \frac{q_s \cdot L_1^2}{8} \leq \frac{4,58 \cdot (3,3)^2}{8} \leq 6,24 \text{ Kn.m} \Rightarrow M_{01} = 6,24 \text{ Kn.m} = M_{05} = M_{07}$$

$$M_{02} \leq \frac{q_s \cdot L_2^2}{8} \leq \frac{4,58 \cdot (3)^2}{8} \leq 5,15 \text{ Kn.m} \Rightarrow M_{02} = 5,15 \text{ Kn.m} = M_{06}$$

$$M_{03} \leq \frac{q_s \cdot L_3^2}{8} \leq \frac{4,58 \cdot (3,3)^2}{8} \leq 6,24 \text{ Kn.m} \Rightarrow M_{03} = 6,24 \text{ Kn.m}$$

$$M_{04} \leq \frac{q_s \cdot L^4}{8} \leq \frac{4,58 \cdot (4,00)^2}{8} \leq 9,16 \text{ Kn.m} \quad \Rightarrow \quad M_{04} = 9,16 \text{ Kn.m}$$

b) : Calcul des moments de flexion et efforts tranchants à l'ELS

Remarque :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas ici, les grandeurs calculées sont proportionnelles à cette charge. Pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (P_s/P_u).

$$\frac{q_s}{q_u} \leq \frac{4,58}{6,33} \leq 0,7235$$

1/ : Moments fléchissant aux appuis (KN.m)

$$M_s^1 = 2,59 \times 0,7235 = 1,874 \text{ KN.m} = M_s^8$$

$$M_s^2 = 4,31 \times 0,7235 = 3,12 \text{ KN.m} = M_s^7$$

$$M_s^3 = 3,45 \times 0,7235 = 2,5 \text{ KN.m} = M_s^6$$

$$M_s^4 = 5,1 \times 0,7235 = 3,68 \text{ KN.m} = M_s^5$$

2/ : Les moments fléchissant aux travées

$$M_{st}^{12} = 5,74 \times 0,7235 = 4,153 \text{ KN.m}$$

$$M_{st}^{56} = 4,91 \times 0,7235 = 3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{st}^{23} = 3,80 \times 0,7235 = 2,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{st}^{67} = 3,80 \times 0,7235 = 2,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{st}^{34} = 4,91 \times 0,7235 = 3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{st}^{78} = 5,74 \times 0,7235 = 4,153 \text{ KN.m}$$

$$M_{st}^{45} = 8,4 \times 0,7235 = 6,07 \text{ KN.m}$$

3/ : Efforts tranchants aux appuis

$$T_A^1 = 10,96 \times 0,7235 = 7,93 \text{ KN}$$

$$T_B^1 = -9,92 \times 0,7235 = -7,18 \text{ KN}$$

$$T_B^2 = -9,21 \times 0,7235 = 6,66 \text{ KN}$$

$$T_C^1 = -9,78 \times 0,7235 = -7,08 \text{ KN}$$

$$T_C^2 = 10,94 \times 0,7235 = 7,92 \text{ KN}$$

$$T_D^1 = -9,94 \times 0,7235 = -7,19 \text{ KN}$$

$$T_D^2 = 12,66 \times 0,7235 = 9,16 \text{ KN}$$

$$T_E^1 = -12,66 \times 0,7235 = -9,16 \text{ KN}$$

$$T_E^2 = 9,94 \times 0,7235 = 7,19 \text{ KN}$$

$$T_F^1 = -10,94 \times 0,7235 = -7,92 \text{ KN}$$

$$T_F^2 = 9,78 \times 0,7235 = 7,08 \text{ KN}$$

$$T_G^1 = -9,21 \times 0,7235 = -6,66 \text{ KN}$$

$$T_G^2 = 9,92 \times 0,7235 = 7,18 \text{ KN}$$

$$T_H^1 = -10,96 \times 0,7235 = -7,93 \text{ KN}$$

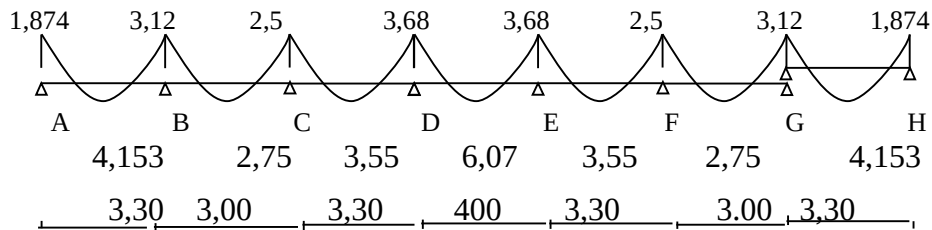


Fig III-4-6) : Diagramme des moments fléchissant [KN.m]

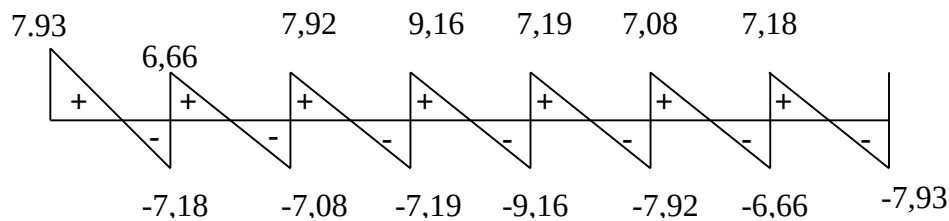


Fig.III.4.7) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en Kn.

III-4-6) Vérification de la résistance du béton à la compression

On doit vérifier que : $\pm_{bc} \leq \mp_{bc}$

Avec : $\mp_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (voir chapitre I)

$$\text{Et : } \pm_{bc} = \frac{\pm_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \pm_s = \frac{M_s}{d \cdot A_{st}}$$

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

1) Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d} \quad \text{Z} \frac{100 \text{ à } 1,13}{12 \text{ à } 18} \quad \text{Z} 0,53 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,891 \\ K_1 = 30,87 \end{cases}$$

$$\pm_s \quad \text{Z} \quad \frac{M_s}{d \cdot A_{st}} \quad \text{Z} \quad \frac{6,07 \cdot 10^6}{0,8 \text{ à } 180 \text{ à } 1,13 \cdot 10^2} \quad \text{Z} \quad 203,05 \text{ MPa}$$

$$\pm_{bc} \quad \text{Z} \quad \frac{\pm_s}{K_1} \quad \text{Z} \quad \frac{203,05}{30,87} \quad \text{Z} \quad 6,577 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \pm_{bc} \quad \text{Z} \quad 6,577 \text{ MPa.} \\ \mp_{bc} \quad \text{Z} \quad 15 \text{ MPa.} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \pm_{bc} < \mp_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) En travée

$$\alpha = \frac{100.A_{st}}{b_0.d} \leq \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,09 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,856 \\ K_1 = 19,72 \end{cases}$$

$$\pm_s \leq \frac{M_s}{d.A_{st}} \leq \frac{6,07.10^6}{0,856 \times 180 \times 2,35.10^2} = 167,63 \text{ MPa}$$

$$\pm_{bc} \leq \frac{\pm_s}{K_1} \leq \frac{167,63}{19,72} = 8,5 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \pm_{bc} \leq 8,5 \text{ MPa.} \\ \pm_{bc} \leq 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \pm_{bc} \leq \pm_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-7) :Etat limite de déformation :

Les règles (Art.B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec:

h : hauteur totale (20 cm)

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.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\leq \frac{20}{370} = 0,054 \\ \frac{1}{16} &\leq 0,0625 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

➡ Donc le calcul de la flèche est indispensable

III-4-8) Calcul de la flèche

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

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} \leq \frac{l}{500} \leq \frac{3700}{500} \leq 7.4 \text{ mm}$

Avec :

M_t^s : Moment fléchissant max à l'ELS

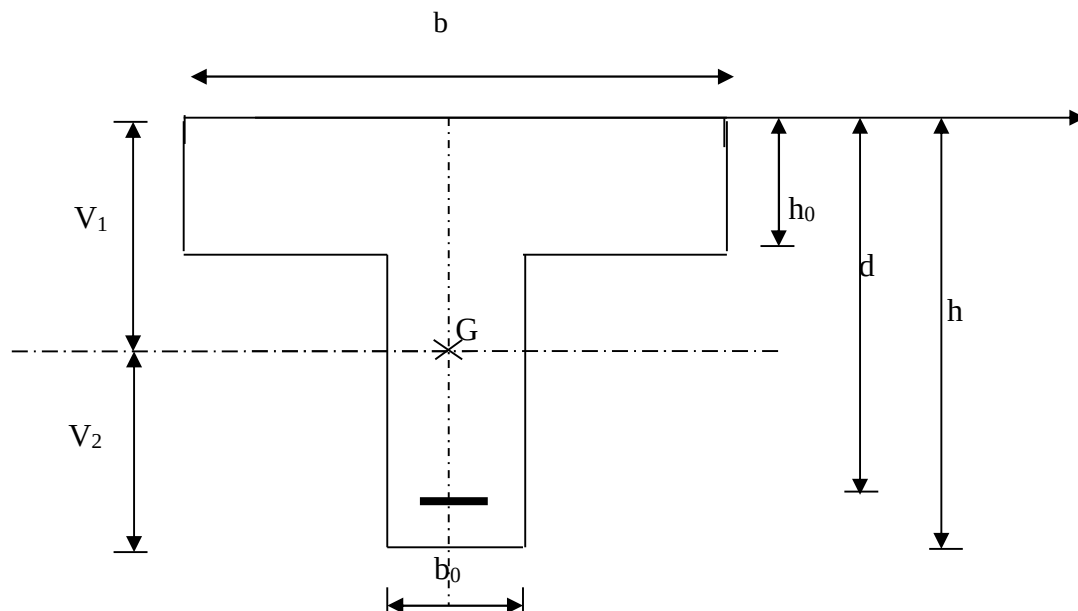
$\bar{f}$: La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé = 10818,87 Mpa (voir chapitre 1)

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \alpha_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

α_v : Coefficients.



❖ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + (15 \times 2,35)$$

$$B_0 = 487,25 \text{ cm}^2$$

❖ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A.d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^3$$

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

❖ Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,08 \text{ cm} \quad \text{Donc : } V_1 = 7,08 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,08 = 12,92 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 12,92 \text{ cm}$$

❖ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right) + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,08^3 + 12,92^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,08 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,92 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,40 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 21}{0,0108 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3,81$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1,523$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0,0108 \times 167,63 + 2.1} = 0.61$$

$$\mu = 0.61$$

❖ Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20003,4}{1 + 1,523 \times 0,61} = 11406,63 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 11406,63 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul de flèche :

$$f = \frac{6,07 \times (3700)^2 \times 10}{10818,87 \times 11406,63} = 6,73 \text{ mm}$$

Donc la valeur de la flèche sera égale à : $f = 6,73 \text{ mm}$

$f = 6,73 \text{ mm} < \bar{f} = 7.4 \longrightarrow \text{Flèche est admissible.}$

III-6- Etude de la salle machine :

Le bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur de surface 1.30m^2 et d'une vitesse d'entraînement $V = 1 \text{ m/s}$, La charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 t .

III-6-1- Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

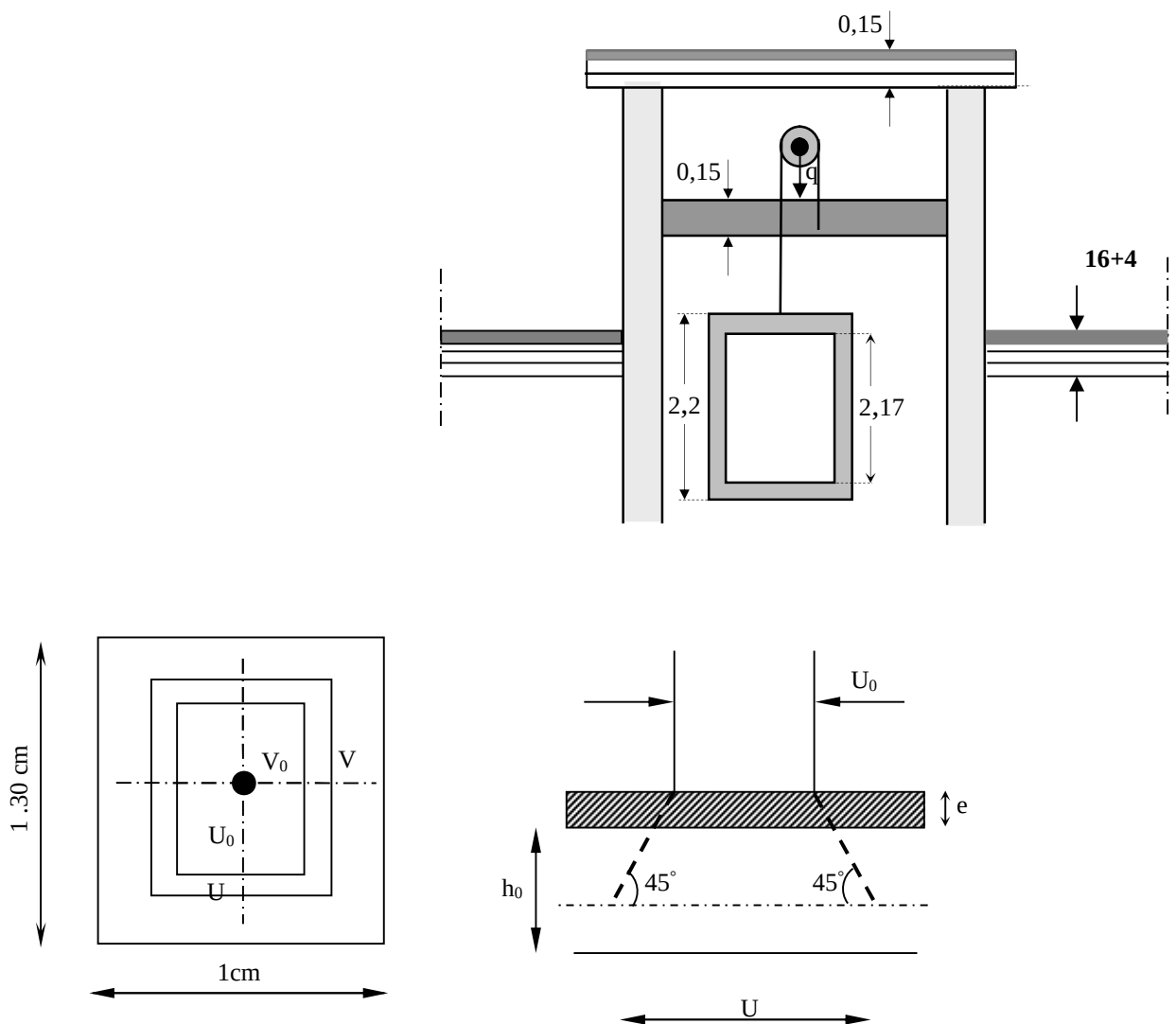


Figure III.6.1 : Schéma de diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen

Avec:

h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e : Epaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

$$U = U_0 + 2.e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2.e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III-6-2-Evaluation des moments :

III-6-2-1- Moments M_x et M_y dûs au système de levage :

$$M_x = q.(M_1 + \nu.M_2)$$

Avec:

ν : Coefficient de Poisson

$$M_y = q.(M_2 + \nu.M_1)$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de PIGEAUD

$$\circ = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{1.30} = 0,8 \quad 0,4 \leq \circ \leq 1 \text{ La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{100} = 1,05$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{1.30} = 0,80$$

A L'ELU : $\nu = 0$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 90) + (1,5 \times 0) = 121,5 \text{ KNm}$$

Après avoir triplement interpolé nous aurons comme valeurs de M_1 et M_2 :

$$M_1=0,049 \quad M_2=0,038$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,5 \times 0,049 = 5,953 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121,5 \times 0,038 = 4,617 \text{ KNm}$$

III-6-2-2-Moments M_x et M_y dûs au poids propre de la dalle :

$$\circ = \frac{L_x}{L_y} = 0,8 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\circ = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \ll_x = 0,0565 \\ \ll_y = 0,595 \end{cases}$$

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

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0,15 \times 1) + (22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN} / m^2$

$$Q = 1 \text{ Kn} / m^2$$

Avec : $q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,05 \text{ kN} / ml$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0733 \times 8,05 \times (1)^2 = 0,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,595 \times 0,46 = 0,27 \text{ kN.m}$$

III-6-2-3- superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,95 + 0,46 = 6,41 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,62 + 0,27 = 4,89 \text{ Kn.m}$$

III-6-2-4-Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

✓ Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, les moments seront affectés des coefficients 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

Sens x-x

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 6,41 = 5,245 \text{ Kn.m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 6,41 = 1,92 \text{ Kn.m}$$

Sens y-y

$$M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4,89 = 4,16 \text{ Kn.m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 4,89 = 1,47 \text{ Kn.m}$$

- Tableau III.6.1 : Ferrailage à l'E.L.U.

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur, les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage seront résumés dans le tableau ci-dessous:

Zone	Sens	M _u (KN.m)	μ	β	A calculée cm ²	A _{adoptée} cm ²	Choix des armatures	St cm
Sur appuis	X-X	1.92	0,078	0,996	0,46	2.01	4HA8	25
	Y-Y	1.92	0,0078	0.996	0,46	2.01	4HA8	25
En travée	X-X	6.41	0,026	0,987	1.56	3.14	4HA10	25
	Y-Y	4.89	0,020	0,990	1.18	3.14	4HA10	25

III-6-3- Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

▪ **Armatures inférieures**

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2}$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,8$$

$$A_{sx} = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,8)}{2} = 1,32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_{sx} = 3.14 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,80)}{2} = 1,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Diamètre minimal des barres:

Nous devons vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\diamond \text{ Armatures } A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

-A L'ELS: $v = 0, 2$

1- Moments engendrés par le système de levage :

$$M_x = q.(M_1 + v.M_2)$$

$$M_y = q.(M_2 + v.M_1) \quad v = 0,2$$

$$M_{x1} = (0,049 + 0,2 \times 0,038) \times 90 = 5.09 \text{ kNm}$$

$$M_{y1} = (0,038 + 0,2 \times 0,049) \times 90 = 4.30 \text{ kNm}$$

2-Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ kN / ml}$$

$$\alpha = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_x = 0,0632 \\ \alpha_y = 0,710 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \alpha_x \times q \times L_x^2 = 0,0632 \times 5,85 \times 1^2 = 0,37 \text{ kNm} \\ M_{y2} = \alpha_y \times M_{x2} = 0,710 \times 0,37 = 0,26 \text{ kNm} \end{cases}$$

3-Le moment résultant :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.09 + 0.37 = 5.46 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.30 + 0,26 = 4.56 \text{ kN.m}$$

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle , les moments calculés seront munis en leur effectuant les coefficients 0,85 en travée et(-0,3) aux appuis.

- (Sens X-X) : Aux appuis :

$$M_{ap} = 0,3 \times 5.46 = 1.64 \text{ kNm}$$

- En travée :

$$M_{tr} = 0,85 \times 5.46 = 4.64 \text{ kNm}$$

- (Sens Y-Y) : Aux appuis

$$M_{ap} = 0,3 \times 4.56 = 1.368 \text{ kNm}$$

En travée :

$$M_{tr} = 0,85 \times 4.56 = 3.87 \text{ kNm}$$

4- Vérification au poinçonnement (BAEL91/Art : A.5.2.42) :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan de feuillet moyen

$$\ll_i = 2(\ll + ^3) = 4,2 \text{ m}$$

$$N_u = (1,35 \times 9t) = 12,15t \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{30 \times 10^2}{1,5} = 56,7t \rightarrow \text{Vérifiée}$$

5-Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont maximum au voisinage des appuis et on a $U = V$,

$$\text{Au niveau de } u \rightarrow V_u = \frac{Nu}{2u + v} = \frac{121,5}{3,15} = 38,57 \text{ KNm}$$

$$\text{Au niveau de } v \rightarrow V_u = \frac{Nu}{3u} = 38,57 \text{ KNm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38,57}{1 \times 0,12} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,13.f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6- Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens (X-X) :

▪ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,92}{1,64} = 1,17$$

$$\ll_u = 0,008 \rightarrow \sim = 0,010$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335 > \sim = 0,010 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{5,45}{4,64} = 1,17$$

$$\ll_u = 0.023 \rightarrow \sim = 0,029$$

$$\frac{\forall - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335 > \sim = 0,029 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens (Y-Y) :

▪ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1.92}{1.64} = 1,17$$

$$\ll_u = 0.008 \rightarrow \sim = 0.010$$

$$\frac{\forall - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335 > \sim = 0,010 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4.16}{3.88} = 1,07$$

$$\ll_u = 0.016 \rightarrow \sim = 0,020$$

$$\frac{\forall - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285 > \sim = 0,020 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

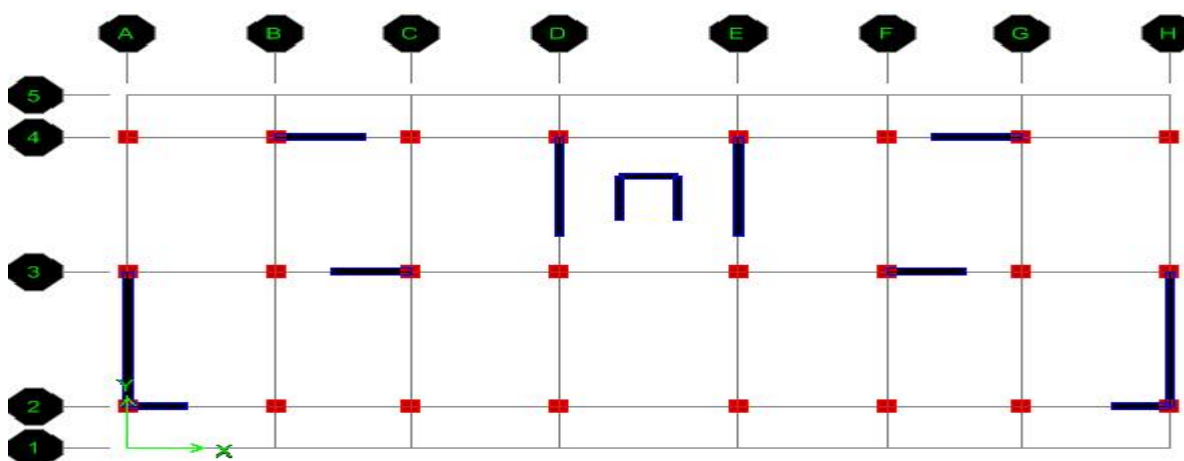
IV- Etude de contreventement

IV.1- Introduction :

Le contreventement dans le domaine du génie civil fait référence à l'action de résistance aux efforts horizontaux (séismes, chocs, ...). Il peut être assuré par de différents éléments, de différentes façons. Le choix de l'un d'entre eux sera fixé par la présente étude.

En distingue deux types de contreventements essentiels ; le premier étant le contreventement mixte, celui-ci est assuré conjointement par des portiques et des voiles suivent leur rigidités relatives ; le deuxième est dit contreventement par voiles, ce dernier est assuré par des voiles uniquement qui reprennent l'ensemble des sollicitations horizontales et 20% au plus des sollicitations verticales. Dans ce cas les portiques ne reprennent que les charges verticales.

Pour déterminer le type du contreventement, il faut calculer le pourcentage de l'effort sismique repris par chaque élément de contreventement à savoir les portiques et les voiles.



La vue en plan des axes des portiques

IV.2 Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.

- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

➤ Poteau : $K_p = \frac{I_p}{h_c}$

➤ Poutre : $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$

Avec :

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

I_p : Moment d'inertie du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \leq h_0$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \leq L$$

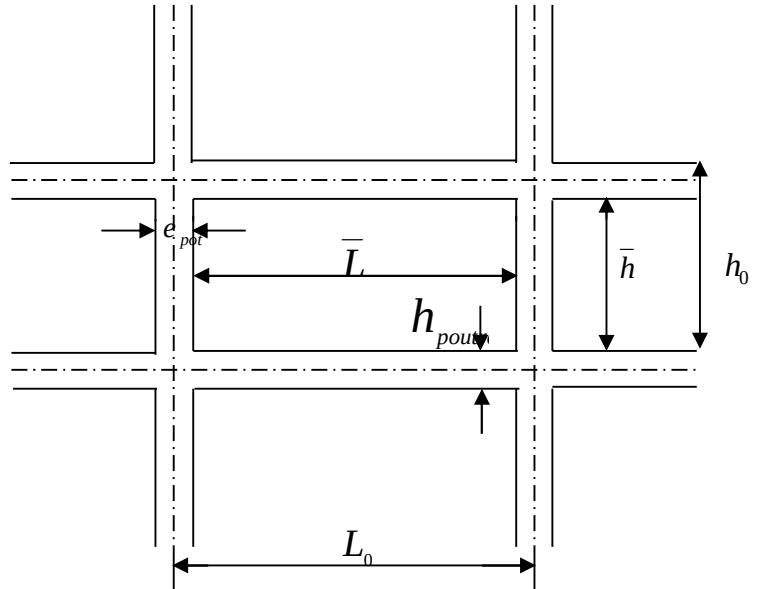
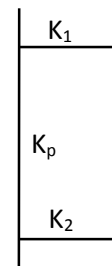
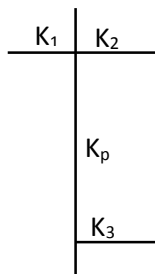
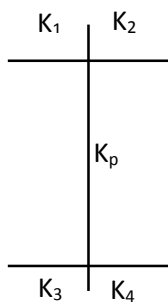


Figure. V.1 : Coupe verticale d'un niveau

V.2.2 Calcul des coefficients $\bar{K}$ relatifs aux portiques :

❖ Cas d'étage courant :

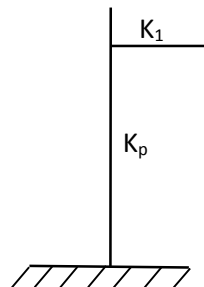
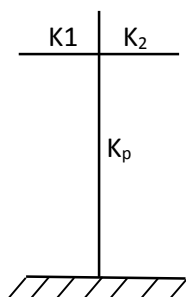
$$K = \frac{\sum K_i \text{ poutres}_{\text{sup}} + \text{poutres}_{\text{inf}}}{2K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

❖ Cas du RDC ou sous sol :

$$K = \frac{\sum K_i \text{ poutres}_{\text{sup}}}{K_{\text{poteau}}}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p} \quad \overline{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau:

➤ Sens longitudinal :

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux et des poutres dans le sens X-X

Niv	Pot	$\bar{h}$ cm	e_{pot} cm	H_c cm	I_{pot} cm ⁴	K_{pot} cm ³	Travée	$\bar{L}$ cm	h_{ptr} cm	L_c cm	I_{ptr} cm ⁴	K_{ptr} cm ³
RDC	A	271	45	293.5	341718.8	1164.30	A-B	285	35	302.5	107187.5	354.34
	B	271	45	293.5	341718.8	1164.30	B-C	255	35	272.5	107187.5	379.4
	C	271	45	293.5	341718.8	1164.30	C-D	285	35	302.5	107187.5	354.34
	D	271	45	293.5	341718.8	1164.30	D-E	355	35	372.5	107187.5	280.22
	E	271	45	293.5	341718.8	1164.30	E-F	285	35	302.5	107187.5	354.34
	F	271	45	293.5	341718.8	1164.30	F-G	255	35	272.5	107187.5	379.4
	G	271	45	293.5	341718.8	1164.30	G-H	285	35	302.5	107187.5	354.34
	H	271	45	293.5	341718.8	1164.30						

1 ^{er} , 2 ^{ème}	A	271	45	293.5	341718.8	1164.30	285	35	302.5	107187.5	354.34	285
	B	271	45	293.5	341718.8	1164.30	255	35	272.5	107187.5	379.4	255
	C	271	45	293.5	341718.8	1164.30	285	35	302.5	107187.5	354.34	285
	D	271	45	293.5	341718.8	1164.30	355	35	372.5	107187.5	280.22	355
	E	271	45	293.5	341718.8	1164.30	285	35	302.5	107187.5	354.34	285
	F	271	45	293.5	341718.8	1164.30	255	35	272.5	107187.5	379.4	255
	G	271	45	293.5	341718.8	1164.30	285	35	302.5	107187.5	354.34	285
	H	271	45	293.5	341718.8	1164.30						
3, 4 Et 5 ^{ème}	A	271	40	291	213333.33	733.10	A-B	290	35	307.5	107187.5	348.6
	B	271	40	291	213333.33	733.10	B-C	260	35	277.5	107187.5	386.3
	C	271	40	291	213333.33	733.10	C-D	290	35	307.5	107187.5	348.6
	D	271	40	291	213333.33	733.10	D-E	360	35	377.5	107187.5	283.9
	E	271	40	291	213333.33	733.10	E-F	290	35	307.5	107187.5	348.6
	F	271	40	291	213333.33	733.10	F-G	260	35	277.5	107187.5	386.3
	G	271	40	291	213333.33	733.10	G-H	290	35	307.5	107187.5	348.6
	H	271	40	291	213333.33	733.10						
6,7 et 8 ^{ème}	A	271	35	288.50	125052.10	433.46	A-B	295	35	312.5	107187.5	343
	B	271	35	288.50	125052.10	433.46	B-C	265	35	282.5	107187.5	379.4
	C	271	35	288.50	125052.10	433.46	C-D	295	35	312.5	107187.5	343
	D	271	35	288.50	125052.10	433.46	D-E	365	35	382.5	107187.5	280.22
	E	271	35	288.50	125052.10	433.46	E-F	295	35	312.5	107187.5	343

	F	271	35	288.50	125052.10	433.46	F-G	265	35	282.5	107187.5	379.4
	G	271	35	288.50	125052.10	433.46	G-H	295	35	312.5	107187.5	343
	H	271	35	288.50	125052.10	433.46						

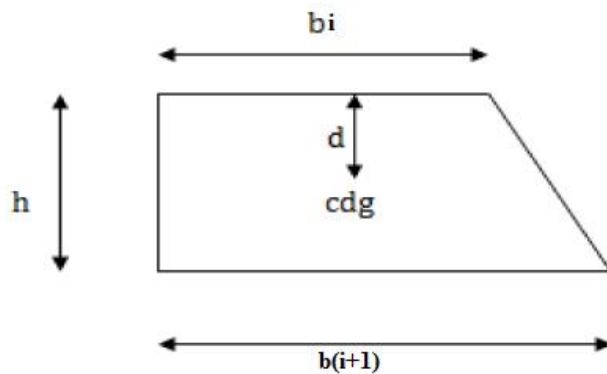
➤ Sens transversal :

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Niv	Pot	$\bar{h}$ cm	e_{pot} cm	H_c cm	I_{pot} cm ⁴	K_{pot} cm ³	Travée	$\bar{L}$ cm	h_{ptr} cm	L_c cm	I_{ptr} cm ⁴	K_{ptr} cm ³
RDC	2	266	45	288.5	341718.75	1184.46	2-3	405	40	425	160000	376.47
	3	266	45	288.5	341718.75	1184.46	3-4	405	40	425	160000	376.47
	4	266	45	288.5	341718.75	1184.46						
1 ^{er} .2 ^{ème}	2	266	45	288.5	341718.75	1184.46	2-3	405	40	435	160000	376.47
	3	266	45	288.5	341718.75	1184.46	3-4	405	40	435	160000	376.47
	4	266	45	288.5	341718.75	1184.46						
3, 4 Et 5 ^{ème}	2	266	40	286	213333.33	745.9	2-3	410	40	430	160000	372.09
	3	266	40	286	213333.33	745.9	3-4	410	40	430	160000	372.09
	4	266	40	286	213333.33	745.9						
6, 7 et 8 ^{ème}	2	266	35	283.5	125052.1	441.10	B-C	415	40	435	160000	367.82
	3	266	35	283.5	125052.1	441.10	C-D	415	40	435	160000	367.82
	4	266	35	283.5	125052.1	441.10						

IV.3 Calcul des flèches dans les refends "Méthode du moment des aires.

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (une tonne) est donnée par la formule suivante :



$$f_t = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I} ; I=1m^4$$

Avec :

F_i : Flèche au niveau (i).

S_i : Elément de surface du niveau (i)

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ($b_i + 1$)

E : Module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} \times h_i$

Le centre de gravite d'un trapèze a sa petite base est : $d_i = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h_i$

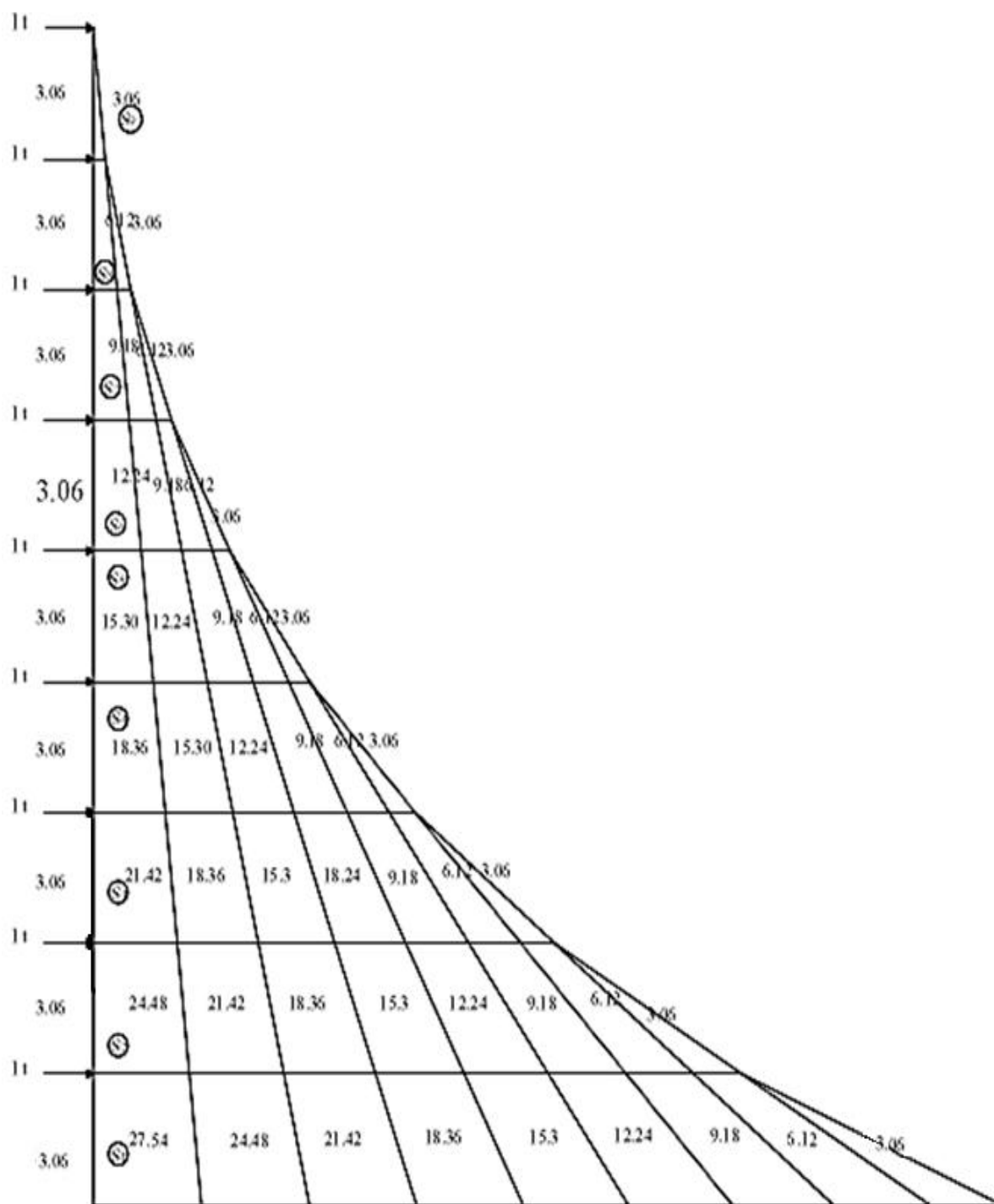


Figure .IV.2. Diagramme des moments des aires :

IV.3.1 Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux :❖ Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux :

Tableau IV.3 : Flèche dans les refends (Moments des aires)

Niveau	m				m ²	m ³	Fi *EI
	h	b _i	b _{i+1}	d _i	s _i	s _i *d _i	
9	3,06	3,06	0	2,04	4,6818	9,550872	27076,719
8	3,06	9,18	3,06	1,785	18,7272	33,428052	22998,497
7	3,06	18,36	9,18	1,7	42,1362	71,63154	18970,839
6	3,06	30,6	18,36	1,6575	74,9088	124,161336	15081,0922
5	3,06	45,9	30,6	1,632	117,045	191,01744	11222,236
4	3,06	64,26	45,9	1,615	168,5448	272,199852	7736,2037
3	3,06	85,68	64,26	1,60285714	229,4082	367,708572	4684,6774
2	3,06	110,16	85,68	1,59375	299,6352	477,5436	2239,6769
1	3,06	137,7	110,16	1,586666	379,2258	601,7049	601,7049

V.3.2 Calcul des flèches par niveau :

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{986.74}{EI}$$

$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{2239.6769}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{4684.6774}{EI}$$

$$f_4 = \frac{[s_4 \cdot d_4 + s_3(d_3 + h_4) + s_2(d_2 + h_3 + h_4) + s_1(d_1 + h_2 + h_3 + h_4)]}{EI} \Rightarrow f_4 = \frac{7736,2037}{EI}$$

$$f_5 = \frac{[s_5 \cdot d_5 + s_4(d_4 + h_5) + s_3(d_3 + h_4 + h_5) + s_2(d_2 + h_3 + h_4 + h_5) + s_1(d_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)]}{EI}$$

$$\Rightarrow f_5 = \frac{11222,236}{EI}$$

$$f_6 = \frac{15081,0922}{EI}$$

$$f_7 = \frac{18970,839}{EI}$$

$$f_8 = \frac{22998,497}{EI}$$

$$f_9 = \frac{27076,719}{EI}$$

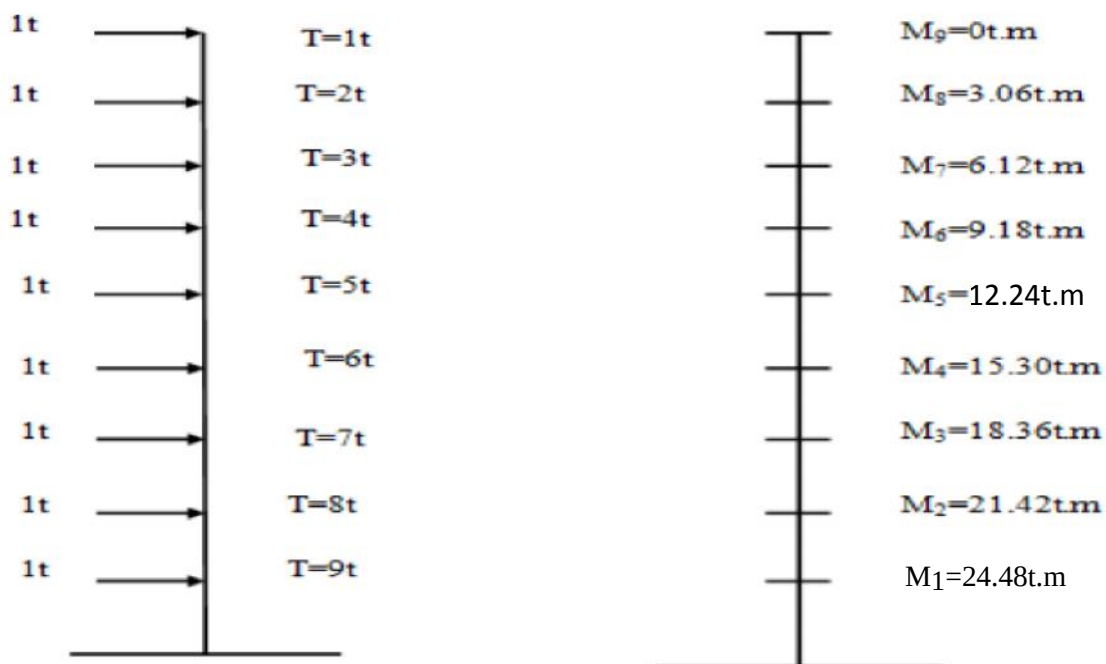


Figure IV. 3 : Schématisation de la flèche

IV.3.3 Calcul des déplacements des portiques :

$$D_n = h \times E \cdot \theta_n$$

$$\text{Avec } \theta_n = \frac{M_n}{12 \times \sum Kp_n} + \frac{E_n^- + E_{(n-1)}^-}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage

E : module de young du béton

$E_n^-; E_{n+1}^-$: Rotation d'étage

n : étage.

$$\diamond \text{ Pour le 1}^{\text{er}} \text{ niveau on a un encastrement : } E_i^- = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum Kp_n}$$

$$\diamond \text{ Pour les niveaux courants articulés : } E_i^- = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$$

Avec :

Kt_n : raideurs des poutres par niveau.

Kp_n : raideurs des poteaux par niveau.

IV.3.4 Inertie fictive des portiques :

$$I_{e,i} = \frac{f_i}{D_i}$$

Avec :

$I_{e,i}$: inertie équivalente du niveau (i)

f_i : flèche du refend au du niveau (i)

D_i : déplacement du portique au niveau (i)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens transversal :

Tableau IV-4 les inerties des portiques dans le sens transversal

Niv eau	Port	M_{n+1}	M_n	ΣK_{pou} 10^2	ΣK_{pot} 10^2	$E\theta_n$	$E\psi_n$	D_n	$\Sigma \Delta i$	F_i	I_{eiy}
8	A-A	0	3.06	72.3	104	52,8821	179,31167	548.694	18763,9203	27076,719	1,44302035
	B-B	0	3.06	72.3	104	52,8821	179,31167	548.694	18763,9203	27076,719	1,44302035
	C-C	0	3.06	72.3	104	52,8821	179,31167	548.694	18763,9203	27076,719	1,44302035
	D-D	0	3.06	72.3	104	52,8821	179,31167	548.694	18763,9203	27076,719	1,44302035
	E-E	0	3.06	72.3	104	52,8821	179,31167	548.694	18763,9203	27076,719	1,44302035
	F-F	0	3.06	72.3	104	52,8821	179,31167	548.694	18763,9203	27076,719	1,44302035
	G-G	0	3.06	72.3	104	52,8821	179,31167	548.694	18763,9203	27076,719	1,44302035
	H-H	0	3.06	72.3	104	52,8821	179,31167	548.694	18763,9203	27076,719	1,44302035
7	A-A	3.06	6.12	72.3	104	158,64	358,13074	1095,8801	18216,226	22998,497	1,26252808
	B-B	3.06	6.12	72.3	104	158,64	358,13074	1095,8801	18216,226	22998,497	1,26252808
	C-C	3.06	6.12	72.3	104	158,64	358,13074	1095,8801	18216,226	22998,497	1,26252808
	D-D	3.06	6.12	72.3	104	158,64	358,13074	1095,8801	18216,226	22998,497	1,26252808
	E-E	3.06	6.12	72.3	104	158,64	358,13074	1095,8801	18216,226	22998,497	1,26252808
	F-F	3.06	6.12	72.3	104	158,64	358,13074	1095,8801	18216,226	22998,497	1,26252808
	G-G	3.06	6.12	72.3	104	158,64	358,13074	1095,8801	18216,226	22998,497	1,26252808
	H-H	3.06	6.12	72.3	104	158,64	358,13074	1095,8801	18216,226	22998,497	1,26252808
6	A-A	6.12	9.18	72.3	104	264,419	537,21786	1643,8866	17119,3462	18970,839	1,10815207
	B-B	6.12	9.18	72.3	104	264,419	537,21786	1643,8866	17119,3462	18970,839	1,10815207
	C-C	6.12	9.18	72.3	104	264,419	537,21786	1643,8866	17119,3462	18970,839	1,10815207

	D-D	6.12	9.18	72.3	104	264,419	537,21786	1643,8866	17119,3462	18970,839	1,10815207
	E-E	6.12	9.18	72.3	104	264,419	537,21786	1643,8866	17119,3462	18970,839	1,10815207
	F-F	6.12	9.18	72.3	104	264,419	537,21786	1643,8866	17119,3462	18970,839	1,10815207
	G-G	6.12	9.18	72.3	104	264,419	537,21786	1643,8866	17119,3462	18970,839	1,10815207
	H-H	6.12	9.18	72.3	104	264,419	537,21786	1643,8866	17119,3462	18970,839	1,10815207
5	A-A	9.18	12.24	72.3	176	369,138	596,47370	1825,2095	15475,459	15081,092	0,97451662
	B-B	9.18	12.24	72.3	176	369,138	596,47370	1825,2095	15475,459	15081,092	0,97451662
	C-C	9.18	12.24	72.3	176	369,138	596,47370	1825,2095	15475,459	15081,092	0,97451662
	D-D	9.18	12.24	72.3	176	369,138	596,47370	1825,2095	15475,459	15081,092	0,97451662
	E-E	9.18	12.24	72.3	176	369,138	596,47370	1825,2095	15475,459	15081,092	0,97451662
	F-F	9.18	12.24	72.3	176	369,138	596,47370	1825,2095	15475,459	15081,092	0,97451662
	G-G	9.18	12.24	72.3	176	369,138	596,47370	1825,2095	15475,459	15081,092	0,97451662
	H-H	9.18	12.24	72.3	176	369,138	596,47370	1825,2095	15475,459	15081,092	0,97451662
4	A-A	12.24	15.3	72.3	176	475,93	746,24337	2283,4751	13650,2501	11222,236	0,82212676
	B-B	12.24	15.3	72.3	176	475,93	746,24337	2283,4751	13650,2501	11222,236	0,82212676
	C-C	12.24	15.3	72.3	176	475,93	746,24337	2283,4751	13650,2501	11222,236	0,82212676
	D-D	12.24	15.3	72.3	176	475,93	746,24337	2283,4751	13650,2501	11222,236	0,82212676
	E-E	12.24	15.3	72.3	176	475,93	746,24337	2283,4751	13650,2501	11222,236	0,82212676
	F-F	12.24	15.3	72.3	176	475,93	746,24337	2283,4751	13650,2501	11222,236	0,82212676
	G-G	12.24	15.3	72.3	176	475,93	746,24337	2283,4751	13650,2501	11222,236	0,82212676
	H-H	12.24	15.3	72.3	176	475,93	746,24337	2283,4751	13650,2501	11222,236	0,82212676
3	A-A	15.3	18.36	72.3	176	581,70	895,49805	2740,2240	11366,7750	7736,2037	0,68059794

	B-B	15.3	18.36	72.3	176	581,70	895,49805	2740,2240	11366,7750	7736,2037	0,68059794
	C-C	15.3	18.36	72.3	176	581,70	895,49805	2740,2240	11366,7750	7736,2037	0,68059794
	D-D	15.3	18.36	72.3	176	581,70	895,49805	2740,2240	11366,7750	7736,2037	0,68059794
	E-E	15.3	18.36	72.3	176	581,70	895,49805	2740,2240	11366,7750	7736,2037	0,68059794
	F-F	15.3	18.36	72.3	176	581,70	895,49805	2740,2240	11366,7750	7736,2037	0,68059794
	G-G	15.3	18.36	72.3	176	581,70	895,49805	2740,2240	11366,7750	7736,2037	0,68059794
	H-H	15.3	18.36	72.3	176	581,70	895,49805	2740,2240	11366,7750	7736,2037	0,68059794
2	A-A	18.36	21.42	72.3	279.4	687,468	931,99698	2851,9107	8626,5510	4684,6774	0,543053347
	B-B	18.36	21.42	72.3	279.4	687,468	931,99698	2851,9107	8626,5510	4684,6774	0,543053347
	C-C	18.36	21.42	72.3	279.4	687,468	931,99698	2851,9107	8626,5510	4684,6774	0,543053347
	D-D	18.36	21.42	72.3	279.4	687,468	931,99698	2851,9107	8626,5510	4684,6774	0,543053347
	E-E	18.36	21.42	72.3	279.4	687,468	931,99698	2851,9107	8626,5510	4684,6774	0,543053347
	F-F	18.36	21.42	72.3	279.4	687,468	931,99698	2851,9107	8626,5510	4684,6774	0,543053347
	G-G	18.36	21.42	72.3	279.4	687,468	931,99698	2851,9107	8626,5510	4684,6774	0,543053347
	H-H	18.36	21.42	72.3	279.4	687,468	931,99698	2851,9107	8626,5510	4684,6774	0,543053347
1	A-A	21.42	24.48	72.3	279.4	793,232	956,67412	2927,4228	5774,6383	2239,6769	0,387847131
	B-B	21.42	24.48	72.3	279.4	793,232	956,67412	2927,4228	5774,6383	2239,6769	0,387847131
	C-C	21.42	24.48	72.3	279.4	793,232	956,67412	2927,4228	5774,6383	2239,6769	0,387847131
	D-D	21.42	24.48	72.3	279.4	793,232	956,67412	2927,4228	5774,6383	2239,6769	0,387847131
	E-E	21.42	24.48	72.3	279.4	793,232	956,67412	2927,4228	5774,6383	2239,6769	0,387847131
	F-F	21.42	24.48	72.3	279.4	793,232	956,67412	2927,4228	5774,6383	2239,6769	0,387847131
	G-G	21.42	24.48	72.3	279.4	793,232	956,67412	2927,4228	5774,6383	2239,6769	0,387847131

	H-H	21.42	24.48	72.3	279.4	793,232	956,67412	2927,4228	5774,6383	2239,6769	0,387847131
RD C	A-A	24.48	27.54	72.3	279.4	682,066	930,46926	2847,2155	2847,2155	601,7049	0,211331
	B-B	24.48	27.54	72.3	279.4	682,066	930,46926	2847,2155	2847,2155	601,7049	0,211331
	C-C	24.48	27.54	72.3	279.4	682,066	930,46926	2847,2155	2847,2155	601,7049	0,211331
	D-D	24.48	27.54	72.3	279.4	682,066	930,46926	2847,2155	2847,2155	601,7049	0,211331
	E-E	24.48	27.54	72.3	279.4	682,066	930,46926	2847,2155	2847,2155	601,7049	0,211331
	F-F	24.48	27.54	72.3	279.4	682,066	930,46926	2847,2155	2847,2155	601,7049	0,211331
	G-G	24.48	27.54	72.3	279.4	682,066	930,46926	2847,2155	2847,2155	601,7049	0,211331
	H-H	24.48	27.54	72.3	279.4	682,066	930,46926	2847,2155	2847,2155	601,7049	0,211331
										Some=7.43 m⁴	

➤ **Sens longitudinal:**

Tableau IV-5 les inerties des portiques dans le sens longitudinal

Niveau	Port	M _{n+1}	M _n	ΣK _{pout} 10 ⁻⁴	ΣK _{pot} 10 ⁻⁴	Eθ _n	Eψ _n	D _n	ΣΔi	Fi	I _{ey}
8	(2-2)	0	3.06	60.24	106	169.32	412,190	1261,30	49617,84	27076,719	0,5457053
	(3-3)	0	3.06	60.24	106	169.32	412,190	1261,30	49617,84	27076,719	0,5457053
	(4-4)	0	3.06	60.24	106	169.32	412,190	1261,30	49617,84	27076,719	0,5457053
7	(2-2)	3.06	6.12	60.24	106	507.96	824,356	2522 ,52	48356,54	22998,497	0,4756026
	(3-3)	3.06	6.12	60.24	106	507.96	824,356	2522 ,52	48356,54	22998,497	0,4756026
	(4-4)	3.06	6.12	60.24	106	507.96	824,356	2522 ,52	48356,54	22998,497	0,4756026
6	(2-2)	6.12	9.18	60.24	106	846.61	1243,92	3806,39	45834,02	18970,839	0,4139030
	(3-3)	6.12	9.18	60.24	106	846.61	1243,92	3806,39	45834,02	18970,839	0,4139030

	(4-4)	6.12	9.18	60.24	106	846.61	1243,92	3806,39	45834,02	18970,839	0,4139030
5	(2-2)	9.18	12.24	59.5	179	1199.93	1544,80	4727,08	42027,63	15081,092	0,3588375
	(3-3)	9.18	12.24	59.5	179	1199.93	1544,80	4727,08	42027,63	15081,092	0,3588375
	(4-4)	9.18	12.24	59.5	179	1199.93	1544,80	4727,08	42027,63	15081,092	0,3588375
4	(2-2)	12.24	15.3	59.5	179	1541.796	1930,55	5907,33	37300,55	11222,236	0,3008597
	(3-3)	12.24	15.3	59.5	179	1541.796	1930,55	5907,33	37300,55	11222,236	0,3008597
	(4-4)	12.24	15.3	59.5	179	1541.796	1930,55	5907,33	37300,55	11222,236	0,3008597
3	(2-2)	15.3	18.36	59.5	179	1884.46	2329,77	7129,09	31393,22	7736,2037	0,24642912
	(3-3)	15.3	18.36	59.5	179	1884.46	2329,77	7129,09	31393,22	7736,2037	0,24642912
	(4-4)	15.3	18.36	59.5	179	1884.46	2329,77	7129,09	31393,22	7736,2037	0,24642912
2	(2-2)	18.36	21.42	58,8	284	2253.26	2618,23	8011,78	24264,13	4684,6774	0,19307007
	(3-3)	18.36	21.42	58,8	284	2253.26	2618,23	8011,78	24264,13	4684,6774	0,19307007
	(4-4)	18.36	21.42	58,8	284	2253.26	2618,23	8011,78	24264,13	4684,6774	0,19307007
1	(2-2)	21.42	24.48	58,8	284	2599.92	2641,93	8084,30	16252,35	2239,6769	0,1378067
	(3-3)	21.42	24.48	58,8	284	2599.92	2641,93	8084,30	16252,35	2239,6769	0,1378067
	(4-4)	21.42	24.48	58,8	284	2599.92	2641,93	8084,30	16252,35	2239,6769	0,1378067
RDC	(2-2)	24.48	27,54	58,8	284	2245,88	2669.30	8168.05	8168.05	601,7049	0,0736656
	(3-3)	24.48	27,54	58,8	284	2245,88	2669.30	8168.05	8168.05	601,7049	0,0736656
	(4-4)	24.48	27,54	58,8	284	2245,88	2669.30	8168.05	8168.05	601,7049	0,0736656
							Somme : 2.73m ⁴				

IV.4.les inerties des refends

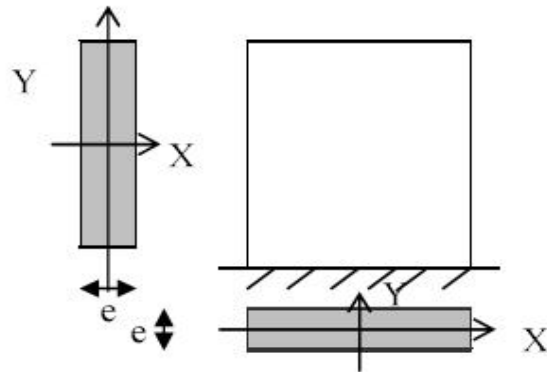
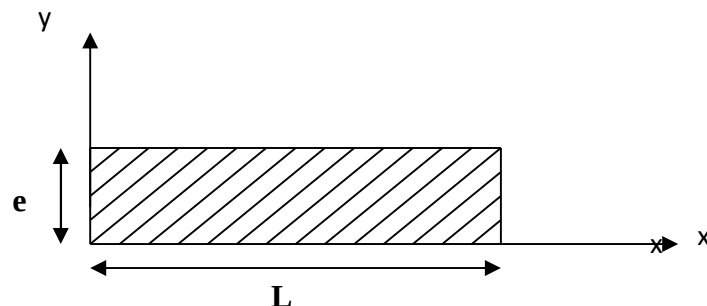


Fig 4 .1 : Coupe sur des voiles pleins

➤ **Les refends longitudinaux**

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$



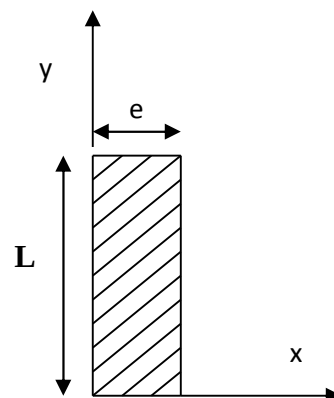
On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x), **donc on prends I_y**

➤ **Les refends transversaux :**

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} ; I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (y-y),

Donc on prend I_x



1. Sens longitudinal :

Tableau IV.6: les résultats des calculs des refends longitudinaux

Niveau	voile	L(m)	ep(m)	I _x (m ⁴)	I _{TOT} m ⁴
RDC+ étages courant	VX1	1,3	0,2	0,0366166	0,5310568
	VX2	1,3	0,2	0,0366166	
	VX3	1,75	0,2	0,0893291	
	VX4	1,75	0,2	0,0893291	
	VX5	2	0,2	0,1333333	
	VX6	2	0,2	0,1333333	
	VX7	1	0,15	0,0125	
Somme=I _{TOT} x 9 étage					4,8 m ⁴

2. Sens transversal:

Tableau IV.7: les résultats des calculs des refends transversaux

Niveau	voile	L(m)	ep(m)	I _y (m ⁴)	I _{TOT} m ⁴
RDC+ étages courant	Vy1	4.5	0,2	0,03	0.108
	Vy2	4.5	0,2	0,03	
	Vy3	3,3	0,2	0,02	
	Vy4	3,3	0,2	0,02	
	Vy5	1,5	0,15	0,0042	
	Vy6	1,5	0,15	0,0042	
Somme= I _{TOT} x 9 étage					0.97 m ⁴

V.5. Interprétation des résultats :**❖ sens transversal :**

- La moyenne des inerties des portiques = 7.43m^4
- L'inertie des voiles transversaux = 0.97m^4
- Inertie totale (voiles + portique) = 8.4m^4

Portiques $\Rightarrow$ 88.45%

Voiles $\Rightarrow$ 11.55 %

❖ Sens longitudinal :

- La moyenne des inerties des portiques = 2.73m^4
- L'inertie des voiles = 4.8m^4
- Inertie totale (voiles + portique) = 7.53m^4

Portiques $\Rightarrow$ 36.25 %

Voiles $\Rightarrow$ 63.75 %

• Conclusion :

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

V-2. Etude sismique.

V-2-1 : Introduction.

Notre structure étant implantée en zone sismique III et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS* qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

V-2-2. Choix de la méthode de calcul.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

Dans le cas de notre bâtiment étudié vu l'irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher 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. L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

V- 2-3 :Les vérifications de RPA :

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.

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Système de contreventement
- Résultantes des forces sismiques de calcul.
- Les déplacements inter étage sont acceptables.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P- Δ) soit négligé.
- Vérification de l'excentricité.

Spécification pour les poteaux: (Art 7.4.3.1/R.P.A99version 2003)

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limite le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compressions de calcul est limité par la condition suivante

a) :L'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{b_c \cdot f_{c28}}$$

Avec :

n : Effort normal réduit

Bc : Section brute de l'élément.

fc28 : Résistance caractéristique du béton

Nd : Effort normal de compression max

Nd est tiré d'ETABS⇒ on sélectionne d'abord les poteaux **display** → **show table** → **frame output** → **frame force** → **table :column force** puis on tire la valeur de p_{max}

	N _d	B _c	F _{C28} (Kn/m ²)	v	condition	observation
45X45	1494.45	0,2025	25000	0.29	0,3	C-V
40X40	615.68	0,1600	25000	0.15	0,3	C-V
35X35	146	0,1225	25000	0.05	0,3	C-V

V-2-4 : Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2H\zeta)} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

V-2-5 : Résultantes des forces sismiques de calcul.

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

- A : coef d'accélération de zone, donné par le **tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en** fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type **IIIa** et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : **$A = 0.25$**

- D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (γ) et de la période

$$D = \begin{cases} 2,5 \gamma & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \gamma (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \gamma (T_2 / 3)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

fondamental de la structure (T).

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du

RPA99/ version 2003, (site ferme S_2) :

$$T_2(S_3) = 0.5 \text{ sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, $\xi = 8.5\%$

D'où $\eta = 0,816 > 0.7$

$$\eta = 0,816$$

V-2-6. Estimation de la période fondamentale.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule : $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 27,54 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : $C_T = 0.05$

Donc : $T = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.60s$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{d}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a)- sens transversale :

$$d_y = 9 \text{ m} \longrightarrow T_y = 0.83s$$

b)- sans longitudinale :

$$d_x = 23.2 \text{ m} \longrightarrow T_x = 0.51 \text{ s}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc : $T_x = 0.51s$

$$T_y = 0.60 \text{ s}$$

On a : $(T_2 = 0.5) < T < 3s$ donc $D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

D'où :

- $D_x = 2.5 \times 0.816 (0.5 / 0.51)^{2/3} = 2.01$
- $D_y = 2.5 \times 0.816 (0.5 / 0.60)^{2/3} = 1.81$
- R : coef de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Pour une structure mixte (voiles portiques) : $R = 5$

➤ Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

- Condition minimale sur les fils de contreventement.
- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux de construction.

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q_x = 1.10$ et

$$Q_y = 1.05$$

➤ W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coef de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $\beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

Le poids total de la structure :

$$W_{tot} = \sum_{i=1}^9 W_i = 27780.2 \text{ KN}$$

$$V_{MSE} x = \frac{0.25 \div 2.01 \div 1,1}{5} \div WT = 3071.10 \text{ KN}$$

$$V_{MSE} y = \frac{0.25 \div 1,81 \div 1,05}{5} \div WT = 2639.81 \text{ KN}$$

b) Vérification de l'effort sismique dynamique : (V_d)

Sens	$V_{MSE}(\text{KN})$	$0.8V_{MSE}(\text{KN})$	$V_{MSM}(\text{KN})$	observation
X	3071.10	2456.88	2558.58	Vérifier
Y	2639.81	2111.85	2820.5	vérifiée

Tableau V.2.1 Vérification de l'effort tranchant à la base.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

c-Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions Orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.904414	70.9973	0.0000	0.0000	70.9973	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.690661	0.0000	66.3877	0.0000	70.9973	66.3877	0.0000	97.9605
3	0.536837	0.0404	0.0000	0.0000	71.0377	66.3877	0.0000	0.0000
4	0.258540	14.9785	0.0000	0.0000	86.0162	66.3877	0.0000	0.0000
5	0.156563	0.0000	19.7263	0.0000	86.0162	86.1140	0.0000	1.7063
6	0.136560	1.3323	0.0000	0.0000	87.3485	86.1140	0.0000	0.0000
7	0.122091	1.2153	0.0000	0.0000	88.5638	86.1140	0.0000	0.0000
8	0.116334	3.5053	0.0000	0.0000	92.0691	86.1140	0.0000	0.0000
9	0.080776	0.0000	2.4685	0.0000	92.0691	88.5825	0.0000	0.1079
10	0.077114	1.6199	0.0000	0.0000	93.6890	88.5825	0.0000	0.0000
11	0.063967	2.0028	0.0000	0.0000	95.6918	88.5825	0.0000	0.0000
12	0.062842	0.0000	5.1602	0.0000	95.6918	93.7427	0.0000	0.1656

Fig. V.2.1: facteurs de participation massique

Conclusion : La valeur de participation massique a atteint les **90%** dans les deux directions dans le **mode 12**

d) Déplacement maximal :

♣ Sens transversal :

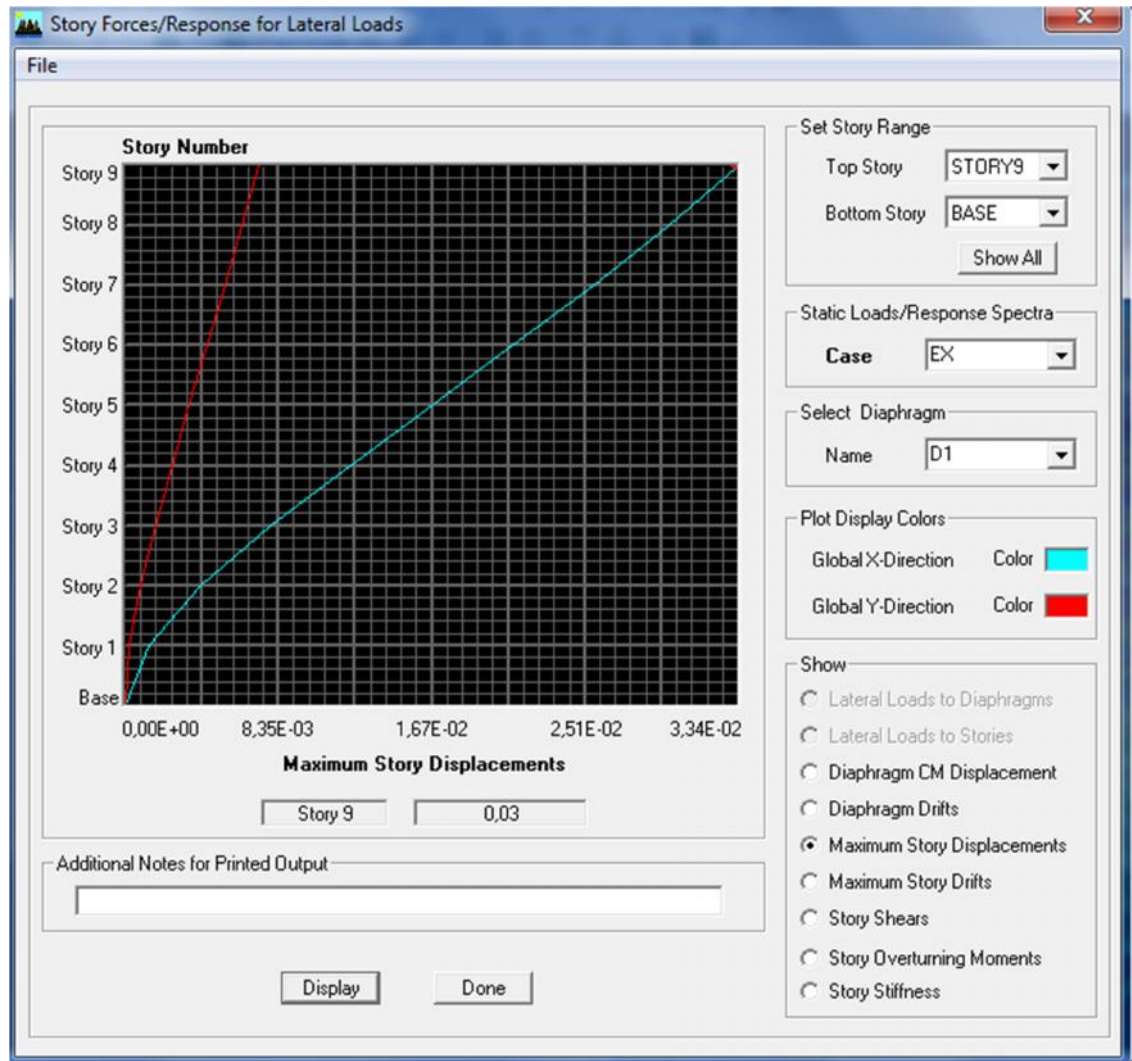


Fig V.2.2 Vérification des déplacement selon Ex

On doit vérifier que le déplacement max que subit la structure vérifier la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

F : la flèche admissible

Ht : la hauteur totale du bâtiment

$$\delta_{\max} = 0,03 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{27,54}{500} = 0,056 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

♣ sens longitudinal

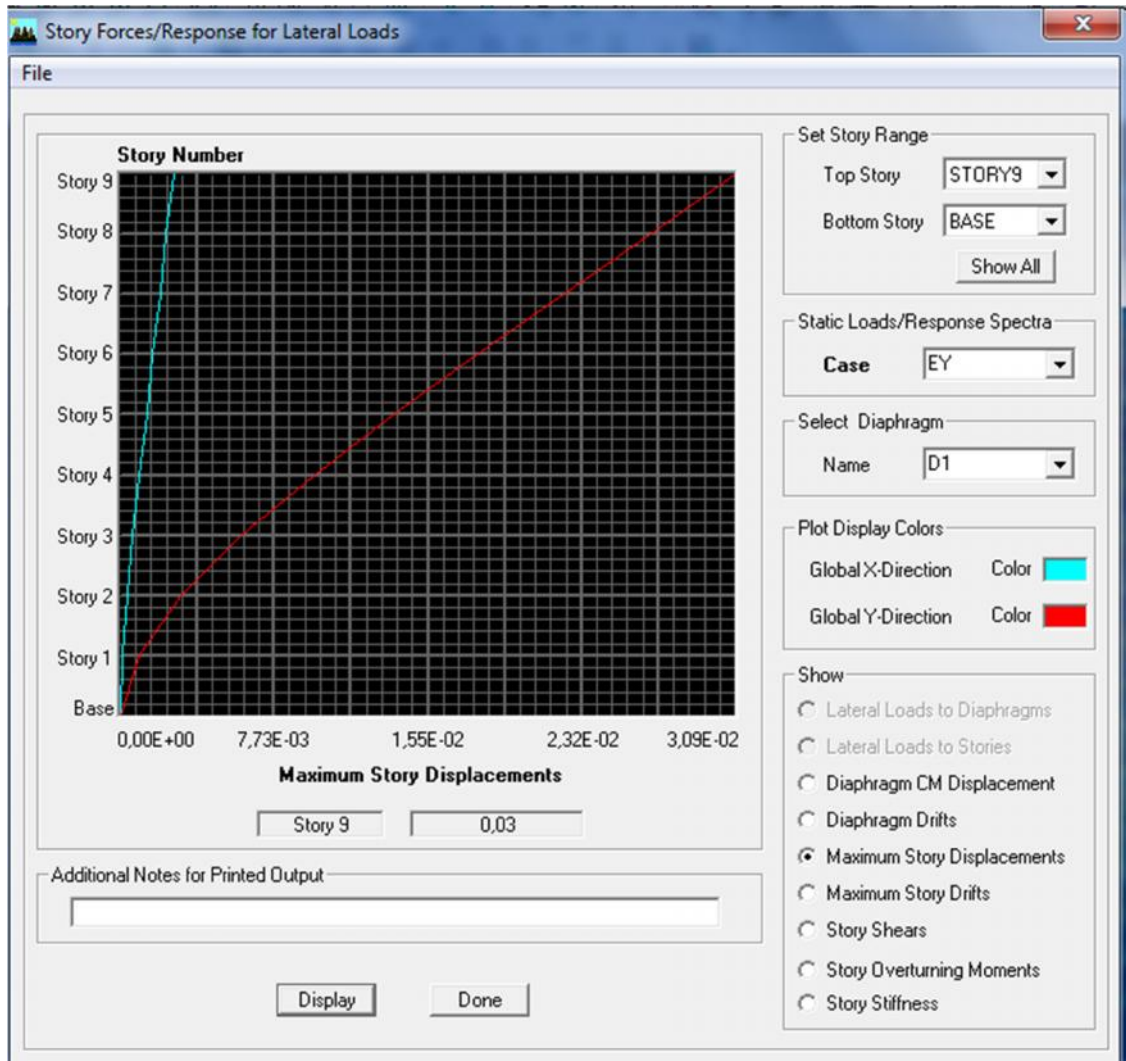


Fig V.2.3 Vérification des déplacement selon Ey

$$\delta_{\max} = 0,03 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{27,54}{500} = 0,056 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

e)- Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA99ver 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

f)-Justification vis-à-vis les déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser(**1%h**) de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Les déplacements relatifs de l'étage K par rapport au niveau K-1 est égale : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
 δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau K ;

Les déformations latérales sont données dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.2.2 : Déplacement relatif sous l'action Ex et Ey

Niveau	$\delta_x(m)$	$\Delta_k x(m)$	$\delta_y(m)$	$\Delta_k y(m)$	1% h (m)	OBS
8	0.0276	0.0029	0.019	0.0027	0,0306	OK
7	0.0247	0.0032	0.0163	0.0027	0,0306	OK
6	0.0215	0.0035	0.0136	0.0027	0,0306	OK
5	0.018	0.0037	0.0109	0.0026	0,0306	OK
4	0.0143	0.0037	0.0083	0.0025	0,0306	OK
3	0.0106	0.0037	0.0058	0.0022	0,0306	OK
2	0.0069	0.0033	0.0036	0.0018	0,0306	OK
1	0.0036	0.0025	0.0018	0.0012	0,0306	OK
RDC	0.0011	0.0011	0.0006	0.0006	0,0306	OK

Remarque :

Lors du calcul des déplacements, la valeur du coefficient de comportement **R** est déjà introduite dans le logiciel ETABS, d'où il n'est pas nécessaire de l'introduire au moment de modéliser (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de repense).

g)- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\text{Avec : } \theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du Niveau « k », (**voir paragraphe 4.2.3 calcul de W**)

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

(voir paragraphe 4.2.10)

h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau V.2.3 : Vérification de l'effet P-Delta

Niv	P (KN)	Sens x-x					Sens y-y			
		Δ_k (m)	h (m)	V_{kx}	θ_x	Obs	Δ_k (m)	V_{ky}	θ_y	Obs
9	3238.16	0.0029	3,06	628.44	0.0049	cv	0.0027	714.71	0.0040	cv
8	3846.39	0.0032	3,06	1082.1	0.0037	cv	0.0027	1232.9	0.0028	cv
7	3846.39	0.0035	3,06	1445.74	0.0030	CV	0.0027	1612.42	0.0021	CV
6	3904.27	0.0037	3,06	1751.63	0.0027	CV	0.0026	1942.81	0.0017	CV
5	3972.48	0.0037	3,06	2009.93	0.0024	CV	0.0025	2225.48	0.0015	CV
4	3972.483	0.0037	3,06	2231.56	0.0022	CV	0.0022	2437.9	0.0012	CV
3	4039.45	0.0033	3,06	2403	0.0018	CV	0.0018	2611.06	0.0009	CV
2	4116.76	0.0025	3,06	2534.42	0.0013	CV	0.0012	2755.98	0.0006	CV
1	4116.76	0.0011	3,06	2599.03	0.0006	CV	0.0006	2827.55	0.0003	CV

h)-Vérification de l'excentricité du centre de torsion :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse .

C_R : centre de rigidité.

On : $L_x > L_y$

-Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%L_x$$

$$L_x = 23,2 \text{ m}$$

Tableau V-2-4 : Excentricité suivant x-x

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM - XCR	5% LX	vérification
STORY1	D1	11.596	11.6	0.004	1,175	condition vérifié
STORY2	D2	11.596	11.6	0.004	1,175	condition vérifié
STORY3	D3	11.596	11.6	0.004	1,175	condition vérifié
STORY4	D4	11.596	11.599	0.003	1,175	condition vérifié
STORY5	D5	11.596	11.599	0.003	1,175	condition vérifié
STORY6	D6	11.596	11.599	0.003	1,175	condition vérifié
STORY7	D7	11.596	11.599	0.003	1,175	condition vérifié
STORY8	D8	11.596	11.599	0.003	1,175	condition vérifié
STORY9	D9	11.599	11.598	0.001	1,175	condition vérifié

-Suivant Y-Y :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$$

Tableau V-2-5 :Excentricité suivant Y-Y

Story	Diaphragme	YCM	YCR	YCM - YCR	5% Lx	VERIFICATION
STORY1	D1	6.033	6.418	0.385	1,175	CV
STORY2	D2	6.033	5.87	0.163	1,175	CV
STORY3	D3	6.036	5.651	0.385	1,175	CV
STORY4	D4	6.039	5.631	0.408	1,175	CV
STORY5	D5	6.039	5.678	0.361	1,175	CV
STORY6	D6	6.042	5.744	0.298	1,175	CV
STORY7	D7	6.045	5.815	0.23	1,175	CV
STORY8	D8	6.045	5.878	0.167	1,175	CV
STORY9	D9	6.05	5.914	0.136	1,175	CV

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ✓ L'excentricité est vérifiée.
- ✓ L'effet P-Delta est vérifié.
- ✓ Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

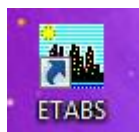
V-1-.Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

V.1.1: Manuel d'utilisation de L'ETABS:

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS v 9.7

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1):



FigureV.1

V.1.2: Etapes de modélisation :**a). Première étape:**

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

➤Choix des unités:

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



Figure V.2

➤ Géométrie de base :

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model** ⇒ **Default.edb**.

Cette option permet d'introduire:

- ❖ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- ❖ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 5 lignes suivant y-y)
- ❖ Le nombre des étages, (9 niveaux R+8)

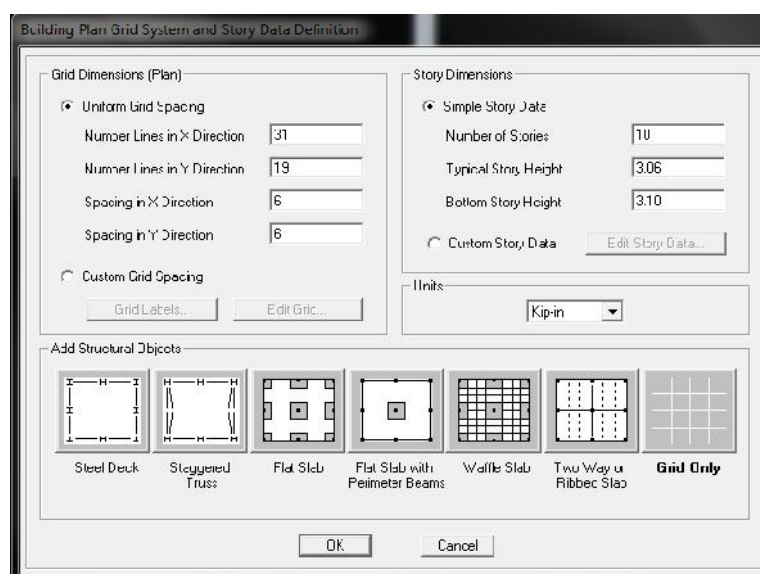


Figure V .3. Géométrie de base

Après validation de l'exemple on a deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : X-Y. X-Z. Y-Z.

➤ Modification de la géométrie de base :

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

- On clique sur



-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

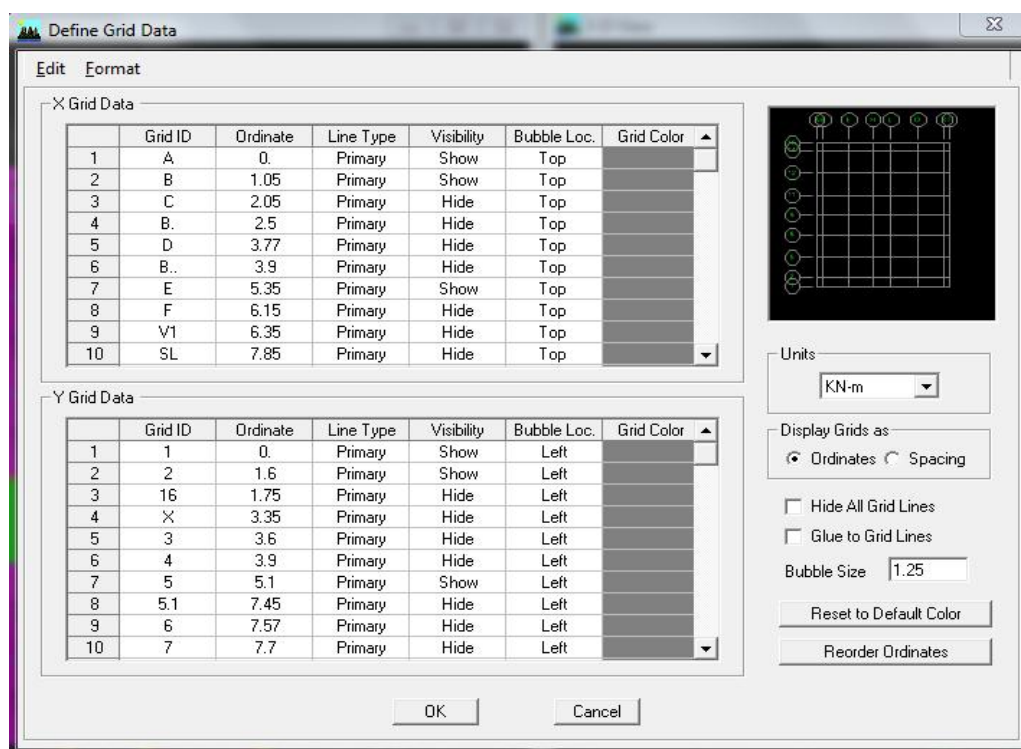


Figure V. 4. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y B.

deuxième étape:

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define**⇒ **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new materiale** ton

écrit BETON dans la case **Material name**, ou bien l'icone



et on apporte les

modifications inscrites dans la **Figure.7**:

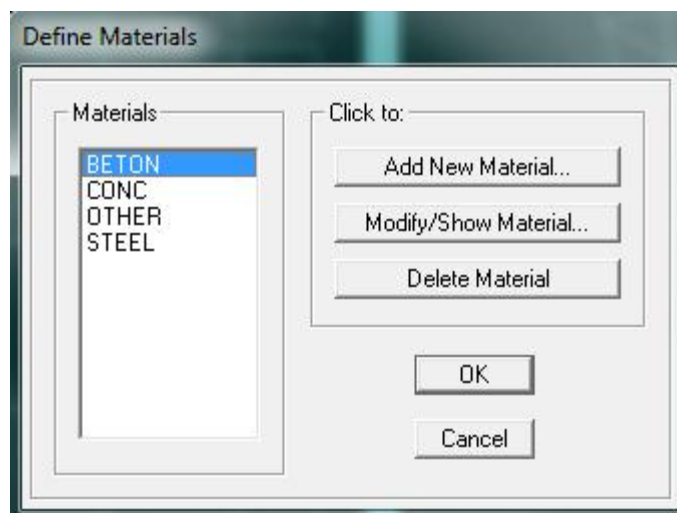


Figure V.6: définir un nouveau matériau

Figure V.7. Introduction des propriétés mécaniques du béton,

➤ **Troisième étape:**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments

(Poutres, poteaux et voile)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la

manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **Frame sections** (), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

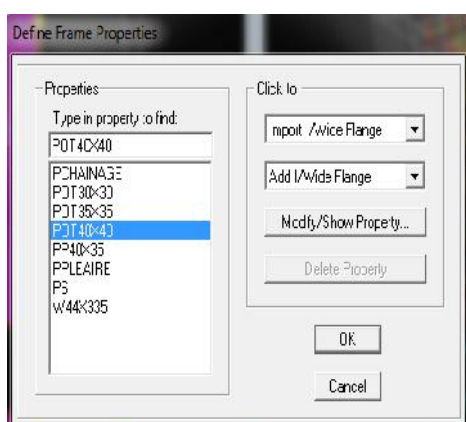


Fig V.8: dimensions des éléments

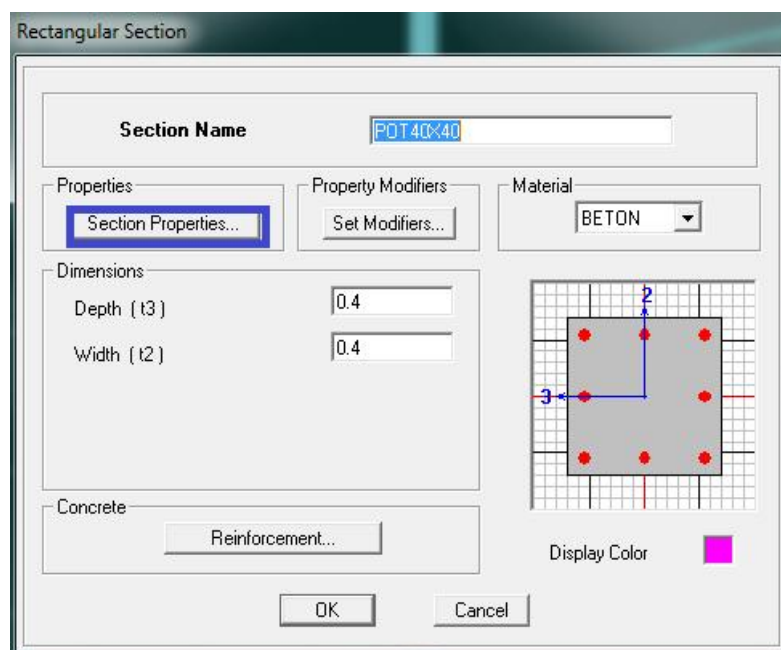


Fig V.9 : dimensionnement des éléments

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres

D'armatures

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, plancher)

On choisit le menu :

Define ⇒ **wall/slab/decksection** ⇒ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile **Fig11**

Define⇒wall/slab/decksection⇒Add newdeck pour le dimensionnement du plancherFig12

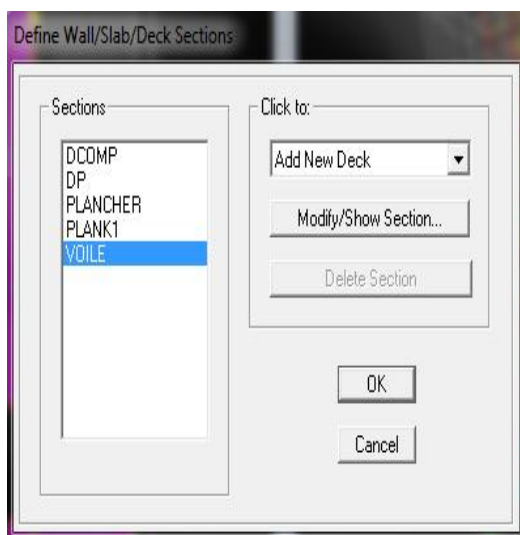


Fig V.10

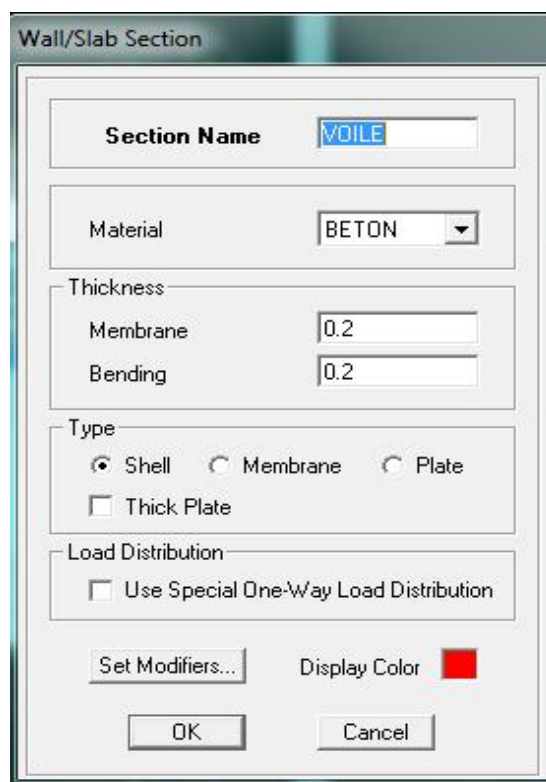
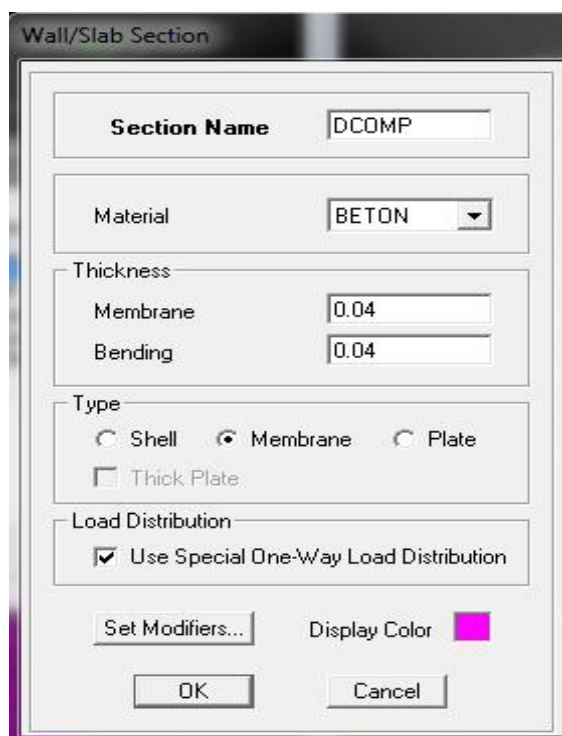


Fig.V 11. Dimensionnement des voiles



FigV .12.Dimensionnement du plancher (dalle de compression)

➤ **Quatrième étape :**

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ **Charges statiques (GetQ):**

La structure est soumise à:

Des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation (**Q**), pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **Static Load Cases**, Ou bien l'icone:

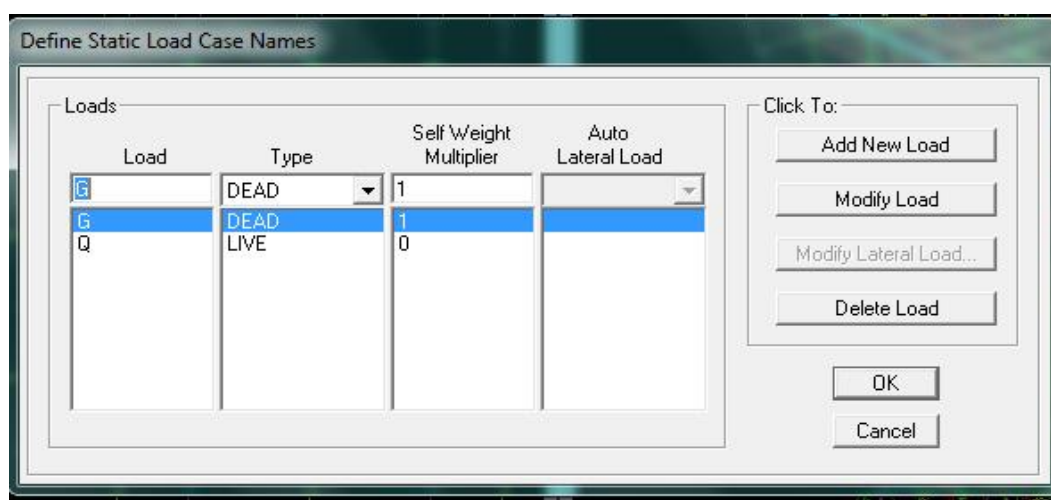


Fig V.13. Définition des charges G et Q

❖ **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le

CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations [(S_a/g) Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel:

- **Zone: III** (Zone à sismicité élevée, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage: 2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)

- Coefficient de comportement: $A=5$. (Mixte portique/voile avec interaction)
- Remplissage: Dense
- Site: S3 (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+\sum Q_p$

■ On ouvre l'application en cliquant sur l'icône:

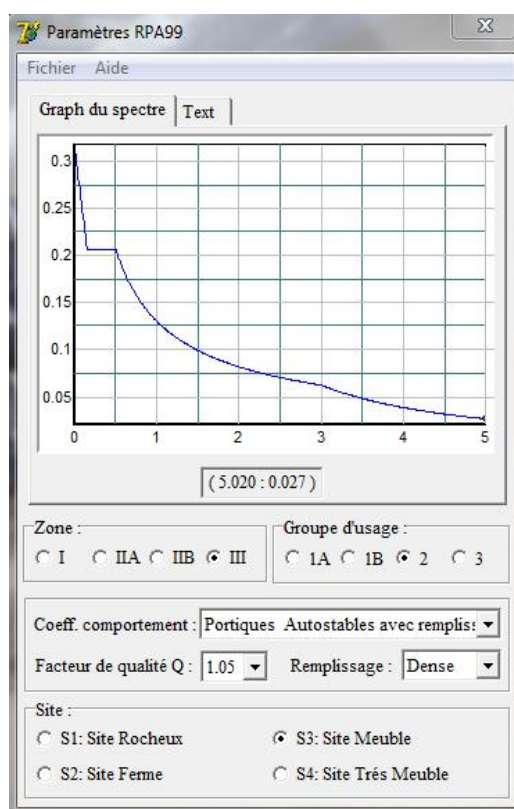


Fig. V14 : Le spectre de réponse

❖ Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**

Et on enregistre.

En suite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par:

Define ⇒ **Response Spectrum Functions** (ou ) ⇒ **Add Spectrum from file**

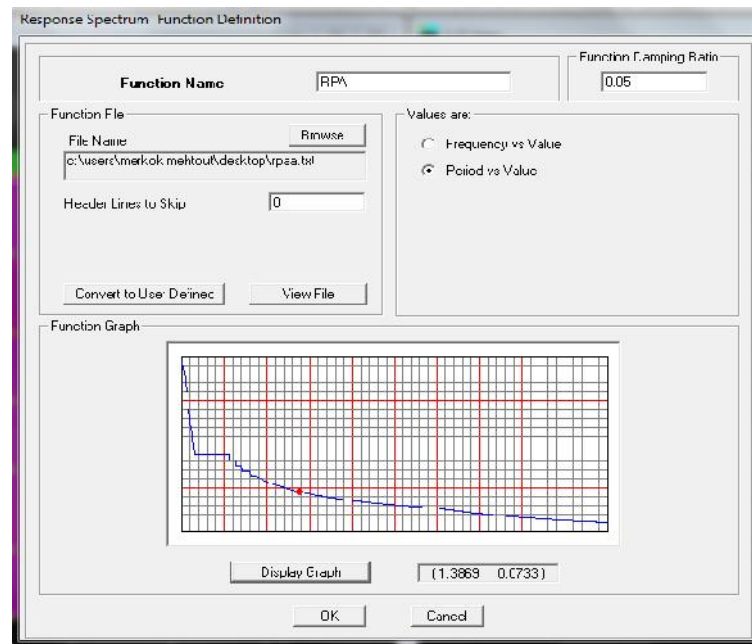


Fig V.15 : Introduction du spectre de réponse

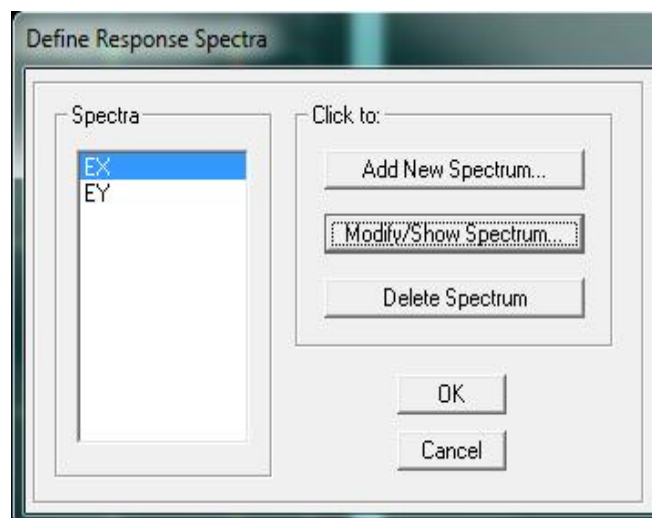
- ❖ Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur:

Define Responses spectrum cases ⇒ **Add New Spectrum** (ou



).

Dans la partie **In put Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont **U1** et **U2**.



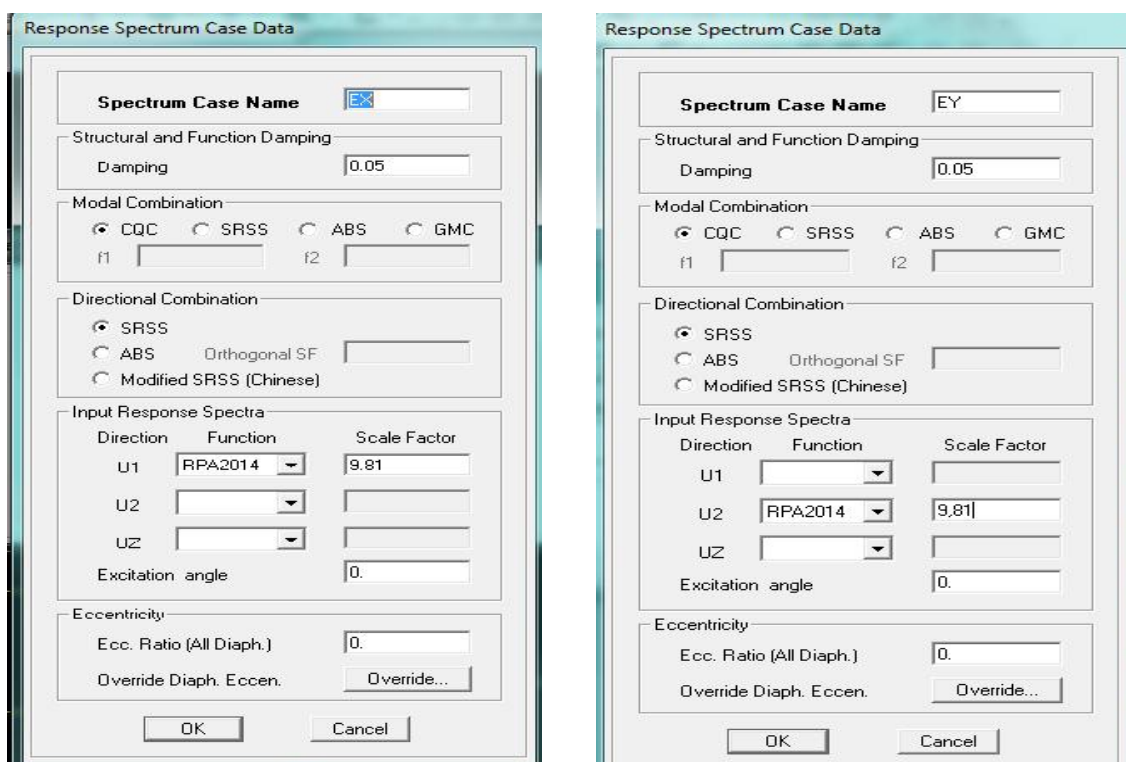


Fig V.16 : Définition du chargement Ex et Ey (séisme)

➤ Cinquième étape:

Chargement du plancher

❖ Etapes du chargement :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

Assign ⇒ Shell/Area loads ⇒ Uniform...ou sur



)



Fig V.17 : Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ **Sixième étape:**

❖ Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et Déformations sont:

➤ **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):**

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS: $G + Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA:**

GQ E: $G + Q \pm E$

0,8GE: $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒ load Combinations ⇒ Add New Combo ou

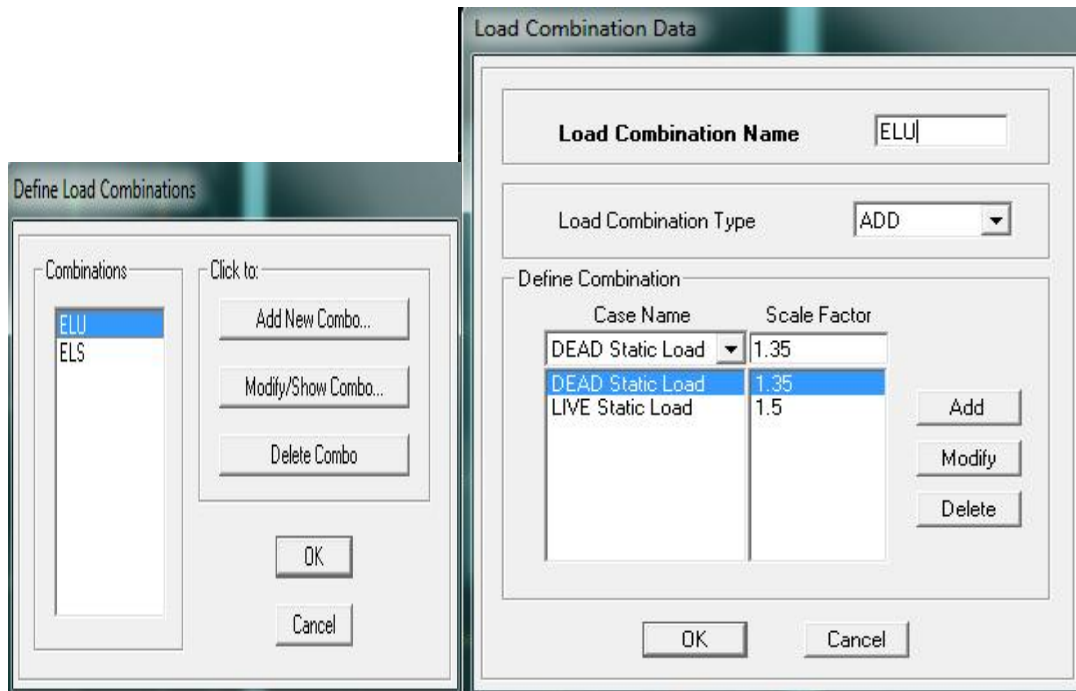


Fig V.18 :Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

➤ Septième étape :

❖ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes):

- Appuis:

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations , pour modéliser cet

Encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur:

Assign ⇒ Joint/point



Restraints

ou





Fig V.19 : Encastrement des appuis

- **Mass-Source :**

introduire la masse sismique $G+0,2Q$ par: **Define** $\Rightarrow$ **Mass source** (ou

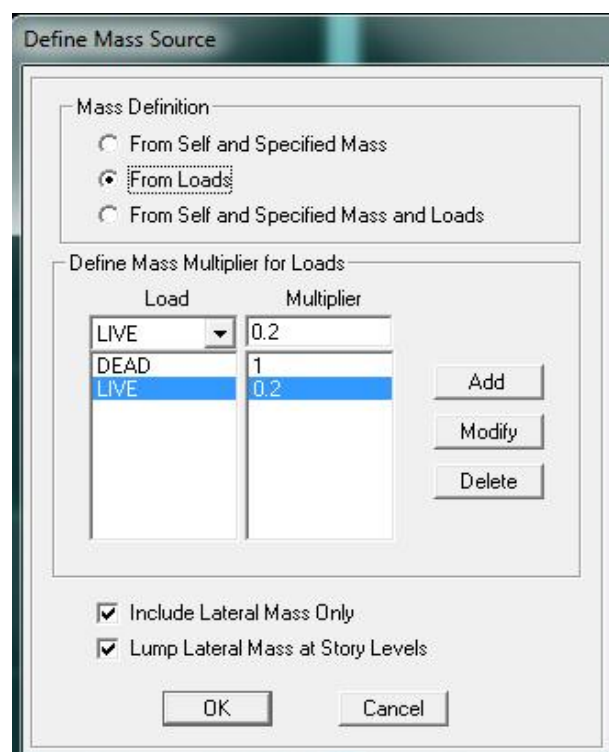


Fig V.20 : La combinaison dupoids ($G+0,2Q$)

■ Diaphragme:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

Assign ⇒ Joint/point ⇒ Diaphragm ⇒ Add New Diaphragm ou

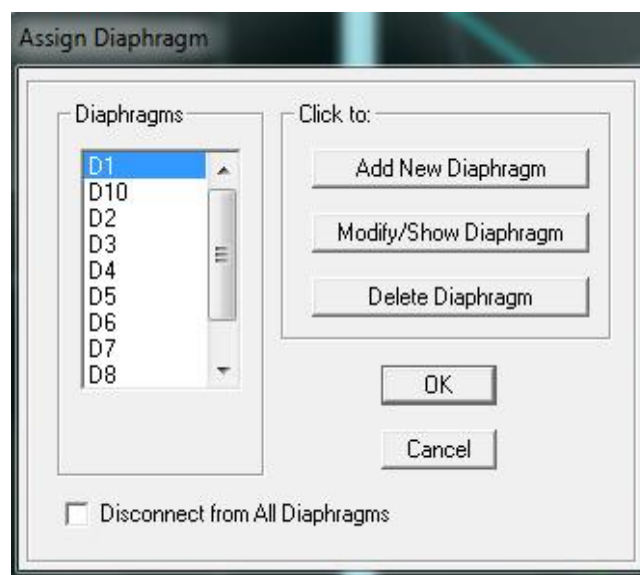


Fig V.21 : Le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ Huitième étape :

Analyse et visualisation des résultats

Pour le lancement de l'analyse: **Analyze** ⇨ **Run Analysis**

Pour la visualisation des résultats:

❖ Période et participation modale:

Dans la fenêtre **Display** ⇨ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

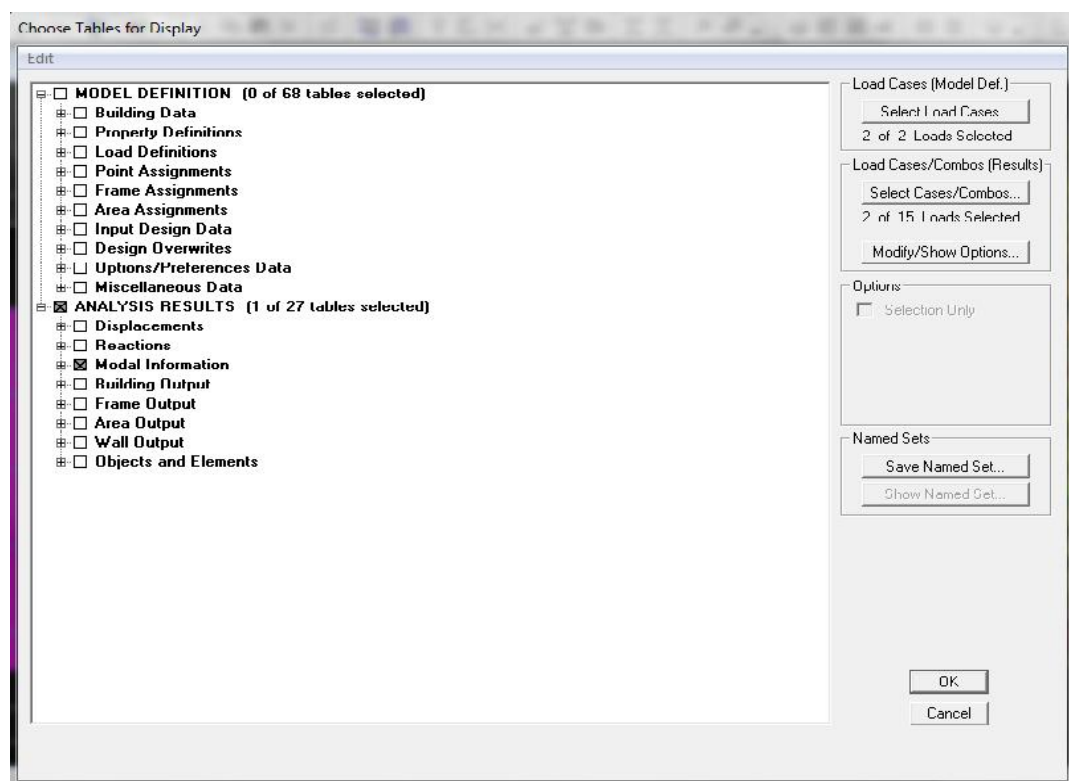


Fig V.22 : Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on

sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**  dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres:**

❖ **Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display ⇒ **Show tables** Dans **Element Output** on sélectionne «**Frame Forces**»(Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

❖ **Les poteaux:**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

❖ **Efforts internes dans les voiles:**

Pour extraire les contraintes dans les voiles,  **Area Out put** on clique sur «**Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**»

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** , la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy ,

- **Effort tranchant et moment sismique à la base:**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche

«**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit« **EX ou EY** »

- **Effort tranchant de niveau:**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau,on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant

La case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

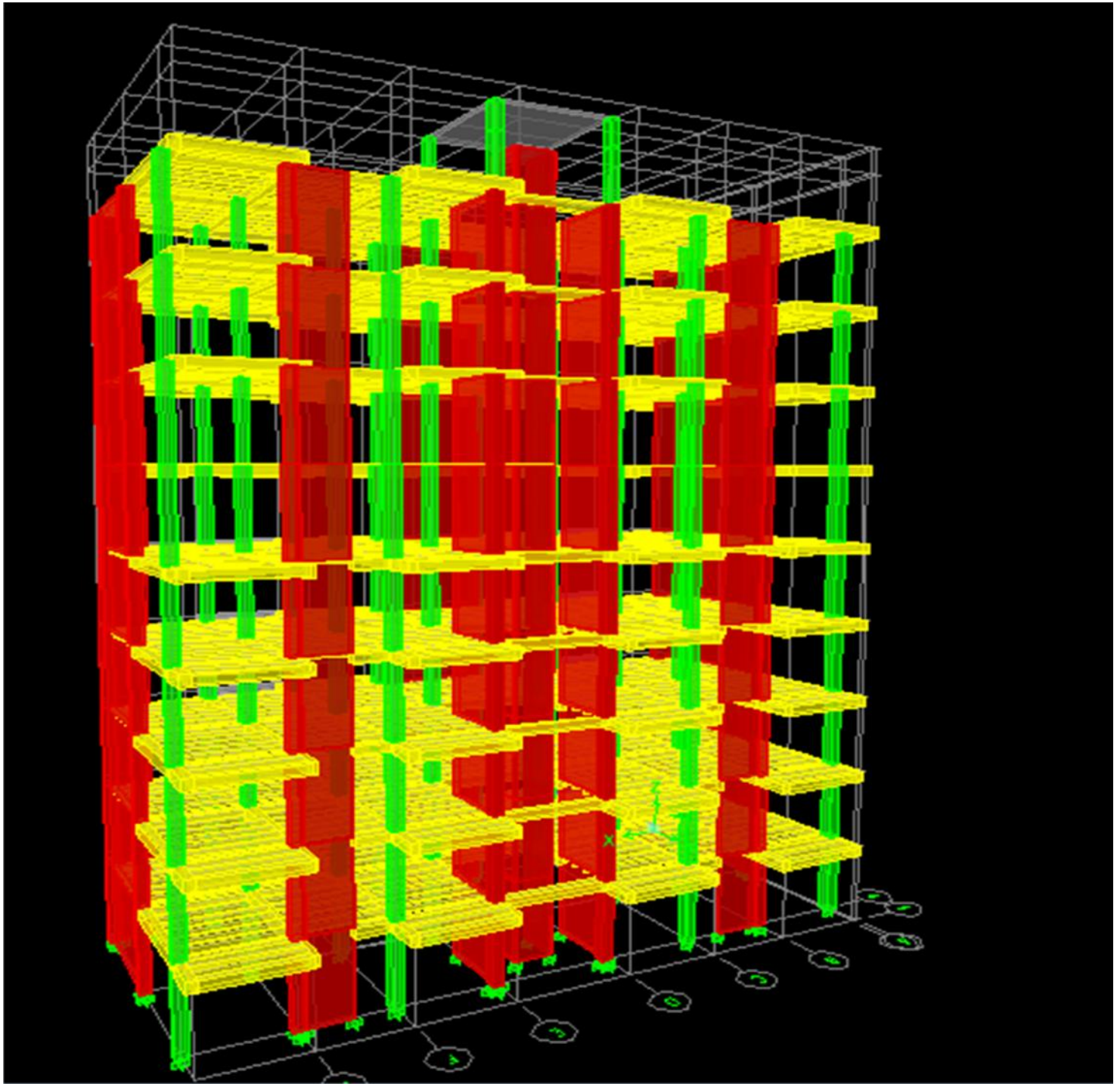


Fig VI.22.Modèle3D de la structure

CHAPITRE VI :

EFFORTS ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS

❖ Diagrammes des efforts internes

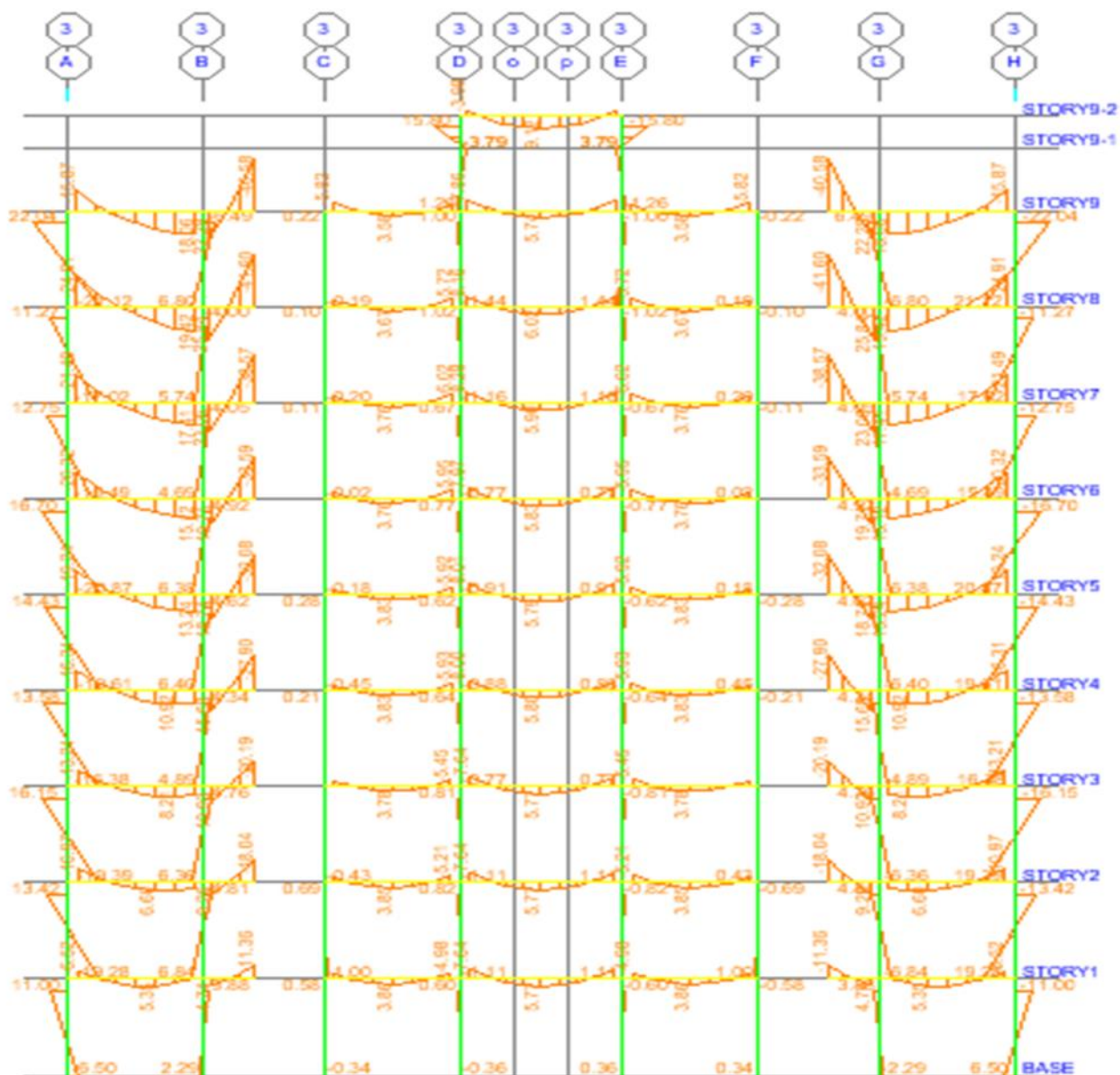


Figure VI.1:Diagramme des moments fléchissant (sens longitudinal) du portique 3-3

Combinaisons ELU.

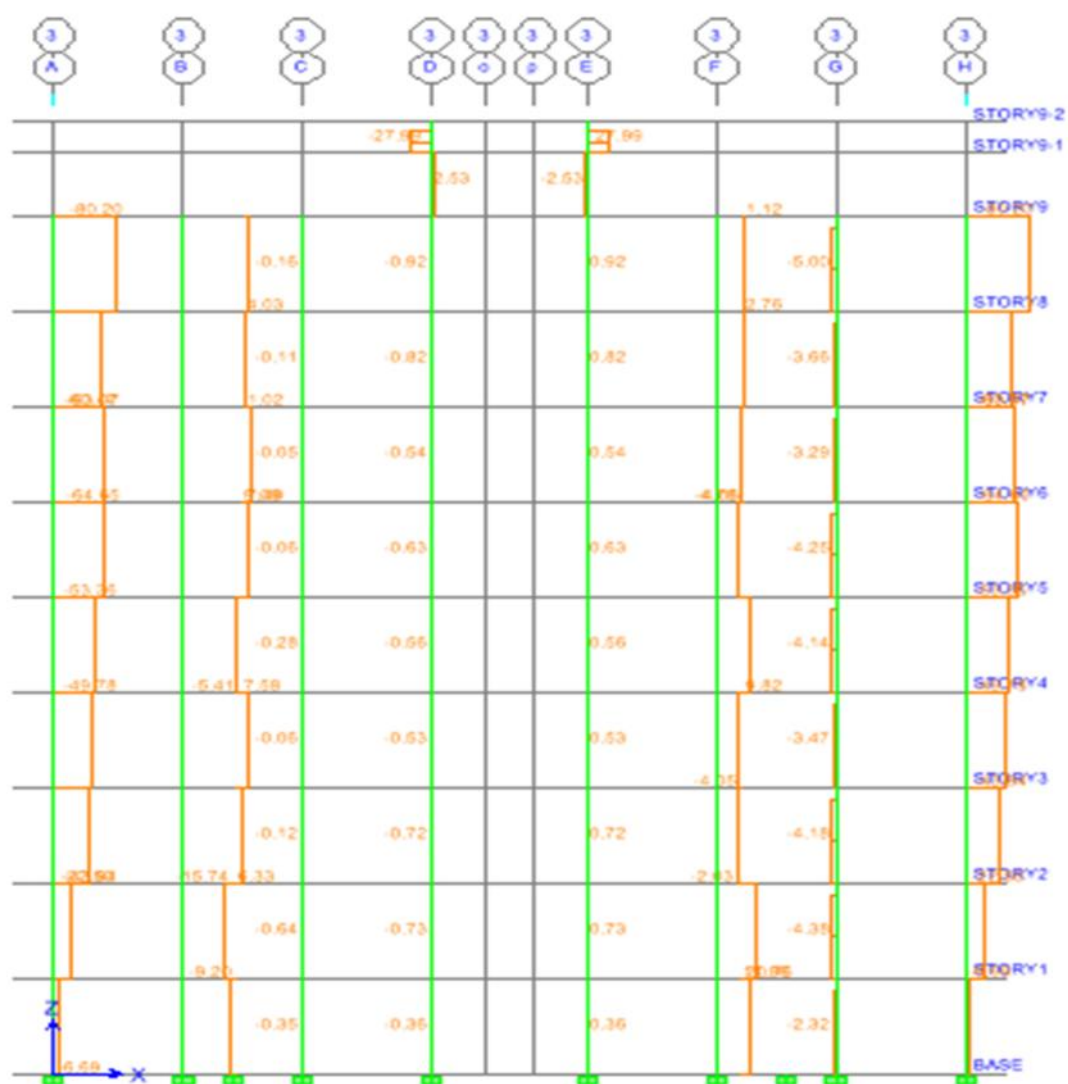


Figure VI.2:Diagramme des efforts tranchants (sens longitudinal) du portique 3-3
Combinaison ELU.

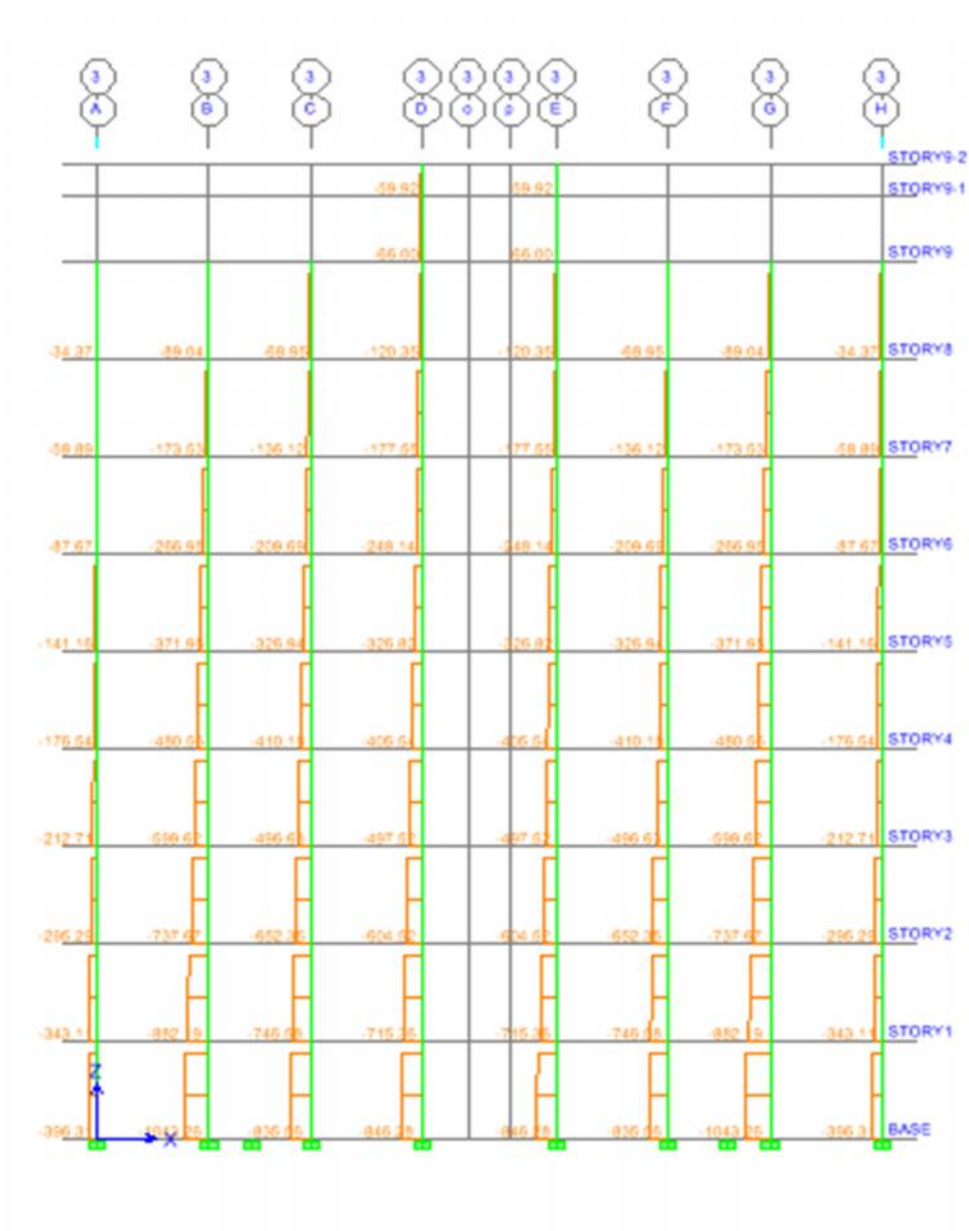


Figure VI3:Diagramme des efforts normaux (sens longitudinal) du portique 3-3
Combinaison ELU.

A) Ferraillage des Poteaux:

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour

les cas suivants :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.47	1	400	400

Tableau VI.A.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{max} - M_{corr}$
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{min} - M_{corr}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : $M_{max} - N_{cor}$

❖ **Combinaisons de calcul**

: **RPA.99/modifié 2003BAEL.91/modifié 99** :

$G + Q \pm E$ ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

$0.8 G \pm E$ ELS : $G + Q$

❖ **Détermination des efforts internes :**

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des Éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

a) Armatures longitudinales :

D'après le **(RPA99version 2003/Art7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique(**III**) est limité par les pourcentages suivants :

✓ **Le pourcentage minimal :**

Il ne doit pas être inférieur à la valeur suivante : 0,9% en zone **III** $\Rightarrow A_{\min}=0.009(b \times h)$.

- RDC, 1er, 2^{ème} $\rightarrow (45 \times 45) \Rightarrow A_{\min}=0.009(45 \times 45)=18.825 \text{ cm}^2$.
- Étages(3, 4, 5,) $\rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{\min}=0.009(40 \times 40)=14.4 \text{ cm}^2$.
- Étages(6,7,8) $\rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{\min}=0.009(35 \times 35)=11.025 \text{ cm}^2$.

✓ **Le pourcentage maximal :**

3% en zone courante :

- RDC, 1er, 2^{ème} $\rightarrow (45 \times 45) \Rightarrow A_{\max}= 0.04 (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$.
- Étages (3, 4, 5, 6) $\rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{\max}= 0.04(40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$.
- Étages(7,8) $\rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{\max}= 0.04 (35 \times 35)= 49 \text{ cm}^2$.

6% en zone de recouvrement :

- RDC, 1er, 2^{ème} $\rightarrow (45 \times 45) \Rightarrow A_{\max}= 0.06(45 \times 45) = 121.5 \text{ cm}^2$.
- Étages(3, 4, 5,) $\rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{\max}= 0.06(40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$.
- Étages(6,7,8) $\rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{\max}= 0.06 (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$.

✓ **Le diamètre minimal des armatures longitudinales** est de 12mm✓ **La longueur minimale des recouvrements** est de 50 ϕ en zone III.

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm, au-delà de cette valeur il est nécessaire d'introduire une autre barre.

- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ❖ La zone nodale est délimitée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. Les vérifications sont faites à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

b)Étapes du calcul :**b.1) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Pour le calcul des armatures longitudinales ; la section transversale des poteaux est sollicitée de deux manières différentes :

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :** vérifier les équations suivantes :

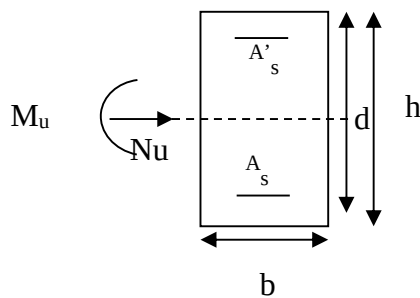
$$\text{ou: } \begin{cases} \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right) & (d - c') \times N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right) \end{cases}$$

L'excentricité e_u est calculée comme suit : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} .$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

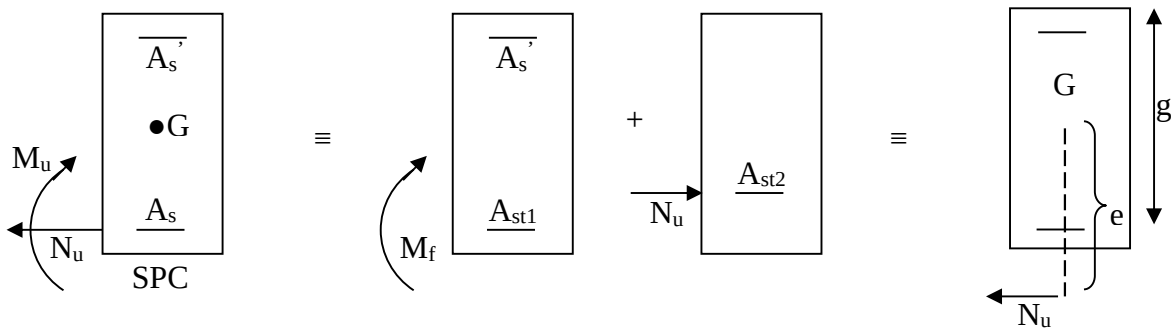
$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\gamma = 1$ Pour fissuration durable.

$\gamma_b = 1,15$ et $\gamma = 0,85$ Pour fissuration accidentelle.

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\alpha_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Si $\alpha \leq \alpha_\ell = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\gamma_s \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

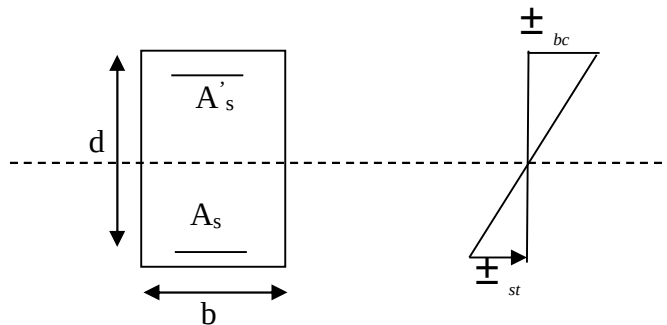
D'où la section réelle est $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

❖ Si $\alpha \geq \alpha_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

On calcul:

$$M_l = \alpha_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



Avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{M_l}{l \times d \times \pm_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \pm_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \pm_s} \quad \text{Avec : } \pm_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = \Delta A_{sc}$, $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\pm_s}$.

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$
- $N_u \times (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}.$

Deux cas peuvent se présenter :

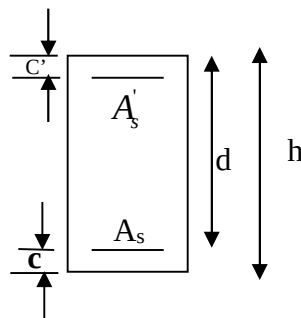
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N \times (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \pm_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s.$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times N_u \times (d - c') \times \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s' > 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bu}}{100\pm_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{(0,3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}})}{(0,8571 - \frac{c'}{h})}.$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

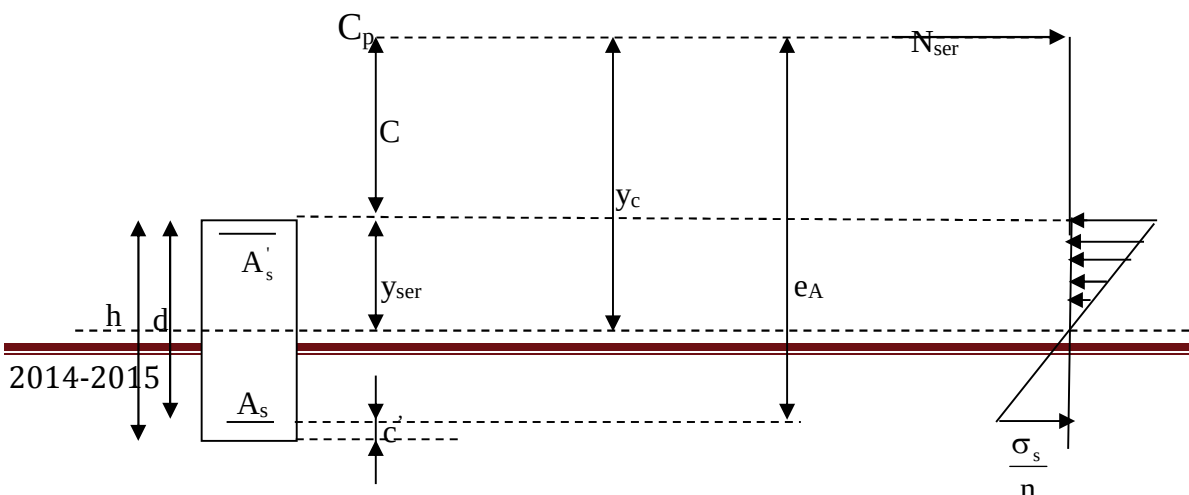
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**



Position de centre de pression

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_a$$

Avec : e_a à le signe de N_{ser}

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

Si $N_{ser} \geq 0$ $\hat{G}$ $\begin{cases} c \geq 0 & \text{si } e_a \leq d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c \leq 0 & \text{si } e_a > d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$

On pose $Y_{ser} = Y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 \left(\sqrt{\Delta} - a \right)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}.$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

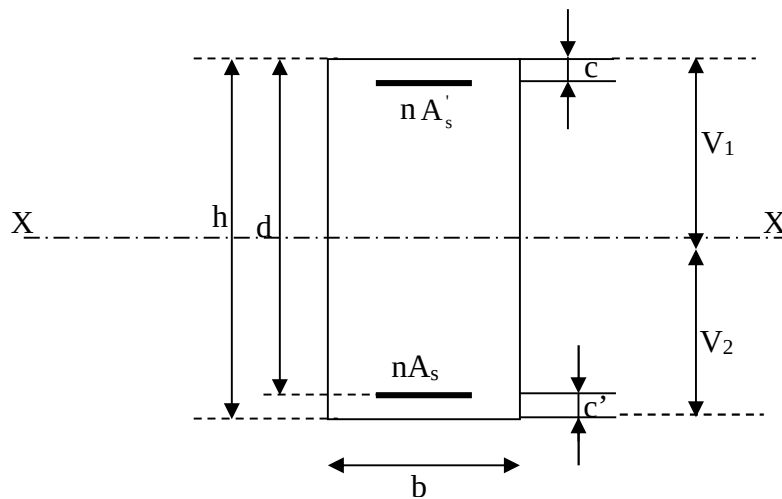
$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s, \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer

Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

➤ **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c .a. d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \tan \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = Ky_{ser}$, $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n = 15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée :

La section totale homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_2 - C')^2 - A_s' (V_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

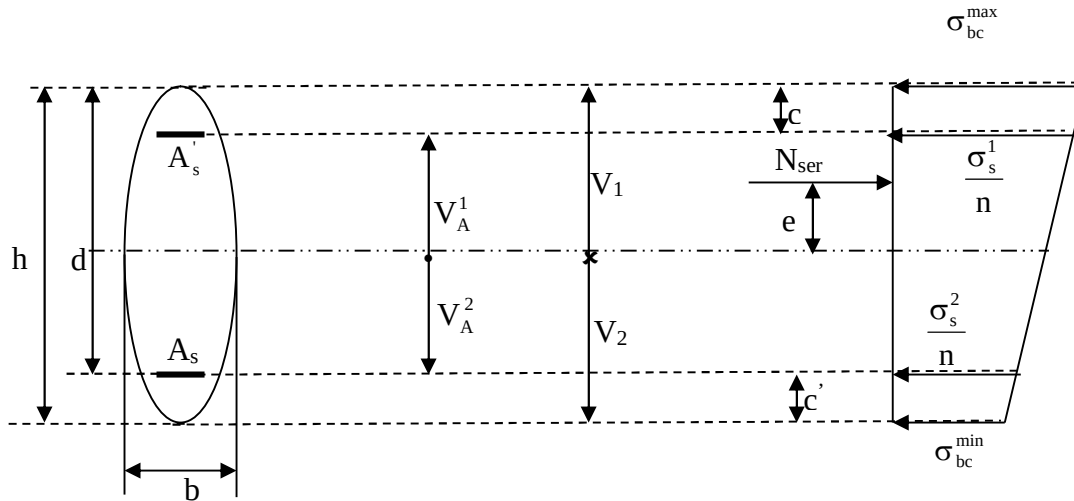
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

b.3) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ (RPA99version 2003/Art 7.4.2.2)}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ϕ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

❖ dans la zone nodale :

$$t \leq 10\phi_l, \quad \text{en zone III}$$

❖ dans la zone courante :

$$t' \leq \min\left(10 \phi_l^{\min}, \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) \quad \text{en zone III}$$

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élancement géométrique du poteau.

$$A_t \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \frac{l_f}{a} & \text{ou} \\ \frac{1}{4} \frac{l_f}{b} \end{cases}$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : la longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 $A_{t\min}$** ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des **cheminées** verticales en nombre et diamètre suffisants (**A_t cheminées > 12cm**) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **Rôle des armatures transversales** : Il consiste à remplir les fonctions suivantes :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

➤ Calcul des armatures

SECTION (cm²)	COMB	SOLLICI TATIONS		SENS	Mu(KNm)		OBSER VATION	A _{inf} (cm²)	A'sup (cm²)	A _{min} (cm²)	ferrailage	Aadopté (cm²)						
			N(KN)			e _u (cm)												
POT 45x45 NIV RDC 2,3	ELU	N _{max}	1484.38	XX	0.51	0.03435778	SEC	0	0	18.225	12HA 16	24.12						
				YY	4.7	0.31663051												
		N _{min}	276.42	XX	1.304	0.47174589												
				YY	0.981	0.35489473												
		N _{cor}	604.52	XX	19.39	6.56642623												
	YY			39.885	6.5977966													
	ACC	N _{max}	1885.17	XX	6.584	0.34925232							SPC	0	0	18.225	12HA 16	24.12
				YY	23.45	1.24391965												
		N _{min}	1392.84	XX	8.29	0.59518681												
				YY	3.408	0.24467993												
N _{cor}		154.71	XX	120.712	78.0246914													
		N _{cor}	146.43	YY	95.106	64.9498054												
POT 40x40 NIV 4,5,6	ELU	N _{max}	972.5	XX	1.0048	0.10332134	SEC	0	0	14.4	12HA14	18.48						
				YY	7.094	0.72946015												
		N _{min}	126.8	XX	16.7	13.170347												
				YY	0.423	0.33359621												
		N _{cor}	357.52	XX	29.108	8.14164243												
				YY	47.237	14.4898773												
		N _{max}	834.11	XX	1.786	0.21412044												
				YY	27.728	3.32426179												
		N _{min}	508.84	XX	2.656	0.52197154												

ACC			YY	2.576	0.50624951				
		132.77	XX	105.926	79.7815772	SPC	0	0	
N _{cor}		464.8	YY	75.1	16.1574871	SEC	0	0	
POT 35x35 NIV 7,8,9	ELU		XX	0.933	0.19490286	SEC	0		
		N _{max}	478.7	YY	4.125	0.86170879		0	
				XX	1.12	17.0731707	SPC		
		N _{min}	6.56	YY	0.698	10.6402439	SEC	0	
			78.11	XX	32.285	41.3327359	SPC		
		N _{cor}	120.35	YY	45.213	37.5679269	SPC	0	
				XX	2	0.48812633			
		N _{max}	409.73	YY	25.499	6.22336661	SEC	0	
				XX	2.42	2.94618943			
		N _{min}	82.14	YY	1.875	2.28268809			
ACC		77.24	XX	76.674	99.2672191	SPC	0	0	
		N _{cor}	72.674	YY	54.31	74.7309905	SPC	0	0

11.02

8HA 14

12.32

11.02

8HA 14

12.32

2) Délimitation de la zone nodale: (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifié 2003).

➤ Au niveau des poutres :

$$L' = 2 \times h.$$

h : Hauteur de la poutre.

➤ Au niveau des poteaux :

$$h' = \max = (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}).$$

b₁, h₁ : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nu des poteaux.

- Poteaux de RDC et autres niveaux :

$$h' = \max = (261/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

3- Vérification au cisaillement : (RPA Art 7-4-3-2)

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{bxd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.A.3: Vérification des efforts tranchants dans les poteaux

Niveau	Vu	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	t_b	Vérification
RDC ; 1 ; 2	78.14	45	42	4.76	0,04	0.413	1	OK
3 ; 4 ; 5	71.63	40	37	5.35	0,075	0.484	1,875	OK
6 ; 7 ; 8	53.56	35	32	6.12	0,075	0.478	1,875	OK

.

d) Vérifications à l'ELS :

d.1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d} \right]$$

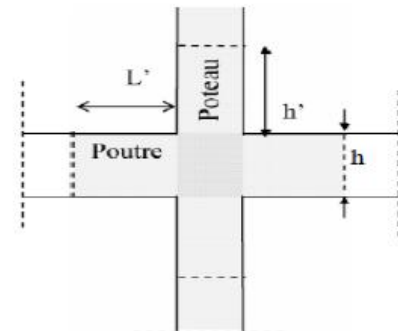


Figure VI.A. .Délimitation de la zone nodale

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Combinaiso	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (cm)	h/6 (cm)	Nature	Amin Cm ²	A adoptée Cm ²	OBS
Zone I (45x45)	Nmax-Mcor	1080.85	0.363	0.03	7,5	SEC	5,63	24.12	OK
	Nmin-Mcor	202	0.94	0.47	7,5	SEC	6	24.12	OK
	Ncor-Mmax	440.88	28.94	6.57	7,5	SEC	23.84	24.12	OK
Zone II (40x40)	Nmax-Mcor	708.11	5.11	4.16	6,7	SEC	8,43	18.48	OK
	Nmin-Mcor	92.97	12.108	1.41	6,7	SEC	5.07	18.48	OK
	Ncor-Mmax	238.5	34.319	3.94	6,7	SEC	7.93	18.48	OK
Zone III (35x35)	Nmax-Mcor	348.8	2.96	2.8	5,8	SEC	5.1	12.32	OK
	Nmin-Mcor	4.73	0.879	0.15	5,8	SEC	3.34	12.32	OK
	Ncor-Mmax	88.33	32.904	3.5	5,8	SEC	4.94	12.32	OK

Tableau VI.A.4:Vérification de la condition de non fragilité

d.2) Vérification des contraintes a l'ELS

➤ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissible.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.A.5 :vérification des contraintes à l ELS

SECTION (cm ²)	SOLLICI TATIONS	N(KN)	SENS	Mu(KNm)	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	σ_b (MPa)	σ_{ssup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS
POT 45x45 NIV 1,2,3	N _{max}	1080.85	XX	0.363	4.79	4.75	15	71.8	71.3	400	OK
			YY	3.371	4.94	4.6		73.8	69.3		OK
	N _{min}	202	XX	0.945	0.94	0.84		14	12.7		OK
			YY	0.712	0.93	0.85		13.9	12.9		OK
	N _{cor}	277.29	XX	7.973	1.64	0.81		23.7	13		OK
			YY	13.981	3.4	1.94		49.4	30.5		OK
POT 40x40 NIV 4,5,6	N _{max}	708.11	XX	0.73	3.86	2.37	15	57.8	56.5	400	OK
			YY	5.11	4.16	2.3		61.7	52.6		OK
	N _{min}	92.97	XX	12.108	1.41	0		19	5.9		OK
			YY	0.309	0.52	0.5		7.77	7.23		OK
	N _{cor}	260.1	XX	21.089	2.86	0.57		39.7	2.3		OK
			YY	34.319	3.94	0		52.5	22		OK
POT 35x35 NIV 7,8,9	N _{max}	348.8	XX	0.638	2.54	1.32	15	38	36.3	400	OK
			YY	2.96	2.8	1.17		41	33.2		OK
	N _{min}	4.73	XX	0.879	0.15	0		1.89	-1.85		OK
			YY	0.508	0.09	0		1.22	-0.32		OK
	N _{cor}	57.41	XX	23.41	3.89	0		44.4	-90.2		OK
			YY	32.904	3.5	0		63.3	-121.6		OK

e) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le but de confiner les armatures longitudinales, et éviter l'éclatement du béton. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \dots\dots\dots (\text{RPA99version 2003/Art 7.4.2.2})$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

b_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_1 = \begin{cases} 2.5 & \text{si l'élancement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 & \text{dans le cas contraire.} \end{cases}$$

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

If: La longueur de flambement des poteaux.

St: espacement des armatures transversales.

a, b: dimensions de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.707 \times L_0$$

$l_0 = 306$ cm pour les Poteaux des étages courants.

Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA99/2003, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

❖ Poteaux (45x45) :

1-Poteaux de RDC, 1^{ère} et 2^{ème} étage

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76$$

$$\lambda < 5 \text{ donc } \rho = 3.75$$

$$T_u = 78.14 \text{ KN}$$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \Phi_l^{\min}) = \min 10 \times 1.4 ; = 14 \text{ cm en zone III.}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \implies A_t = \frac{3.75 \times 78.14 \times 10^3}{45 \times 40000} \times 10 = 1.63 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.00 \text{ cm}^2$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \min\left(10 \Phi_l^{\min}, \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\sigma_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \implies A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{3.75 \times 78.14 \times 1000}{45 \times 400 \times 100} \right) \times 15 = 2,44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

❖ **Poteaux (40x40) :**

$$lf = 0.7 \times 3.0.6 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{lf}{a} = \frac{2.142}{0.40} = 5.35$$

$\lambda > 5$ donc $\rho = 2.5$

$$T_u = 71.63 \text{ KN}$$

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \Phi_1^{\min})$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 71.63 \times 1000}{40 \times 400 \times 100} \right) \times 10 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.00\text{cm}^2$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \text{ á } \min\left(10 c_L^{\min}, \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$.

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{\rho V_u}{H_1 f_e} S_t = \frac{2.5 \times 71.63 \times 1000}{40 \times 400 \times 100} \times 15 = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2.00 \text{ cm}^2$$

Poteaux (35x35)

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{2.142}{0.35} = 6.12$$

$$\lambda > 5 \text{ donc } \rho = 2.5$$

$$T_u = 53.56 \text{ KN}$$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \Phi_1^{\min})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho V_u}{H_1 f_e} S_t = \frac{2.5 \times 53.56 \times 1000}{35 \times 400 \times 100} \times 10 = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2.00 \text{ cm}^2$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \min\left(10 c_L^{\min}, \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{\rho V_u}{H_1 f_e} S_t = \frac{2.5 \times 65.3 \times 1000}{35 \times 400 \times 100} \times 15 = 1.43 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 4HA8 = 2.00\text{cm}^2$

f) Vérification de la quantité d'armatures transversales :(RPA2003/Art 7.4.2.2)

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 $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :

Poteaux de RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage (45×45) cm^2 $A_t^{\min} = 0.36\% \times S_t \times b = 0.0074 \times 10 \times 45 = 1.62\text{cm}^2$.

Poteaux de (40×40) cm^2 $A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2\text{cm}^2$.

Poteau de (35×35) cm^2 $A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05\text{cm}^2$.

En zone courante ($S_t = 15\text{cm}$):

Poteaux de 1^{ère} et 2^{ème} étage (45×45) cm^2 ... $A_t^{\min} = 0.36\% \times S_t \times b = 0.0036 \times 15 \times 45 = 2.43\text{cm}^2$.

Poteaux de (40×40) cm^2 $A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80\text{cm}^2$.

Poteau de (35×35) cm^2 $A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575\text{cm}^2$.

Tableau VI.A.6 : Sections des armatures transversales.

	45x45	40x40	35x35
--	-------	-------	-------

	RDC,1,2	3, 4, 5	6, 7, 8
Efforts tranchants(KN)	78.14	71.63	53.56
Elancement géométrique l g	4.76	5.35	6.12
Coefficient correcteur ρ_1	3.75	2.5	2.5
At zone nodale (St = 10 cm) cm^2	1.63	1.12	0.96
At zone courante (St = 15 cm) cm^2	2.44	1.68	1.43
At min zone nodale (St = 10 cm) cm^2	1.62	1.2	1.05
At min zone courante (St = 15 cm)	2.43	1.80	1.575
Ferraillage adopté sur les 2 zones (cm^2)	3.14	2.01	2.01
Choix de At	2 cadres (HA10)	2 cadres (HA8)	2 cadres (HA8)

Conclusions:

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « **RPA.99-V 2003** » en zone II

Tableau VI.A.7: Ferraillage finale des poteaux

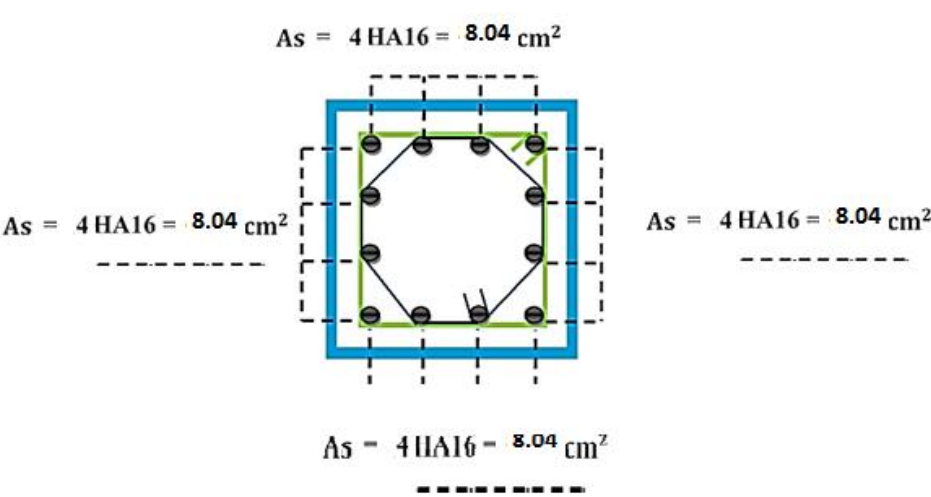
	NIVEAU	Section (cm^2)	Armatures longitudinaux
Zone I	RDC, 1,2	45x45	12HA16
Zonell	3,4,5	40x40	12HA14

Zonelll	6,7,8	35x35	8HA14
---------	-------	-------	-------

Conclusion :

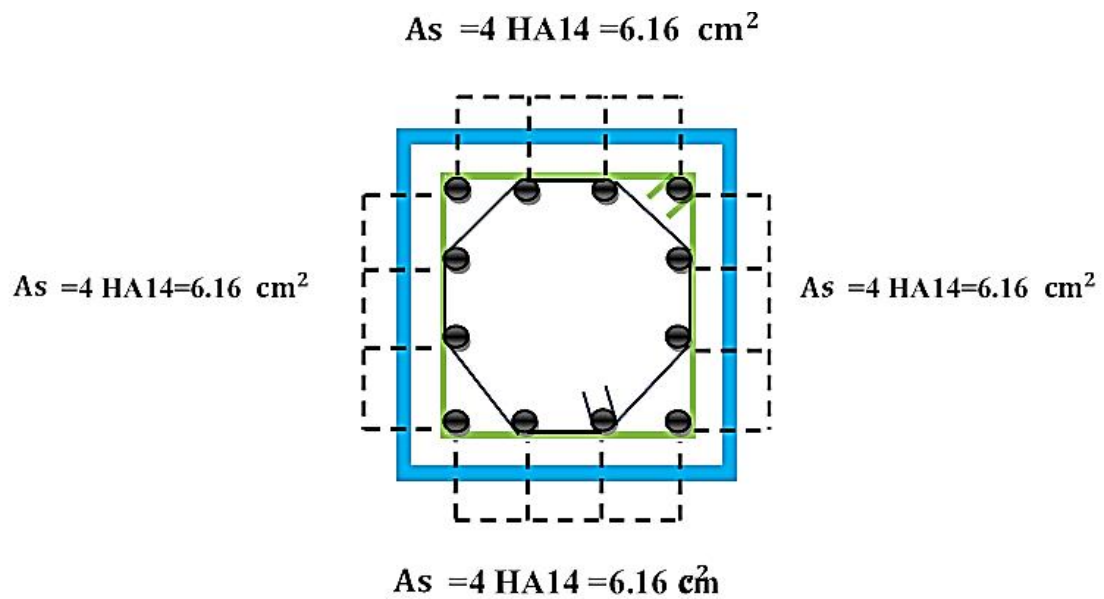
- Poteaux (45X45)

La section total est de 12HA16 = 24.12cm² > As min= 20 cm².



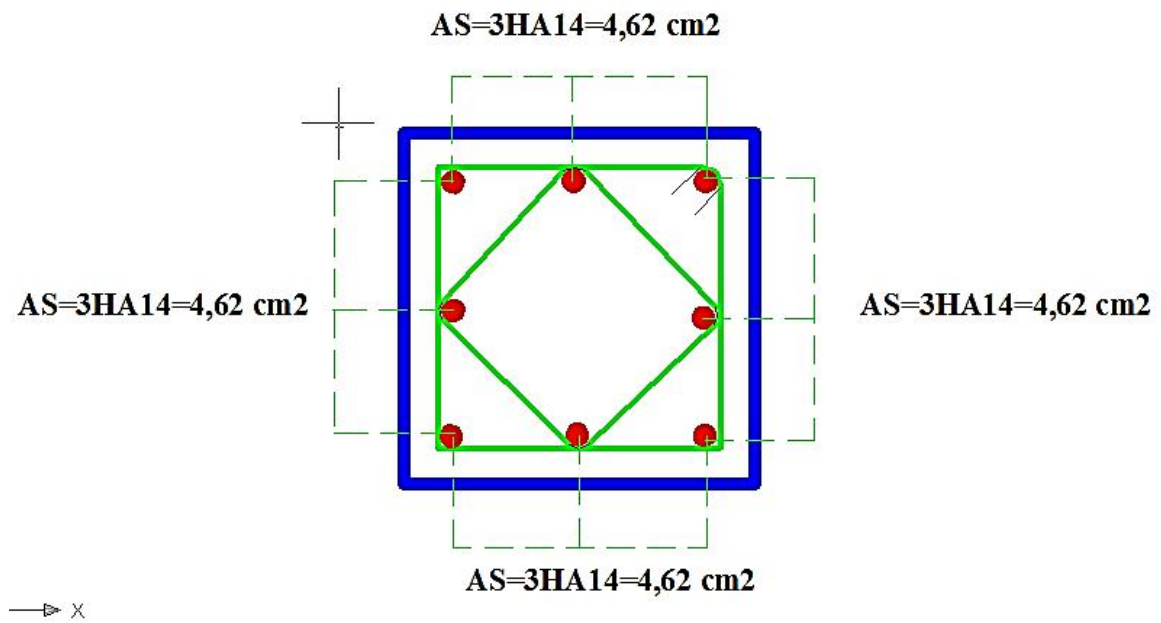
- Poteau x (40X40) La secti

on totale est de $12\text{HA}14 = 18.48 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$.



- Poteaux (35X35)

La section totale est de $12\text{HA}14 = 18.48 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$.



VII : ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé reliant les poteaux entre eux, dans les deux sens formant ainsi des portiques longitudinaux et transversaux. On distingue les poutres principales, et les poutres secondaires.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple ceci en tenant compte de la combinaison la plus défavorable au niveau des appuis ainsi que la combinaison à l'ELU en travée.

Recommandation de RPA Pour le ferrailage des poutres :**1-Armatures longitudinales :**

- a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

➤ **Poutres principales de (30×40) :** $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

➤ **Poutres secondaires de (30×35) :** $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

- b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

→ 4% en zone courante.

→ 6% en zone de recouvrement.

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Remarque : Les nœuds de portiques doivent être convenablement ferrailés par des armatures transversales en forme de U avec alternance.

2-Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : $\Phi_{\min}$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ 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 :

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.

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.

- ❖ **Remarque :** Les armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui.
- ❖ **Les situations à considérer :** Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.47	1	400	400

Tableau VII.A.1 :Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

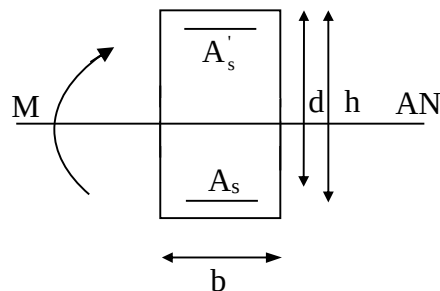
3-Etapes de calcul à L'ELU:

Le calcul du ferrailage sera mené en suivant le méthode suivante :

1-Calcul du moment réduit :

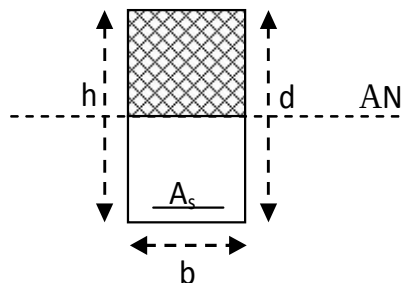
$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$$

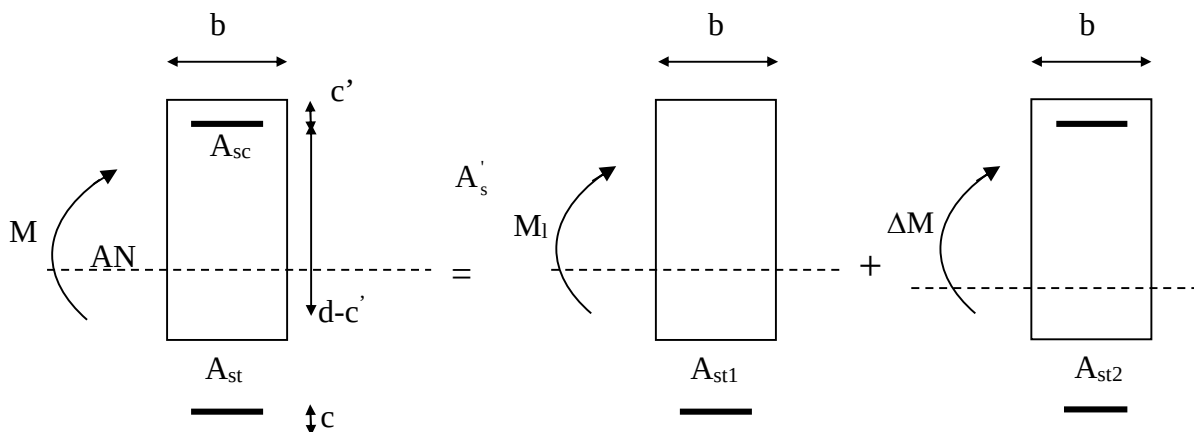
**2-Calcul du moment réduit (μ_l) :**

- a) si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



- b) $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu} \text{ et } \Delta M = M - M_1$$

Finalement :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} b$$

▪ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants

➤ Ferraillage des poutres principales (30x40)

ZONE		Mumax (KN.m)	Situation	Obs	Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Ferraillage
Zone I	Travée	37.484	ELU	SSA	3.02	6	6.88	3HA14+2HA12
	Appui	84.468	ACC	SSA	5.9		8,01	3HA14+3HA12
Zone II	Travée	40,126	ELU	SSA	3.2	6	6.88	3HA14+2HA12
	Appui	110.319	ACC	SSA	7.7		8,01	3HA14+3HA12
Zone III	Travée	41.512	ELU	SSA	3.3	6	6.88	3HA14+2HA12
	Appui	114.313	ACC	SSA	8		8,01	3HA14+3HA12

Tableau VII.A.2 : Ferraillage des poutres principales.

➤ Ferrailage des Poutres Secondaires (30x35) :

		Mumax (KN.m)	Situation	Obs	Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Ferrailage
Zone I	Travée	16,759	ELU	SSA	1.54	5.25	3.38	3HA12
	Appui	30,062	ACC	SSA	2.4		6.77	3HA12+3HA12
Zone II	Travée	27,342	ELU	SSA	2.54	5,25	3.38	3HA12
	Appui	48,758	ACC	SSA	3.9		6.77	3HA12+3HA12
Zone III	Travée	31,759	ELU	SSA	2.97	5,25	3.38	3HA12
	Appui	56,717	ACC	SSA	4.5		6.77	3HA12+3HA12

Tableau VII.A.3 : Ferrailage des poutres secondaires

➤ Vérifications à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

Poutres principales de (30x45) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'ou } A_s = 8,01 > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires de (30x35):

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'ou } A_s = 6,77 > A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\text{Poutres principales } \tau_u = \frac{83 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires } \tau_u = \frac{56,25 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,59 \text{ MPa}$$

➤ **Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91.art A.5.1.21)**

Dans le cas où la fissuration est peut nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 4,35 \text{ MPa}.$$

$$\text{Poutres principales } \tau_u = 0,74 \text{ MPa} < 4,35 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{Poutres secondaires } \tau_u = 0,59 \text{ MPa} < 4,35 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.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 moment égale à :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d}$$

$$D'ou A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales } 83 - \frac{114,313}{0,9 \times 0,37} = -260,28 < 0.$$

$$\text{Poutres secondaires } 56,25 - \frac{56,717}{0,9 \times 0,32} = -138,78 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales } T_u = 83 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,37 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{ kN}$$

$$\text{Poutres secondaires } T_u = 56,25 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ kN}$$

f) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : BAEL 91 Art A. 6.1, 3

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

Poutres principales

$$3HA12 + 3HA14 = (3 \times 3,14 \times 1,2) + (3 \times 3,14 \times 1,4) \Rightarrow \sum U_i = 24,50 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{83 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,370 \times 0,245} = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

$$3HA12 + 3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 22,60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{56,25 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,320 \times 0,226} = 0,864 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

g) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

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 barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16.93 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.75 \text{ cm}$.

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

❖ Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(1.38 ; 1.2 ; 3)$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ Calcul des espacements:**Poutres principales :**

$$\text{➤ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow (10; 14.4; 30 \text{ cm})$$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$.

$$\text{➤ Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires

➤ **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right) \Rightarrow (8.75; 14.4; 30\text{cm})$

Soit $S_t = 8\text{cm}$.

➤ **Zone courante** : $S'_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$\begin{cases} L' = 2 \times 40 = 80\text{ cm} & \text{poutres principales.} \\ L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm} & \text{poutres secondaires} \end{cases}$$

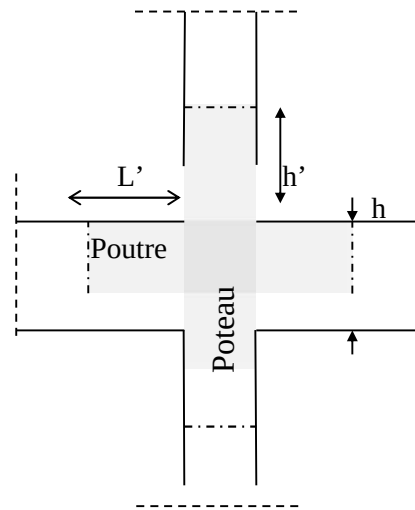


Figure VII.A.4 .Délimitation de la zone nodale

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

✓ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 S_t b \quad (\text{article 7.5.2.2 RPA99 version 2003})$$

$A_t^{\min}$ de la poutre principale dans la zone courante

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

	Poutres principales		poutres secondaires	
	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale
Espacement maximal S_t	15	8	15	8
La largeur b	30	30	30	30
A_t min	1,35	0,72	1,35	0,72
A_s adoptée	Cadre + étrier (HA8)	Cadre + étrier (HA8)	Cadre + étrier (HA8)	Cadre + étrier (HA8)

Tableau VII.A.5 Récapitulatif de la quantité des armatures transversales

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

Poutres principales :

		M_s (KNm)	A_s a l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\sigma_{bc(MP)}$ a)	$\bar{\sigma}_{bc(MP)}$ a)	obs.
Zone I	Travée	26.45	6.86	0.619	0.884	28.10	117.74	4.19	15	vérifiée
	Appui	36.673	8.01	0.721	0.877	25.65	141.07	5.50	15	vérifiée
Zone II	Travée	29.109	6.86	0.619	0.884	28.10	129.54	4.61	15	vérifiée
	Appui	43.054	8.01	0.721	0.877	25.65	165.44	6.45	15	vérifiée
Zone III	Travée	30.114	6.86	0.619	0.877	28.10	135.16	4.81	15	vérifiée
	Appui	46.60	8.01	0.721	0.886	25.65	177.24	6.91	15	vérifiée

Tableau VII.A.6: Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS.

Poutres secondaires :

		M_s (KNm)	A_s a l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs.
Zone I	Travée	12.104	3.38	0.353	0.908	39.35	123.24	3.13	15	vérifiée
	Appui	21.745	6.77	0.706	0.878	25.98	114.32	4.40	15	vérifiée
Zone II	Travée	19.766	3.38	0.353	0.908	39.35	201.26	5.11	15	vérifiée
	Appui	35.288	6.77	0.706	0.878	25.98	185.52	7.14	15	vérifiée
Zone III	Travée	25.28	3.38	0.353	0.908	39.35	257.4	6.54	15	vérifiée
	Appui	41.08	6.77	0.706	0.878	25.98	215.97	8.31	15	vérifiée

Tableau VII.A.7: Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS.

VI-5) Etat limite de déformation de la flèche :

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.

➤ poutres principale :

On doit vérifier que $f < \bar{f}$

$\bar{f} = l/500$ si la portée est au plus égale à 5m (ARTB.6.5, 3 BAEL 91 mod 99)

La valeur de la flèche maximale donnée par le logiciel ETABS est de $f = 0.042\text{cm}$

$f = 0.042 < \bar{f} = 450/500 = 0.9\text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ poutre secondaire :

On doit vérifier que $f < \bar{f}$

$\bar{f} = l/500$ si la portée est au plus égale à 5m (ARTB.6.5, 3 BAEL 91 mod 99)

La valeur de la flèche maximale donnée par le logiciel **ETABS** est de $f = 0.028\text{cm}$

$$f = 0.028 < \bar{f} = 400/500 = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

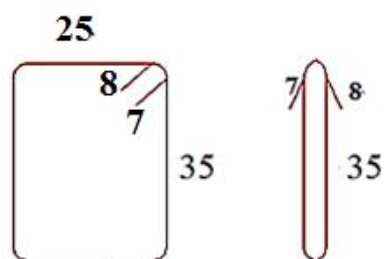
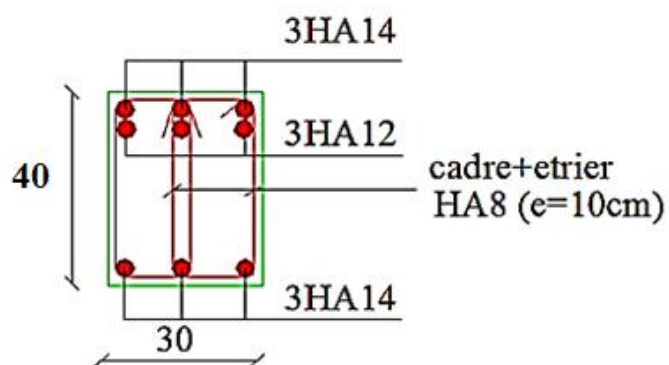
❖ Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14+2HA12	3HA12+3HA14	Cadre+étrier HA8 (St=15cm)	Cadre+étrier HA8 (St=8cm)
Poutres secondaires	3HA12	3HA12+3HA12	Cadre+étrier HA8 (St=15cm)	Cadre+étrier HA8 (St=8cm)

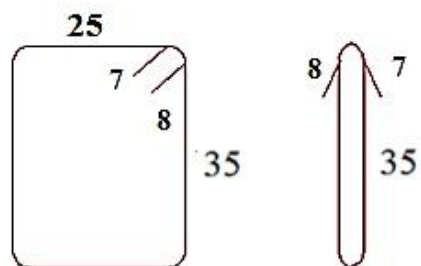
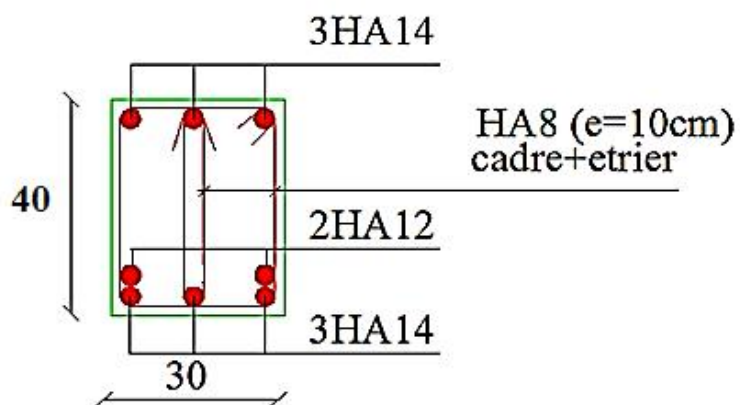
Tableau VII.A.8: Récapitulatif de Ferraillage des poutres principales et secondaire.

❖ Poutre principale

Aux appuis

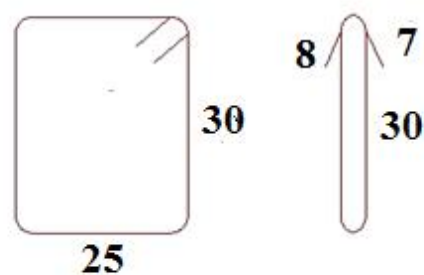
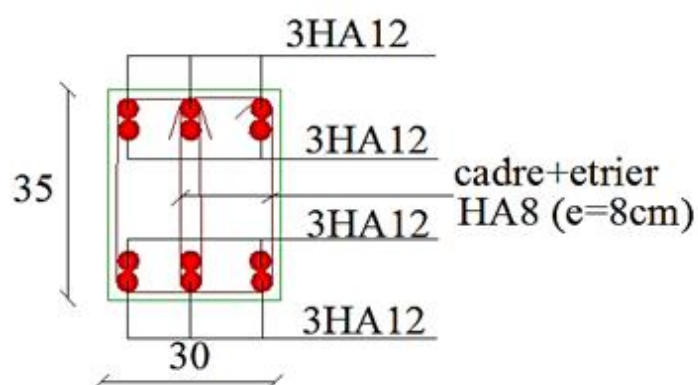


En travées

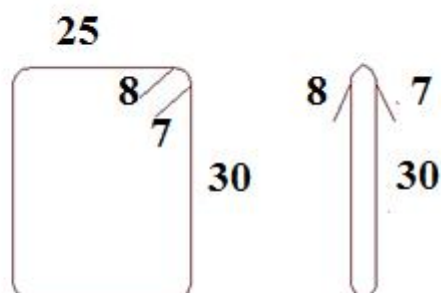
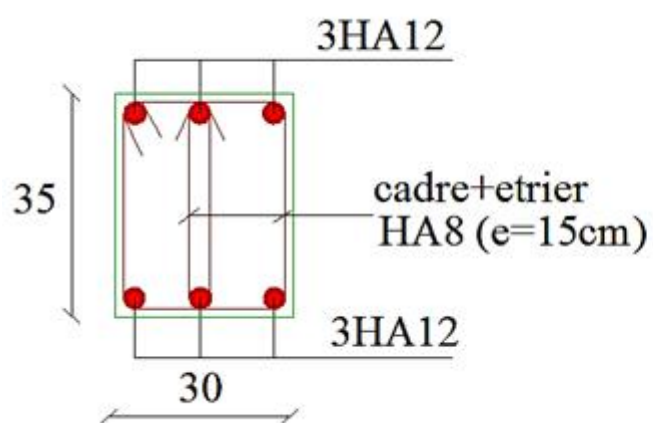


❖ Poutre secondaire

Aux appuis



En travées



VIII.1. Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. 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.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone I : RDC et 1^{er} 2^{ème}, étage.
- Zone II : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- Zone III : 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

VIII.2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91	$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$
Selon le RPA révisé 2003	$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$

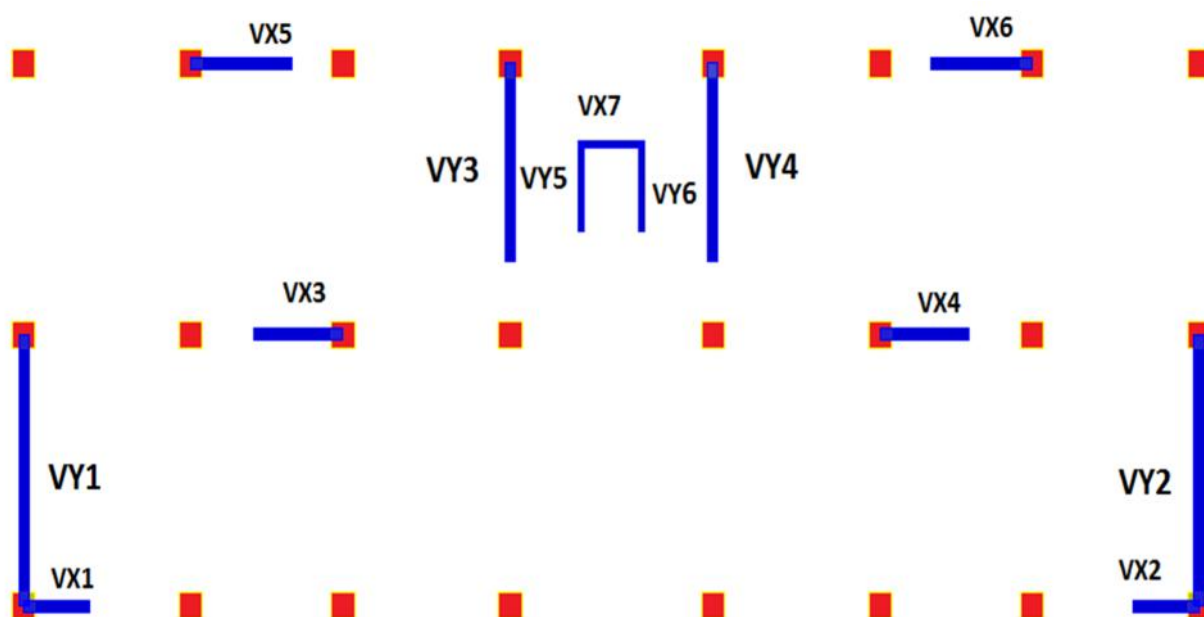


Figure VIII.A.1 : La numérotation des voiles dans l'ETABS.

VIII.3. Ferraillage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VIII. 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 voile.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

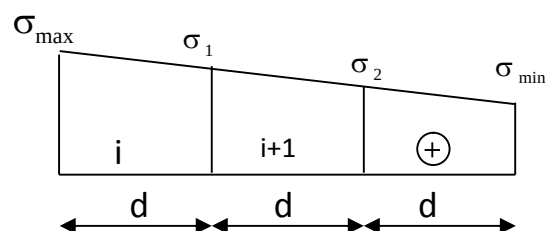
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



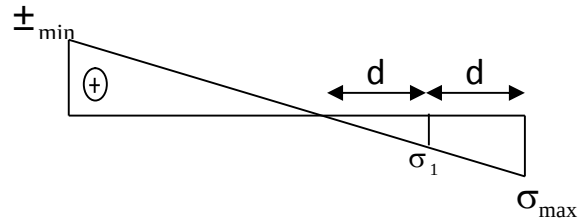
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

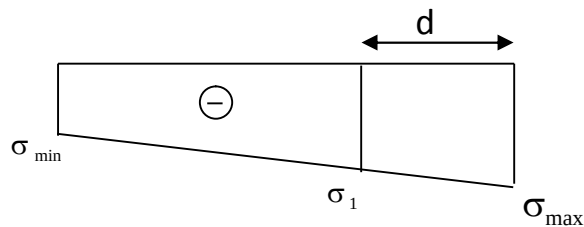
- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



VIII.4. Détermination des armatures :

VIII.4.1. Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma(2‰)$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \pm (2‰) \leq \frac{f_e}{\gamma_s} \leq \frac{400}{1.15} \leq 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \pm (2‰) \leq \frac{f_e}{\gamma_s} \leq \frac{400}{1} \leq 400 \text{ MPa}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma(10‰)$ = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰).

Combinaisons courantes : $\pm_s (10\%) \leq \frac{f_e}{\gamma_s} \leq \frac{400}{1.15} \leq 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\pm_s (10\%) \leq \frac{f_e}{\gamma_s} \leq \frac{400}{1} \leq 400 \text{ MPa}$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma(2\%)$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

Combinaisons courantes : $\pm (2\%) \leq \frac{f_e}{\gamma_s} \leq \frac{400}{1.15} \leq 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\pm (2\%) \leq \frac{f_e}{\gamma_s} \leq \frac{400}{1} \leq 400 \text{ MPa}$

VIII.4.2. Armatures minimales :

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left[\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.2 \% B \right]$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left[\frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.002 B \right]$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences du RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %

- En zone courantes 0.10 %

VIII.4.3. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- _ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- _ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VIII.4.4. 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.

VIII.4.5. 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII.4.6.Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

VIII.4.7.Dispositions constructives :

➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

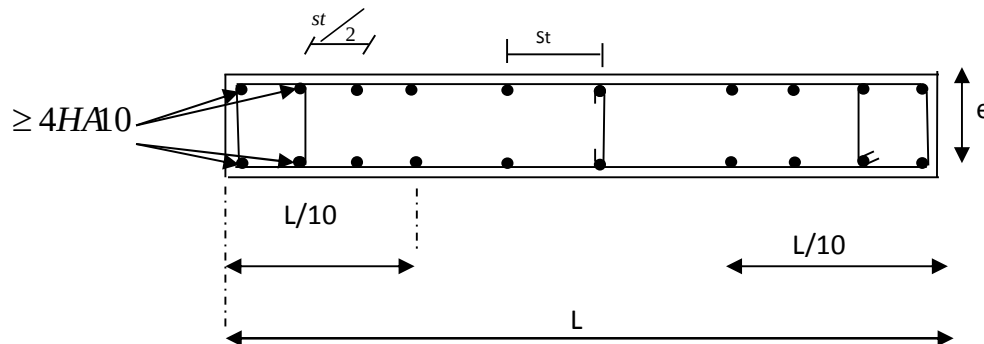


Figure VII.A.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à : $\dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} \leq \frac{e}{10} \leq 20\text{mm}$$

VIII.5.Vérification :

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 3.26\text{MPa.} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VIII.6.Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage des voiles transversaux (VX1 et VX2) de la zone 1 :

$$L = 1.3 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}, v = v' = 0.525 \text{ m}$$

$$B \geq 0.26 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} \leq 9572.63 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 0.8G + Ey$$

$$\sigma_{\min} \leq 6792.33 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow GQ + Ex$$

$$L_c \leq \frac{9572.63}{9572.43 + 6792.33} \cdot 1.3 \leq 0.76 \text{ m}$$

$L_c = 0.76 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$L_t = L - L_c = 0.54 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d = \frac{lt}{2} = 0.27 \text{ m}$$

$$d \leq \left(\min \frac{2}{3} lc = 0.51; \frac{h}{2} = 1.43 \text{ m} \right) = 0.51 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_1 \leq \frac{E_t}{L_t} J d \cdot \frac{\sigma_{\max}}{L_t} \leq 3396.2 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 \leq \frac{h}{2} \cdot \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \leq 271.26 \text{ KN}$$

$$N_2 \leq \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \leq 91.7 \text{ KN}$$

➤ Armatures verticales :

$$A_{v1} \leq \frac{N_1}{\sigma_{s2}} \leq 6.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} \leq \frac{N_2}{\sigma_{s2}} \leq 2.3 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} \leq \max \left(0.002 B, \frac{0.23 B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

tell que $B \geq d \geq e$

$$A_{1\min} \leq 2.7 \text{ cm}^2$$

➤ Armature de coutures :

$$A_{vj} \geq 1.1 \frac{T}{f_e} \geq 1.1 \times \frac{1,4 \times 168,75 \times 10}{400} \geq 6,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} \geq 6,5 \text{ cm}^2$$

➤ Sections d'armatures totales :

$$A_{v1} \geq \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} \geq \frac{6,87}{2} + \frac{6,5}{4} = 5,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} \geq \frac{A_{v2}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} \geq \frac{2,3}{2} + \frac{6,5}{4} = 2,8 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 6HA14 = 9,24 cm²/d₁ soit: 3HA14 /nappe avec espacement de 13 cm

2^{ème} bande : 4HA12 = 4,52 cm²/d₂ soit: 2HA12/nappe avec espacement de 18 cm

➤ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_H \geq \frac{A_v \text{ adopté}}{4} \geq 2,66 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA révisé 2003 :

$$A_H \geq 0,15 \% \times B \geq 3,9 \text{ cm}^2$$

Soit : 10 HA12 = 11,3 cm²/ml

Soit : 5HA12 = 5,65 cm²/nappe avec : S_t = 20 cm

➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{- BAEL 91 : } \sigma_u \leq \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{168,75 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3,5 \times 10^3} \leq 0,892 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 0,892 \text{ MPa} < \sigma_{u, \text{lim}} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{u, \text{lim}} = \min \left(0,15 \frac{25}{1,15}, 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \sigma_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.40168,75 \times 10^3}{2000 \cdot 0,901,3 \times 10^3} = 1.0096 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.0096 \text{ MPa} < \sigma_{b, \text{lim}} = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{425,8 \times 10^3}{0.26 \times 10^6 + 15 \times 6,15 \times 10^2} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,53 \text{ MPa} < \sigma_{b, \text{lim}} = 5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Ferrailage des voiles longitudinaux VX1, VX2

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.3	1.3	1.3
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.26	0.26	0.26
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		9572.63	4368.9	2217.16
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-6792.33	-2661.24	-1098.96
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		168.75	147.63	112.5
	L _t (m)		0.54	0.49	0.43
	L _c (m)		0.76	0.81	0.87
	d (m)		0.270	0.246	0.215
	σ_1 [KN/m²]		3396.165	1330.620	549.480
	N (kN)	N ₁	274.87	98.22	35.51
		N ₂	91.623	32.741	11.836
	A _v (cm²)	A _{v1}	6.87	2.46	0.89
		A _{v2}	2.29	0.82	0.30
	A _{vj} (cm²)		6.50	5.68	4.33
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8.50	3.88	1.97
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.91	2.24	1.38
	A _{min} (cm²)		2.83	2.58	2.26
	A _v adopté (cm²)	Bande1	9.24	6.78	6.78
		Bande 2	4.52	4.52	4.52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA12
		Bande 2	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12
	S _t (cm)	Bande1	13	13	13
		Bande 2	18	18	18
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1.62	1.48	1.29
	A _H /nappe (cm²)		2.31	1.70	1.70

		Choix des barres/nappe (cm ²)	5HA12	5HA10	5HA10
		ep =20cm	(A=5.65cm)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	$\sigma_u(\text{MPa})=$	0.721	0.631	0.481
		$\sigma_b(\text{MPa})=$	1.010	0.883	0.673
	ELS	Ns (kN)	336	243.8	117
		$\sigma_b(\text{MPa})=$	1.2E+00	8.8E-01	4.2E-01

Ferrailage des voiles transversaux (VY1, VY2) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4.5	4.5	4.5
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.9	0.9	0.9
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		9846.96	4211.46	3893.44
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-7304.74	-5053.83	-2267.85
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		985.46	915.86	557.5
	L _t (m)		1.92	2.45	1.66
	L _c (m)		2.58	2.05	2.84
	d (m)		0.958	1.227	0.930
	σ_1 [KN/m²]		3652.370	2526.915	994.517
	N (kN)	N ₁	1049.97	930.37	303.40
		N ₂	349.989	310.124	72.238
	A _v (cm²)	A _{v1}	26.25	23.26	7.59
		A _{v2}	8.75	7.75	1.81
	A _{vj} (cm²)		37.94	35.26	21.46
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	35.73	32.07	12.95
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	18.23	16.57	7.17
	A _{min} (cm²)		10.06	12.89	9.77
	A _v adopté (cm²)	Bande1	40.22	40.22	15.39
		Bande 2	18.46	13.56	3.56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*10T16	2*10HA16	2*6HA12
		Bande 2	2*6T14	2*6HA12	2*6HA12
	S _t (cm)	Bande1	13	13	13
		Bande 2	20	20	18cm

		$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande	5.75	7.36	4.97
		A_H /nappe (cm ²)	10.06	10.06	3.85
		Choix des barres/nappe (cm ²)	5HA12	5HA10	5HA10
		ep =20cm	(A=5.65cm)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	σ_u (MPa)=	1.217	1.131	0.688
		σ_b (MPa)=	1.703	1.583	0.964
	ELS	N_s (kN)	1731.64	1133.78	521.49
		σ_b (MPa)=	1.8E+00	1.2E+00	5.6E-01

Ferraillage des voiles transversaux (VY3, VY4) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.3	3.3	3.3
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.66	0.66	0.66
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		7878.8	4753.86	4370.17
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-4020	-1893.14	-3148.61
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		450.57	329	232.62
	L _t (m)		1.11	0.94	1.38
	L _c (m)		2.19	2.36	1.92
	d (m)		0.557	0.470	0.300
	σ_1 [KN/m²]		2010.000	946.570	2465.085
	N (kN)	N ₁	336.14	133.45	168.41
		N ₂	112.048	44.483	266.704
	A _v (cm²)	A _{v1}	8.40	3.34	4.21
		A _{v2}	2.80	1.11	6.67
	A _{vj} (cm²)		17.35	12.67	8.96
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	12.74	6.50	6.45
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.14	4.28	8.91
	A _{min} (cm²)		5.85	4.93	3.15
	A _v adopté (cm²)	Bande1	15.39	11.31	9.05
		Bande 2	6.78	6.78	6.78
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*5T14	2*5HA12	2*4HA12
		Bande 2	2*3T14	2*3HA12	2*3HA12
	S _t (cm)	Bande1	14cm	14cm	14 cm
		Bande 2	18cm	18cm	18cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.34	2.82	4.15
	A _H /nappe (cm²)		3.85	2.83	2.26

		Choix des barres/nappe (cm ²)	5HA12	5HA10	5HA10
		ep =20cm	(A=5.65cm)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	² _u (MPa)=	0.759	0.554	0.392
		² _b (MPa)=	1.062	0.775	0.548
	ELS	N _s (kN)	1845.8	1245.12	638.73
		± _b (MPa)=	2.7E+00	1.8E+00	9.3E-01

Ferrailage des voiles longitudinaux (VX3.VX4) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.75	1.75	1.75
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.35	0.35	0.35
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		9680.95	3918.85	3823.85
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-4540.38	-2088.28	-1845.18
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		362.44	299.35	191.46
	L _t (m)		0.56	0.61	0.57
	L _c (m)		1.19	1.14	1.18
	d (m)		0.300	0.304	0.300
	σ_1 [KN/m²]		2102.438	1044.140	873.346
	N (kN)	N ₁	199.28	95.28	81.56
		N ₂	54.393	31.761	23.545
	A _v (cm²)	A _{v1}	4.98	2.38	2.04
		A _{v2}	1.36	0.79	0.59
	A _{vj} (cm²)		13.95	11.52	7.37
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8.47	5.26	3.88
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4.85	3.68	2.43
	A _{min} (cm²)		3.15	3.19	3.15
	A _v adopté (cm²)	Bande1	12.31	6.78	6.78
		Bande 2	6.15	4.52	4.52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*4T14	2*3HA12	2*3HA12
		Bande 2	2*2T14	2*2HA12	2*2HA12
	S _t (cm)	Bande1	10cm	15cm	15 cm
		Bande 2	16cm	16cm	16cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1.68	1.83	1.71
	A _H /nappe (cm²)		3.08	1.70	1.13

		Choix des barres/nappe (cm ²)	5HA12	5HA10	5HA10
		ep =20cm	(A=5.65cm)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	² _u (MPa)=	1.151	0.950	0.608
		² _b (MPa)=	1.611	1.330	0.851
	ELS	N _s (kN)	1845.8	1245.12	638.73
		± _b (MPa)=	4.9E+00	3.4E+00	1.8E+00

Ferraillage des voiles longitudinaux (VX5,VX6,) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.4	0.4	0.4
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		9783.91	4023.58	3307.2
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-5501.34	-2166.13	-1909.62
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		442.56	317.9	180.62
	L _t (m)		0.72	0.70	0.73
	L _c (m)		1.28	1.30	1.27
	d (m)		0.400	0.350	0.366
	σ_1 [KN/m²]		2444.290	1083.065	954.810
	N (kN)	N ₁	317.83	113.71	104.85
		N ₂	78.174	37.903	34.951
	A _v (cm²)	A _{v1}	7.95	2.84	2.62
		A _{v2}	1.95	0.95	0.87
	A _{vj} (cm²)		17.04	12.24	6.95
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	12.21	5.90	4.36
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1.95	4.01	2.61
	A _{min} (cm²)		4.20	3.67	3.84
	A _v adopté (cm²)	Bande1	15.39	11.31	11.31
		Bande 2	9.23	6.78	6.78
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*5T14	2*5HA12	2*5HA12
		Bande 2	2*3T14	2*3HA12	2*3HA12
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10cm	10 cm
		Bande 2	12cm	12cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.16	2.10	2.20
	A _H /nappe (cm²)		3.85	2.83	2.83
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12	5HA10	5HA10

		ep =20cm	(A=5.65cm)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des contraintes		Armature transversal	4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	² _u (MPa)=	1.229	0.883	0.502
		² _b (MPa)=	1.721	1.236	0.702
	ELS	N_s (kN)	1845.8	1245.12	638.73
		±_b(MPa)=	4.2E+00	2.9E+00	1.5E+00

Ferraillage du voile transversal (VX7) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1	1	1
	e (m)		0.15	0.15	0.15
	B (m)		0.15	0.15	0.15
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		5291.36	1548.45	1169.91
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-4463.36	-960.05	-809.91
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		254.44	110.48	26.37
	L _t (m)		0.46	0.38	0.41
	L _c (m)		0.54	0.62	0.59
	d (m)		0.229	0.191	0.205
	σ_1 [KN/m²]		2231.680	480.025	404.955
	N (kN)	N ₁	114.88	20.67	18.64
		N ₂	38.292	6.889	6.212
	A _v (cm²)	A _{v1}	2.87	0.52	0.47
		A _{v2}	0.96	0.17	0.16
	A _{vj} (cm²)		9.80	4.25	1.02
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	5.32	1.58	0.72
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.41	1.24	0.41
	A _{min} (cm²)		1.80	1.51	1.61
	A _v adopté (cm²)	Bande1	6.78	6.78	6.78
		Bande 2	4.52	4.52	4.52
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
		Bande 2	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12
	S _t (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande 2	11	11	11
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1.03	0.86	0.92
	A _H /nappe (cm²)		1.70	1.70	1.70
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12	5HA10	5HA10

		ep =20cm	(A=5.65cm)	(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
Vérification des contraintes		Armature transversal	4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	² _u (MPa)=	1.885	0.818	0.195
		² _b (MPa)=	2.639	1.146	0.273
	ELS	N_s (kN)	232.48	142.92	71.28
		±_b(MPa)=	1.4E+00	8.6E-01	4.3E-01

Ferrailage des voiles transversaux (VY5,VY6)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.5	1.5	1.5
	e (m)		0.15	0.15	0.15
	B (m)		0.225	0.225	0.225
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		6308.25	1415.4	1033.9
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-4813.43	-894	-733.81
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Vu (kN)		105.16	40.66	26.37
	Lt(m)		0.65	0.58	0.62
	Lc(m)		0.85	0.92	0.88
	d (m)		0.325	0.290	0.930
	σ_1 [KN/m²]		2406.715	447.000	-362.170
	N (kN)	N1	175.77	29.20	25.92
		N2	58.591	9.733	8.348
	Av (cm²)	Av1	4.39	0.73	0.65
		Av2	1.46	0.24	0.21
	Avj (cm²)		4.05	1.57	1.02
	A (cm²)	A1=Av1+Avj/4	5.41	1.12	0.90
		A2=Av2+Avj/4	2.48	0.63	0.46
	Amin (cm²)		2.56	2.29	7.32
	Av adopté (cm²)	Bande1	6.78	6.78	6.78
		Bande 2	4.52	4.52	4.52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
		Bande 2	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12
	St (cm)	Bande1	15	15	15
		Bande 2	17	17	17
	AHmin=0.0015*B (cm2)/bande		1.46	1.31	1.40
	AH /nappe (cm²)		1.70	1.70	1.70
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA10	5HA10	5HA10
	ep =20cm		(A=3.92cm²)	(A=3.92cm²)	(A=3.92cm²)

Vérification des contraintes	des	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
		contrainte	σ_u(MPa)=	0.519	0.201	0.130
			σ_b(MPa)=	0.727	0.281	0.182
		ELS	N_s (kN)	206.6	142.97	83.13
			σ_b(MPa)=	9.6E-01	5.9E-01	2.9E-01

IX-étude de l'infrastructure**IX-1 Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

IX-2 Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de 1m.

IX-3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

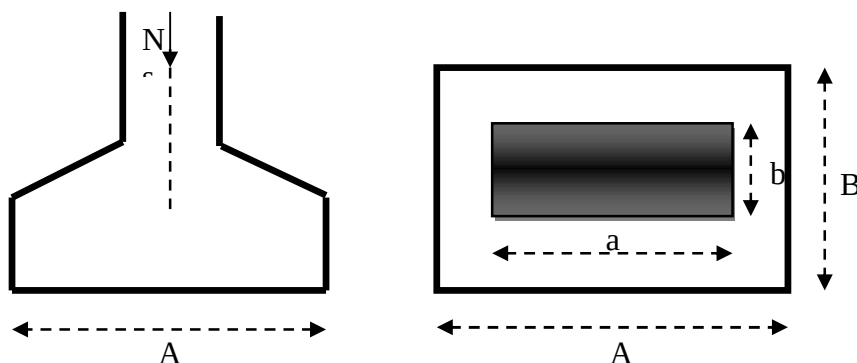
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} \geq 1080.85 \text{ KN} , \sigma_{sol} \geq 200 \text{ KN / m}^2 \quad \hat{G} \quad B^2 \geq 5.40 \text{ m}^2$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



2. Semelles filantes :

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\pm_{sol}$: Capacité portante du sol ($\pm_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\pm_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VY1	1831.7	4.95	1.85	9.16
VY2	1831.7	4.95	1.85	9.16
VY3	1870.08	3.525	2.65	9.35
VY4	1870.08	3.525	2.65	9.35
				$\Sigma=37.02$

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VX1	355.90	1.525	1.17	1.780
VX2	355.90	1.525	1.17	1.780
VX3	1845.80	1.975	4.67	9.229
VX4	1695.06	1.975	4.29	8.475
VX5	1556.76	2.225	3.50	7.784
VX6	1556.76	2.225	3.50	7.784
				Σ= 36.832

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 73.843 m²**.

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

✓ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

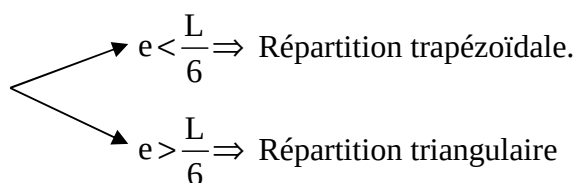
Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

✓ Application :

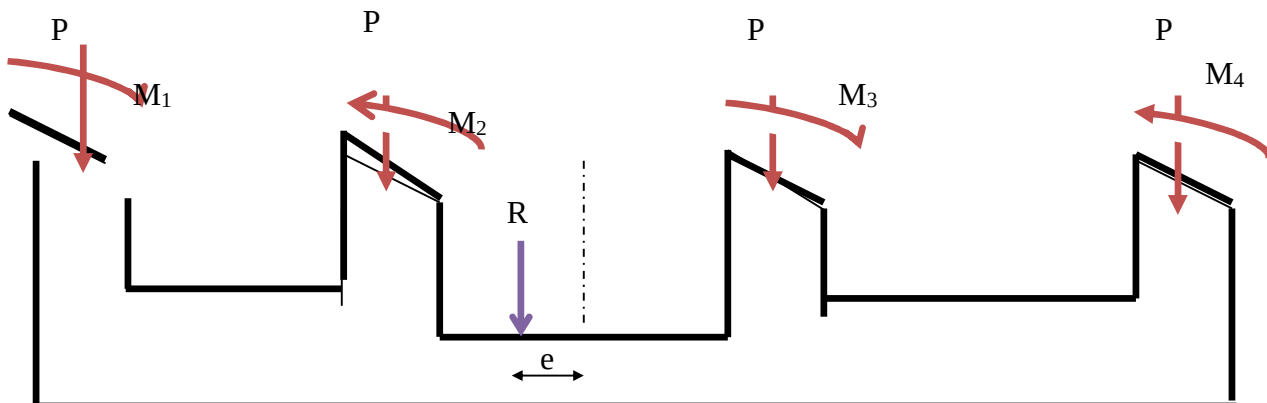
Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
1	290.75	-11.6	-3372.7	-4.713
2	760.21	-8.3	-6309.743	1.665
3	609.48	-5.3	-3230.244	-0.249
4	617.05	-2	-1234.1	-0.261
5	617.05	2	1234.1	0.261
6	609.48	5.3	3230.244	0.249
7	760.21	8.3	6309.743	-1.665
8	290.75	11.6	3372.7	4.713
	4554.98	somme	0	0

Tableau VII.3 : Détermination de la résultante des charges.

On a :

$$e = 0 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{23,2}{6} = 3.86 \text{ m}$$

$$q_{\text{EL/4F}} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4554.98}{23,2} \left(1 + \frac{3 \cdot 0}{22.48} \right) = 196.34 \text{ kN / m}$$



✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{EL/4F}}{\pm_{sol}} \geq \frac{196,34}{200} \geq 0,98m \text{ on prend } B \geq 1,20m$$

On aura donc, $S \geq 1,20 \times 23,2 \geq 27,84m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p \geq 27,84 \times 3 \geq 83,52 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t \geq 83,52 + 73,843 \geq 157,363m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} \geq 9 \times 23,2 \geq 208,8m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} \geq \frac{157,363}{208,8} \geq 0,75$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 75 % de la surface totale du bâtiment

■ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

IX-4) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

IX-4-1- Pré dimensionnement du radier :• **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

• **Selon la condition forfaitaire :**a) **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \hat{=} \quad \frac{450}{8} \leq h \leq \frac{450}{5} \quad \text{à} \quad 56.25 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm}$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$: distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 80 \text{ cm}$.

b. **Sous poteaux :**➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{450}{20} \geq 22.3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \geq \frac{450}{10} \geq 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 80 \text{ cm}$$

➤ **La base de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \longrightarrow \quad 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend : $b_n = 50 \text{ cm}$

• **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ Mpa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} \cdot 4.50^4 \cdot \frac{3 \cdot 40}{10818.86}} \geq 0.75 \text{ m}$$

→ On prend $h = 100 \text{ cm}$

■ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

Hauteur de la nervure. $h_{\text{nerv}} = 100 \text{ cm}$

Hauteur de la dalle..... $h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$

Largeur de la nervure..... $b_{\text{nerv}} = 50 \text{ cm}$

• **Détermination de la surface du radier :**

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

D'après le BAEL ; il faut ajouter un débord minimal de largeur

$$L_{\text{débord}} \geq \max \left\{ \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right\} \geq \max \left\{ \frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right\} \geq 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 208.8 + 32.2 = 241 \text{ m}^2$

- Combinaisons d'actions :

$$\left. \begin{array}{l} G = 22833.88 \text{ KN} \\ Q = 3423.3 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{(Les résultats de logiciel de calcul ETABS)}$$

$$\underline{\text{L'ELU}} : N_u \geq 1.35 G + 1.5 Q \geq 35960.7 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : N_s \leq G + Q \leq 26257.2 \text{ KN}$$

IX-4-2-Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\underline{\text{L'ELU}} : S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{2 \pm \gamma_{\text{sol}}} \geq \frac{35960.7}{2 \pm 200} \geq 90 \text{ m}^2$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : S_{\text{rad}} \leq \frac{N_s}{\pm \gamma_{\text{sol}}} \leq \frac{26257.2}{200} \leq 131.3 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} \geq \max [S_{\text{rad}} ; S_{\text{rad}}] \geq 131.3 \text{ m}^2$$

$S_{\text{rad}} > S_{\text{rad}} \rightarrow \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

IX-4-3-Charge permanente :

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle:**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (241 \times 0.3) \times 25 = 1807.7 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,5 \times (1 - 0,3) \times 9 \times 8) + (0,5 \times (1 - 0,3) \times 23,2 \times 3)] \times 25$$

$$P_n = 1239 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,5 \times 9 \times 8) + (0,5 \times 23,2 \times 3) = 70,8 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [(241 - 70,8) \times (1 - 0,3)] \times 17 = 2025,38 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_n) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 177,3 \times 0,1 \times 25 = 443,2 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{ cm).}$$

- **Poids total du radier**

$$G_{\text{rad}} = 1239 + 1807,7 + 2025,38 + 443,2 = 5515,28 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 5515,28 \text{ KN}$$

- **ELU:** $N_{u \text{ total}} = N_u + 1,35 G_{\text{rad}} = 35960,7 + 1,35 \times 5515,28 = 43406,328 \text{ KN.}$

- **ELS :** $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{\text{rad}} = 26257,2 + 5515,28 = 31772,48 \text{ KN.}$

IX-4-4-Vérification :

a. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b \geq 100 \text{ cm}; d \geq 0.9.h_d \geq 0.9 \times 30 \geq 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} \leq q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} \leq \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} \leq \frac{43406.328 \times 1}{241} \times \frac{4.50}{2} \leq 405.246 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \frac{405.246 \times 10^3}{1000 \times 270} \leq 1.5 \text{ MPa}$$

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

b. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

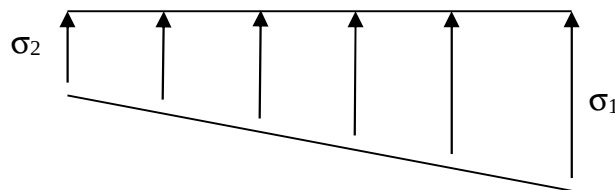
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU} : \pm \sigma_m = \frac{3 \cdot \pm_1 + \pm_2}{4} \leq \pm \sigma_{\text{SOL}}$$

Figure IX-2. Diagramme des contrainte sous

$$\text{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.325m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.225m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 1409.4m^4$$

$$I_{yy} = 9365.4m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

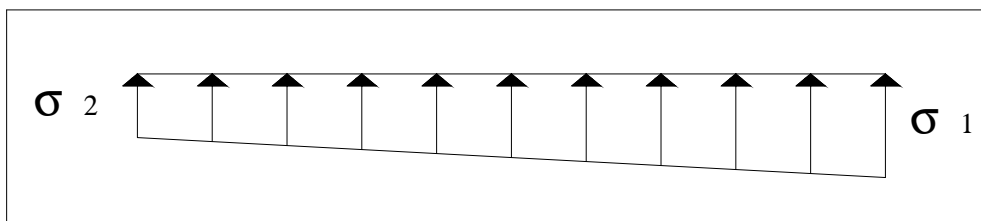
$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne



figureIX-3 : diagramme des contraintes sous le radier.

Il faut vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ Calcul des moments :

$$M_{xx} = 48877.17 \text{ H } 2599.3 \text{ à } 51476.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 32799.543 \text{ H } 2827.55 \text{ à } 35627.1 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{43406.328}{241} + \frac{51476.2}{9365.4} \cdot 12.325 = 247.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{43406.328}{241} - \frac{51476.2}{9365.4} \cdot 12.325 = 108.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \pm_m = \frac{3 \cdot 247.85 \text{ H } 108.81}{4} = 213.09 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \pm_m < 1.33 \pm_{sol} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$1.33 \pm_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\pm_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{31772.48}{241} + \frac{51476.2}{9365.4} \cdot 12.325 = 199.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{31772.48}{241} - \frac{51476.2}{9365.4} \cdot 12.325 = 64.1 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\pm_m = \frac{3 \cdot 199.6 \text{ H } 64.1}{4} = 165.7 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \pm_m < \pm_{sol} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\pm_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

-Sens transversal :

$$M_Y = 35627.1 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{43406.32}{241} + \frac{35627.1}{1409.4} \cdot 5.225 = 312.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{43406.32}{241} - \frac{35627.1}{1409.4} \cdot 5.225 = 48.03 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\pm_m \leq \frac{3 \pm 312.12 \pm 48.03}{4} \leq 246.1 \text{ KN/m}^2 ; 1.33 \pm_{SOL} \leq 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\pm_m < 1.33 \pm_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 \leq \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} \leq \frac{31772.48}{241} \pm \frac{35627.1}{1409.4} \leq 5.225 \leq 263.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 \leq \frac{N_u}{S_{rad}} \mp \frac{M_y}{I_{xx}} \leq \frac{31772.48}{241} \mp \frac{35627.1}{1409.4} \leq 5.225 \leq 10.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m \leq \frac{3 \pm 263.7 \pm (10.24)}{4} \leq 197.87 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} \leq 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\pm_m < \pm_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0.07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

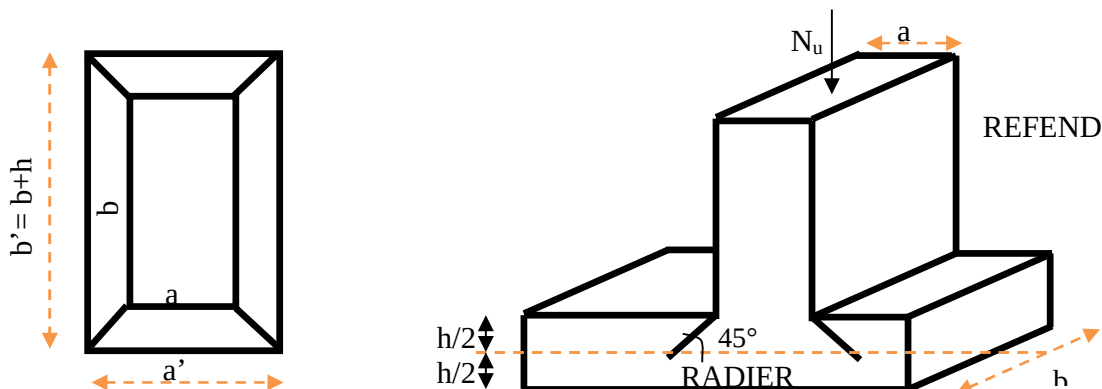
Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).



FigurVII-4. Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ Calcul du périmètre utile μ_c :• Poteaux :

$$\llcorner_c \geq \frac{E_a a b}{E_a H b + E_a H b + 2 E_h F} \geq \frac{E_0,45 H + 0,45 H + 2 \cdot 1 F}{4.405 m}$$

$$N_u \geq 1484.38 KN$$

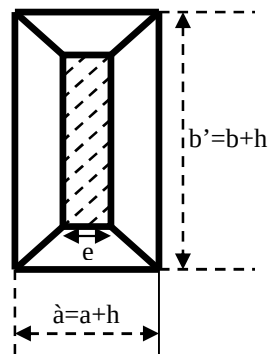
$$N_u \leq \frac{(0,07 + 4.405 + 1 + 25000)}{1,5} \geq 5139.16 KN$$

• Voile :

$$\llcorner_c \geq \frac{E_a a b}{E_a H b + E_a H b + 2 E_h F} \geq \frac{E_0,2 H + 1 H + 2 \cdot 0,7 F}{5.2 m}$$

$$N_u \geq 2557.17 KN$$

$$N_u \leq 0,07 + 1 + 5.2 + 25000 \geq 9100 KN$$

**4-4. Ferraillage du radier :****A) Ferraillage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis la réaction du sol.

On distingue deux cas :

❖ 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

❖ 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1. Identification du panneau :

$$L_x = 4.00 \text{ m} ; L_y = 4.5 \text{ m}$$

$$\rho \geq \frac{L_u}{L_y} \geq \frac{4.00}{4.5} \geq 0,89$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

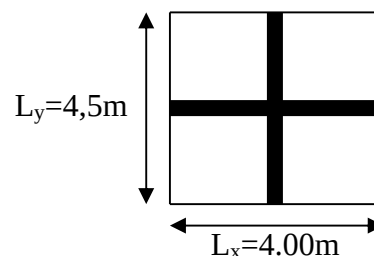


Figure VII.5 : Le panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} \geq \pm_m [ELU] \geq \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \geq 246.1 \text{ J } 1.35 \geq \frac{5515.28}{241} \geq 215.2 \text{ kN / m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} \geq \pm_m [ELS] \geq \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \geq 197.87 \text{ J } \frac{5515.28}{241} \geq 174.98 \text{ kN / m}^2$$

2. Calcul a' L ELU :

$$q_u = 215.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha \leq 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \bar{U}_x \leq 0.0468 \\ \bar{U}_y \leq 0.7569 \end{cases}$$

3. Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} \leq \alpha_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \leq 0.0468 \cdot 215.2 \cdot 4.00^2 \leq 161.15 \text{ KN}$$

$$M_{0y} \leq \alpha_y \cdot M_{0x} \leq 0.7569 \cdot 161.15 \leq 121.97 \text{ KN}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients suivants :

0,75 : pour les moments en travées,

-0,5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0,3 : pour les moments sur appuis rive.

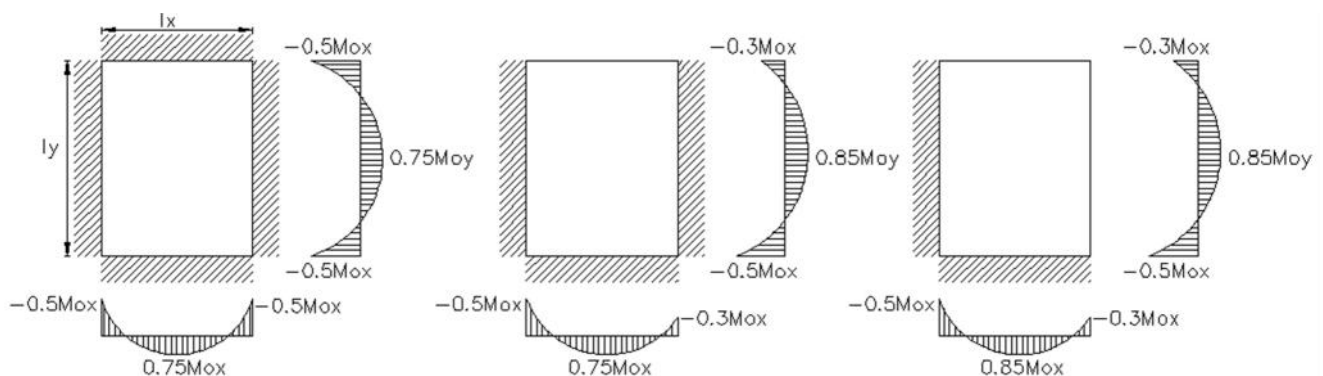


Figure VII.6. Moments isostatiques après prise en compte du semi encastrement

4. Ferrailage dans le sens x- x :

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -0.5M_x = -0.50 \cdot 161.15 \leq -80.575 \text{ KN}$$

$$\mu \leq \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \leq \frac{80.575 \cdot 10^6}{1000 \cdot 270^2 \cdot 14.2} \leq 0.078 \Rightarrow \mu \leq 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu \leq 0.078 \Rightarrow \beta \leq 0.964 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} \geq \frac{M}{b d \sigma_{st}} \geq \frac{80.575 \times 10^6}{0,959 \times 270 \times 348} \geq 8.94 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 14 $\geq 10.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$;

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

➤ En travée :

$$M_t \geq 0,75 \times 161.15 \geq 120.86 \text{ KN}$$

$$\mu_u \geq \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} \geq \frac{120.86 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} \geq 0,116 < U_1 \geq 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u \geq 0,116 \rightarrow \geq 0,938 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{b d \sigma_{st}} \geq \frac{120.86 \times 10^6}{0,929 \times 270 \times 348} \geq 13.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 16 $\geq 14.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

5. Ferrailage dans le sens y - y :

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = (-0,5) \times 121.97 = -60.985 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u \geq \frac{M_{app}}{b d^2 f_{bc}} \geq \frac{60.985 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} \geq 0,059 < 0,392 \geq U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u \geq 0,059 \rightarrow \geq 0,0970 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} \geq \frac{M_{app}}{b d \sigma_{st}} \geq \frac{60.935 \times 10^6}{0,970 \times 270 \times 348} \geq 6.69 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 14 = $10.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

➤ En travée :

$$M_t \geq 0,85 \times 121.97 \geq 103.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u \geq \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} \geq \frac{103.67 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} \geq 0,1 < U_1 \geq 0,392$$

La section est simplement armée.

$\mu_u \geq 0,1$ à $\mu_u \geq 0,947$ (Tableau)

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_{st}} \geq \frac{103,67 \cdot 10^3}{0,947 \cdot 27 \cdot 348} \geq 11,65 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 = 14,07 cm²/ml.

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{3 J \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec : } \frac{3 J}{2} = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x – x :

$$A_{\min} \geq 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 \cdot \frac{3 J \cdot 0,88}{2} \geq 2,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y – y :

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{aligned} A_{ua}^x &\geq 10,77 \text{ cm}^2 [A_{\min} \geq 2,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y &\geq 10,77 \text{ cm}^2 [A_{\min} \geq 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

$$\text{En travée : } \begin{aligned} A_{ut}^x &\geq 14,07 \text{ cm}^2 [A_{\min} \geq 2,53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y &\geq 14,07 \text{ cm}^2 [A_{\min} \geq 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

*** Espacement des barres: (Art A8.2 242 BAEL91).**

Direction (X-X): $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction (Y-Y): $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens

➤ LELS :

$$q_s \approx 174.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho \approx 0.89 \quad \mu_x \approx 0.0539$$

$$\mu_y \approx 0.832$$

Calcul des moments M_u , M_y .

$$M_{0x} \approx \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \approx 0.0539 \cdot 174.98 \cdot 4^2 \approx 150.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} \approx \mu_y \cdot M_{0x} \approx 0.832 \cdot 150.9 \approx 125.55 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_a , M_t dans les sens.

• Sens xx :

$$M_{app} \approx 0.5 M_x \approx 0.5 \cdot 150.9 \approx 75.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t \approx 0.75 M_x \approx 0.75 \cdot 150.9 \approx 113.175 \text{ KN.m}$$

• Sens yy :

$$M_{app} \approx 0.5 M_y \approx 0.5 \cdot 125.55 \approx 62.775 \text{ KN.m}$$

$$M_t \approx 0.85 M_y \approx 0.85 \cdot 125.55 \approx 106.71 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton :

a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u	M_s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	80.575	75.45	1.068	0.078	0.1016	0.284	Vérifiée
	Travée	120.86	113.175	1.068	0.116	0.1546	0.284	Vérifiée
Y- Y	Appuis	60.985	62.775	0.971	0.059	0.0747	0.236	Vérifiée
	Travée	103.67	106.71	0.971	0.1	0.1044	0.236	Vérifiée

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes a l'ELS.

b) Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le ferrailage de la dalle du radier est satisfaisant.

B) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

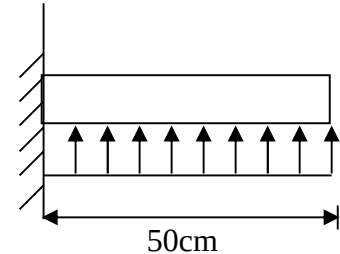
**1- Sollicitation de calcul :**

Fig. VI-7 : Schéma statique du débord

A l'ELU:

$$q_{um} \approx 215.2$$

$$M_u \approx \frac{q_u L^2}{2} \approx \frac{215.2 \times 0.50^2}{2} \approx 26.9 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$q_s \approx 174.98$$

$$M_s \approx \frac{q_s L^2}{2} \approx \frac{174.98 \times 0.50^2}{2} \approx 21.872 \text{ KN.m}$$

2.-Calcul des armatures :**a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u \approx \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \approx \frac{26.9 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} \approx 0,0260 \quad \mu_r \approx 0,392$$

$$\mu_u = 0,0260 \rightarrow \beta_u = 0,987 \quad A \approx \frac{M_u}{\beta_u d \sigma_s} \approx \frac{26.9 \times 10^4}{0,987 \times 270 \times 348} \approx 2.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA10} / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

3-Vérification à l'ELU :**➤ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte $A_U = 5 \text{ HA12} / \text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

4- Vérification à l'ELS :

$$\forall \geq \frac{M_u}{M_s} \geq \frac{26.9}{21.87} \geq 1.23$$

$$\alpha_s = 0.0260 \rightarrow \sim = 0.0330$$

$$\alpha \geq 0.0330 \quad \forall \frac{\gamma J 1}{2} \leq \frac{f_{C28}}{100} \geq \frac{1.23 J 1}{2} \leq \frac{25}{100} \geq 0.365 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

- Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au Débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

C) Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique

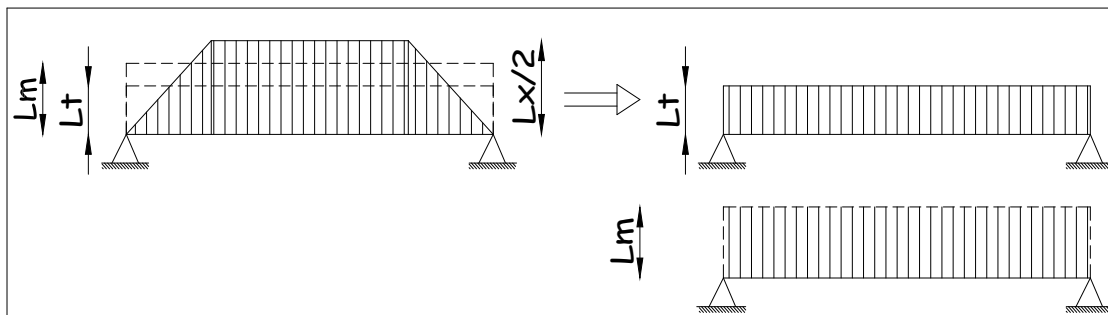


Figure VI.8. Présentation des chargements simplifiés.

• Charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{x}{4} \right)$$

• Charge triangulaire :

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

a-Les charges revenant aux nervures :

• Charges à considérer :

➤ Sens transversal : charge trapézoïdale :

$$l_m = l_y \left(0.5 - \frac{y^2}{6} \right) \approx 4.5 \left(0.5 - \frac{0.89^2}{6} \right) \approx 1.65$$

$$l_t = l_y \left(0.5 - \frac{y}{4} \right) \approx 4.5 \left(0.5 - \frac{0.89}{4} \right) \approx 1.24$$

$$q_{Mu} \text{ Z } q_u \text{ à } L_m \text{ Z } 215.2 \text{ à } 1.65 \text{ Z } 355.08 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} \text{ Z } q_s \text{ à } L_m \text{ Z } 174.98 \text{ à } 1.65 \text{ Z } 288.72 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} \text{ Z } q_u \text{ à } L_t \text{ Z } 215.2 \text{ à } 1.24 \text{ Z } 266.84 \text{ KN / ml.}$$

➤ Sens longitudinal : charge triangulaire :

$$l_t = 0.25 \times 4.5 = 1.125 \text{ m}$$

$$l_m = 0.333 \times 4.5 = 1.49 \text{ m}$$

$$q_{Mu} \text{ Z } q_u \text{ à } L_m \text{ Z } 215.2 \text{ à } 1.49 \text{ Z } 320.65 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} \text{ Z } q_s \text{ à } L_m \text{ Z } 174.98 \text{ à } 1.49 \text{ Z } 260.72 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} \text{ Z } q_u \text{ à } L_t \text{ Z } 215.2 \text{ à } 1.125 \text{ Z } 218.725 \text{ KN / ml.}$$

b-Détermination des efforts :

➤ Sens longitudinal

1) E.L.U

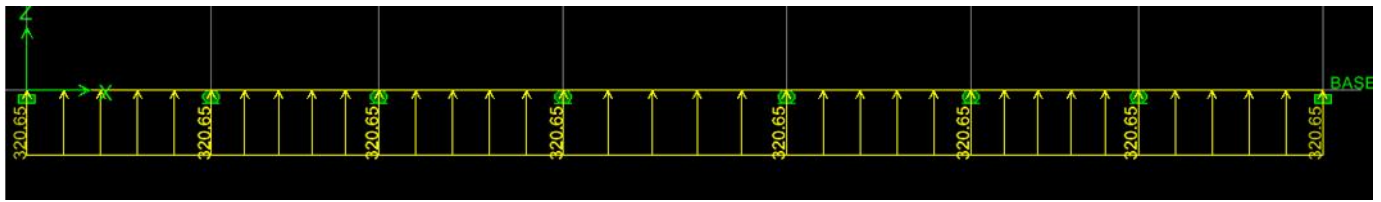


Figure VI .9 : Charges revenant à la nervure longitudinale.

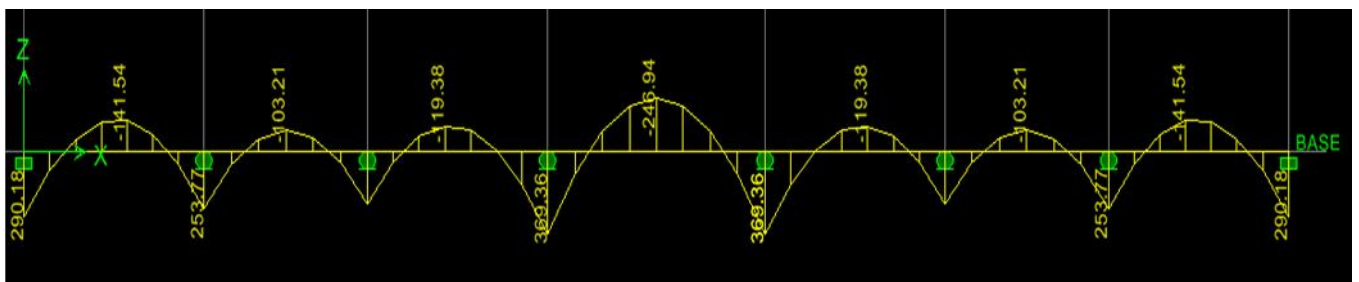


Figure VI-10 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

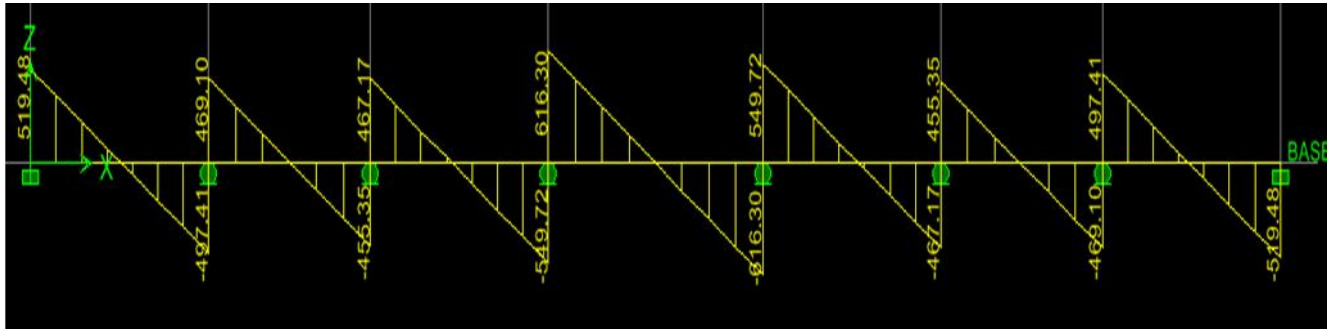


Figure VI-11 diagramme des efforts tranchants a l'ELU

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

➤ Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} \approx 246.94 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} \approx 369.36 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 86 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ Aux appuis :

$$M_{app} \approx 369.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u \approx \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \approx \frac{369.36 \cdot 10^6}{500 \cdot 860^2 \cdot 14,2} \approx 0,070 < 0,392 \approx U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u \approx 0,070 \approx 0,964$$

$$A_{sa} \approx \frac{M_{app}}{b \cdot d \cdot \sigma_{st}} \approx \frac{369.36 \cdot 10^6}{0,964 \cdot 860 \cdot 348} \approx 12,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}14 + 5\text{HA}14 = 15,4 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$M_t \approx 246.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u \approx \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \approx \frac{246.94 \cdot 10^6}{500 \cdot 870^2 \cdot 14,2} \approx 0,046 < U_1 \approx 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u \approx 0,046 \approx 0,976$$

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} \geq \frac{246.94 \cdot 10^6}{0.976 \cdot 860 \cdot 348} \geq 8.45 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.04 cm²

2) E. L.S

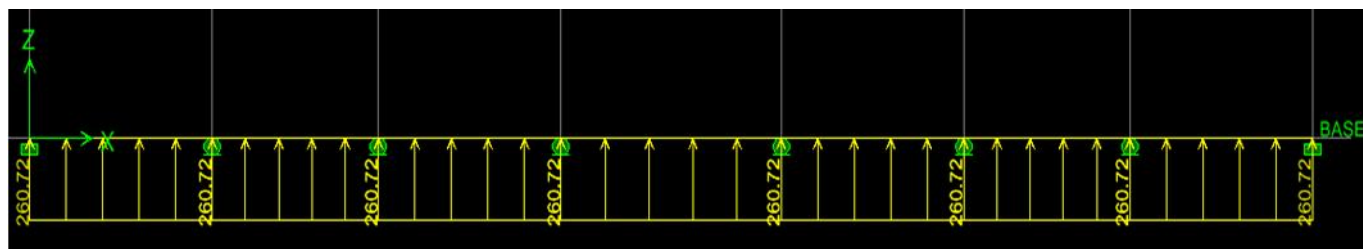


Figure IX-12 Charges revenant à la nervure longitudinale à l'ELS

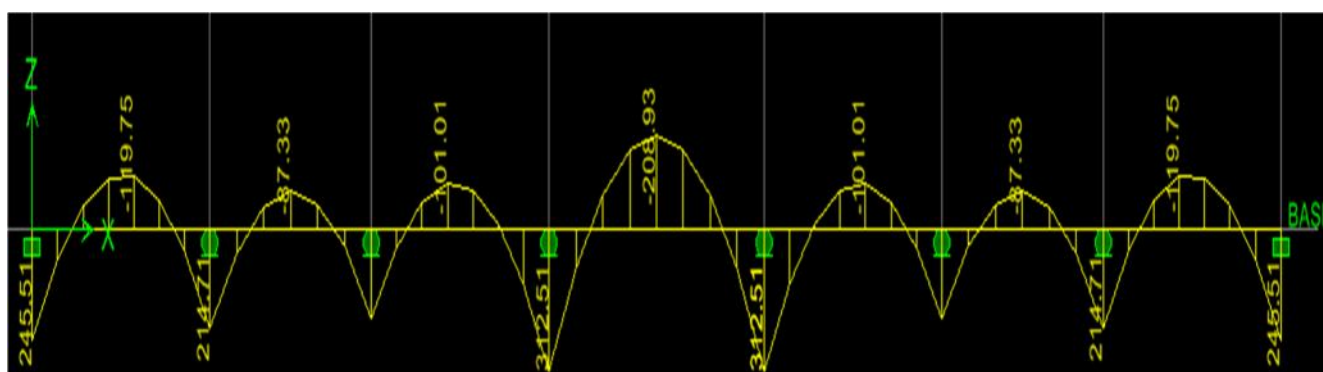


Figure IX-13 Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	369.36	312.51	1.18	0.070	0.0907	0.34	Condition vérifiée
	Travée	246.94	208.93	1.18	0.046	0.0589	0.34	Condition vérifiée

➤ Sens transversale :

ELU : $q_u = 355.08 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = 288.72 \text{ KN/m}$

1) E.L.U

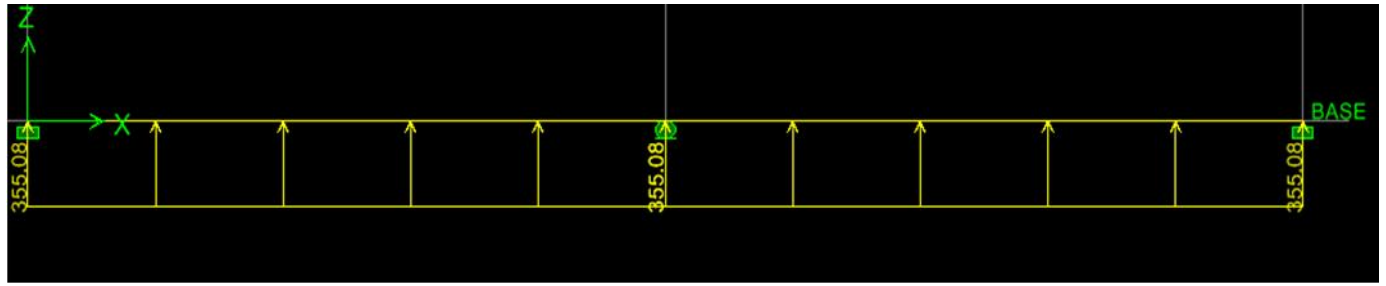


Figure VI-14 Charges revenant à la nervure transversale à l'ELU

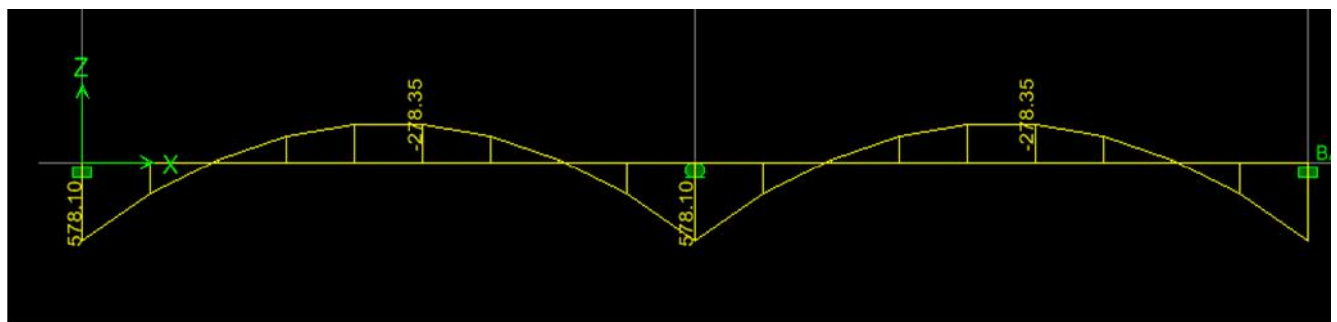


Figure VI-15 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

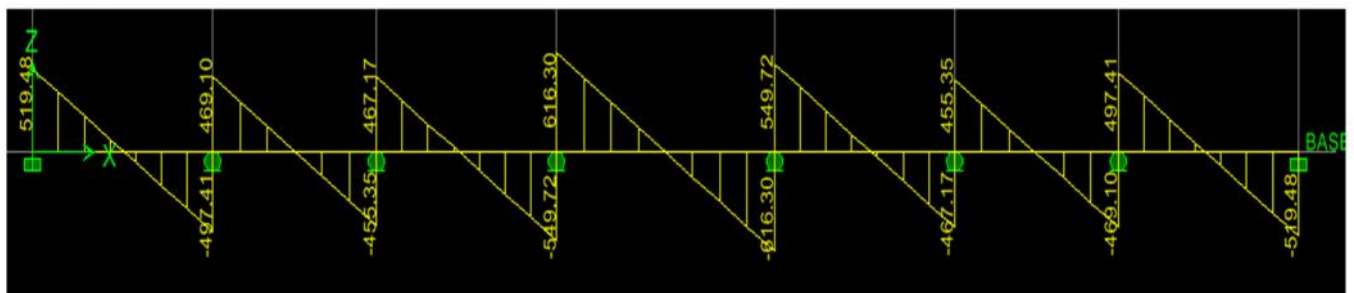


Figure VI-16 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

➤ Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} \approx 278.35 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} \approx 578.10 \text{ KN.m}$$

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$, $d = 86 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

➤ Aux appuis :

$$M_{app} \approx 578.10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u \approx \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \approx \frac{578.1 \cdot 10^6}{500 \cdot 860^2 \cdot 14.2} \approx 0.11 < 0.392 \approx U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u \approx 0.11 \rightarrow \approx 0.942$$

$$A_{sa} \approx \frac{M_{app}}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} \approx \frac{578.1 \cdot 10^6}{0.942 \cdot 860 \cdot 348} \approx 20.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}16 + 5\text{HA}16 = 20.10 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$M_t \approx 278.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u \approx \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \approx \frac{278.35 \cdot 10^6}{500 \cdot 860^2 \cdot 14.2} \approx 0.053 < U_1 \approx 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u \approx 0.053 \rightarrow \approx 0.972$$

$$A_{st} \approx \frac{M_t}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} \approx \frac{278.35 \cdot 10^6}{0.985 \cdot 860 \cdot 348} \approx 9.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA } 16 = 10.04 \text{ cm}^2$$

2) E. L.S

Figure IX-17 Charges revenant à la nervure transversale

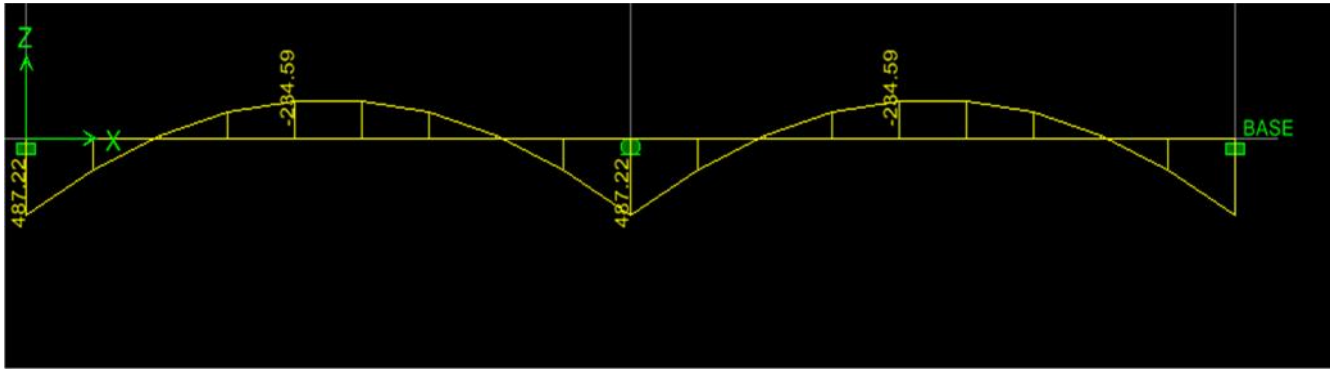


Figure IX-18 Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	578.10	487.22	1.865	0.11	0.1460	0.682	Condition vérifiée
	Travée	278.35	284.6	0.978	0.053	0.0969	0.24	Condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \geq \frac{0.23 \times 50 \times 86 \times 2.1}{400} \geq 5.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Armatures transversales :**

✓ **Espacement des armatures**

$$s_t \geq \frac{s_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12s_l \right\} = \min \{30 ; 19.2\} = 17.5 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$: en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$: en zone courante

- **Quantité Armatures transversale minimales :**

✓ **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.5 \text{ cm}^2$

✓ **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 616.3 \text{ kN}$

$$\tau_u \leq \frac{616.3 \times 10^3}{500 \times 860} \leq 1.43 \text{ MPa} \quad \hat{=} \text{ Condition vérifiée}$$

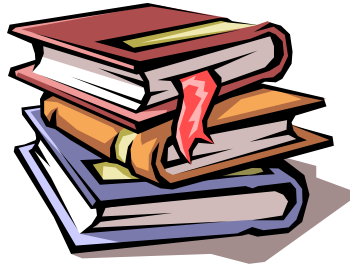
Conclusion générale

A travers la connaissance des différentes étapes de calcul nécessaires à l'étude des bâtiments à ossature mixte (voiles et portiques), le présent travail nous a utilement permis de mettre en application les concepts théoriques et les enseignements pratiques acquis durant notre formation d'ingénieur en Génie Civil (spécialité construction civile et industrielle).

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 : la résistance, la durabilité et l'économie.

Enfin, les difficultés rencontrées au cours de cette étude, nous ont incité à ce documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

BIBLIOGRAPHIE



 Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.

 Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.

 Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).

 Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).

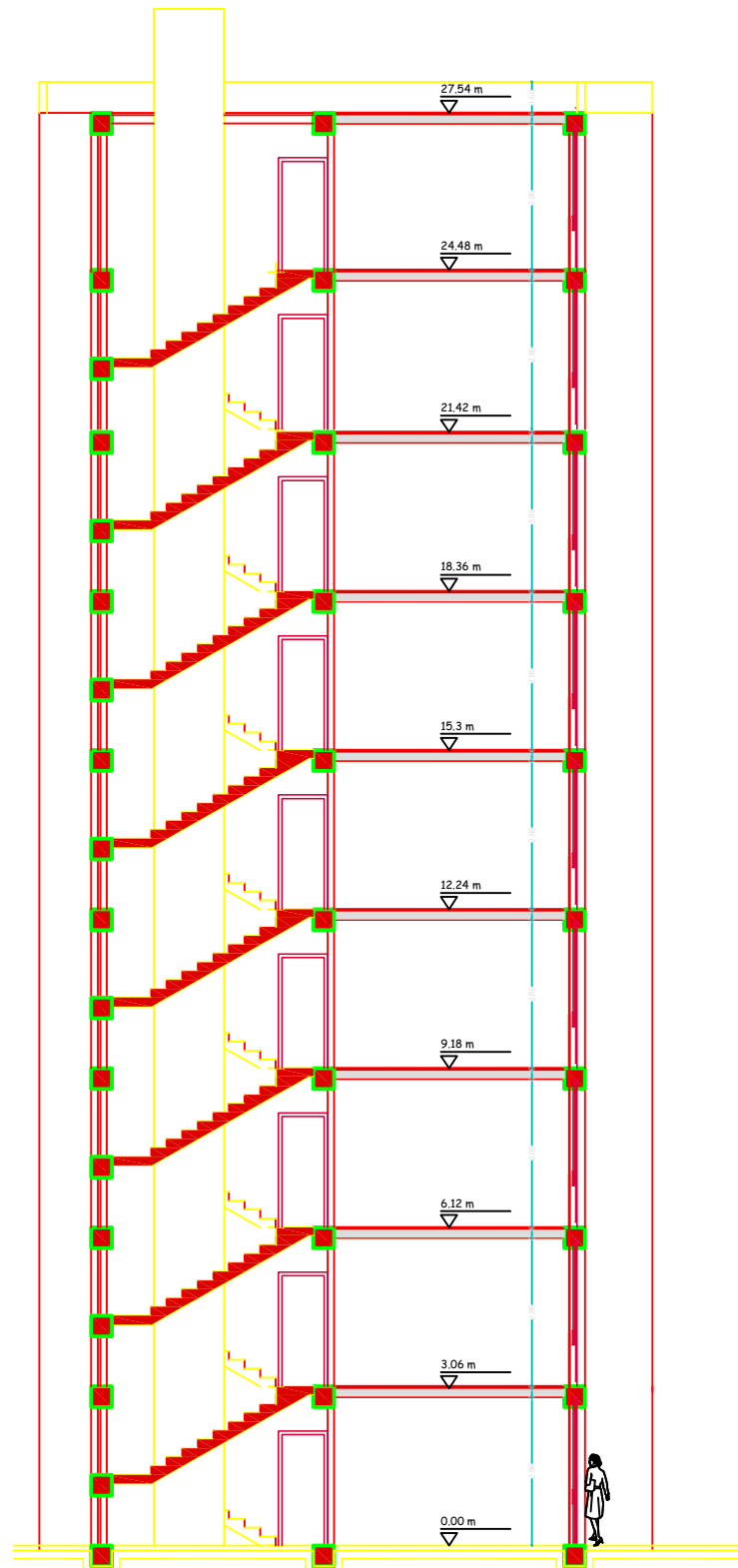
 Aide mémoire RDM. Edition Dunod (abaques de GALERKIN et HAHN) .

 Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).

 Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C)..

 Manuels du logiciel ETABS



Dédicace

Je dédie ce travail à :

- ❖ *Mes chers parents, que dieu les protège.*
- ❖ *A mes chères grands mères: Djouhar et Aldjia.*
- ❖ *Mes tantes : spécialement Louiza et Armekia à qui je dois beaucoup.*
- ❖ *Mes frères : Arezki, houcine et mouhand.*
- ❖ *Tina qui m a beaucoup aidée et toujours soutenue.*
- ❖ *Mes cousins et cousines et spécialement hacene HOUALI.*
- ❖ *Mes très chères ami(es): Lyes n ath brouk, MOH ourabah ,Billal sa3ka ,Islam assa anstha3fo mais azeka !!! ,Fatah ystouvarek, Brahim louklouklouk ,younes ALIM, lounes le berber de bouzegane, Said AZIZI , Mouh elboussakou , Taky le secouriste ,Saliha ,Lyazid les promesses, Hassina, Nadjib ,Khaled, Lydia ,Lynda ,Thassa ,Nassim , Slimane coelho, Menad ,Hamid, Mehdi , et A.I le skato,*
- ❖ *A toute ma famille sans exception.*
- ❖ *A mon très chère binôme Lyes BRAIK et à toute sa famille.*
- ❖ *A vous ...*

Hakim.

❖ *Je dédie ce modeste travail à :*

- * *Mes chers parents, que dieu les protège.*
- * *Mes frères : Semail, Kamel et Selimane.*
- * *Mes sœurs : Zahia, Lynda et Kenza, sans oublier ma petite ange adorable manel.*
- * *Mes chers grands pères.*
- * *Mes tante : Fatima, Dyhia et Dahbia*
- * *A mes très chers amies: Fahima, Chabha. Hanane, Hakima, Farida
.....*
- * *A mes chers amis : Arezki, Aziz, Amine, Farid, Salim.....
qui m'ont soutenu et beaucoup aidé.*
- * *A ma très chère copine Lydia et sa*

Dédicace

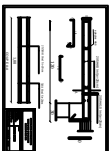
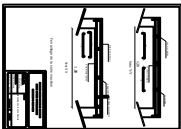
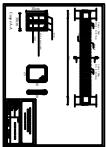
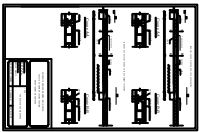
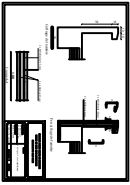
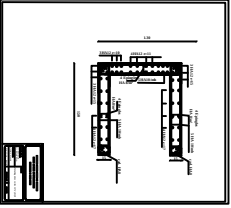
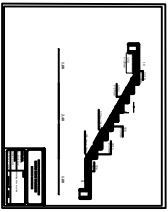
Je dédie ce travail à :

- ❖ *Mes chers parents, que dieu les protège.*
- ❖ *A la mémoire de mon frère : Youcef*
- ❖ *A la mémoire de : Fathma, Ferhat et Aïssa*
- ❖ *A Mes frères : Yanis et Moumouh .*
- ❖ *A mes sœurs : Amel, Ghania ,Biha,Nabila,Nacima*
- ❖ *A VAVA OUAHCENE*
- ❖ *A tous mes oncles et tantes et leurs enfants.*
- ❖ *Mes cousins et cousines et spécialement Moumouh ABER Ghiles BRAIK,Sadia ABER et Dyhia BRAIK*
- ❖ *Mes très cheres ami(es): Hakim cèsar, MOH ourabah ,Bilal sa3ka ,Islam borrat,Fatah ystouvarek, Brahim louklouklouk ,younes ALIM, lounes le berber, Said AZIZI , Mouh elboussakou , Taky le pompier ,,Lyazid les promesses, Hassina, Nadjib ,Khaled, Lydia ,Lynda ,Thassa ,Nassim , Slimane coelho,Menadus ,LyesAB, Daai et slimane nagh ,azwaw,yacine CH Belaid ...*
- ❖ *A toute famille (BRAIKetABER) sans exception.*
- ❖ *A mon très cher binôme Hakim BELAID et à toute sa famille.*
- ❖ *A toute la promotion GC 2014/2015.*
- ❖ *A vous ...*

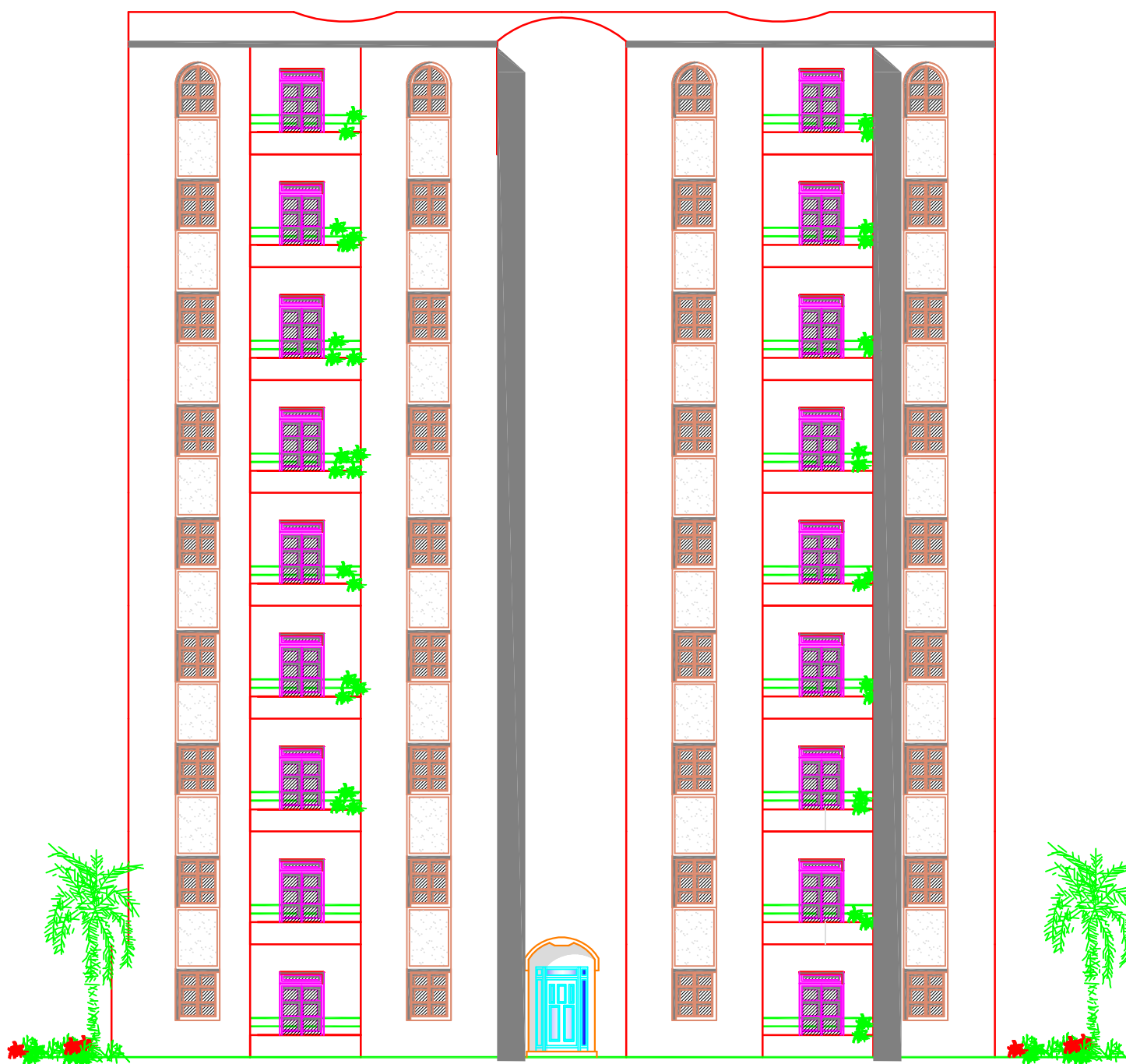
Lyes.

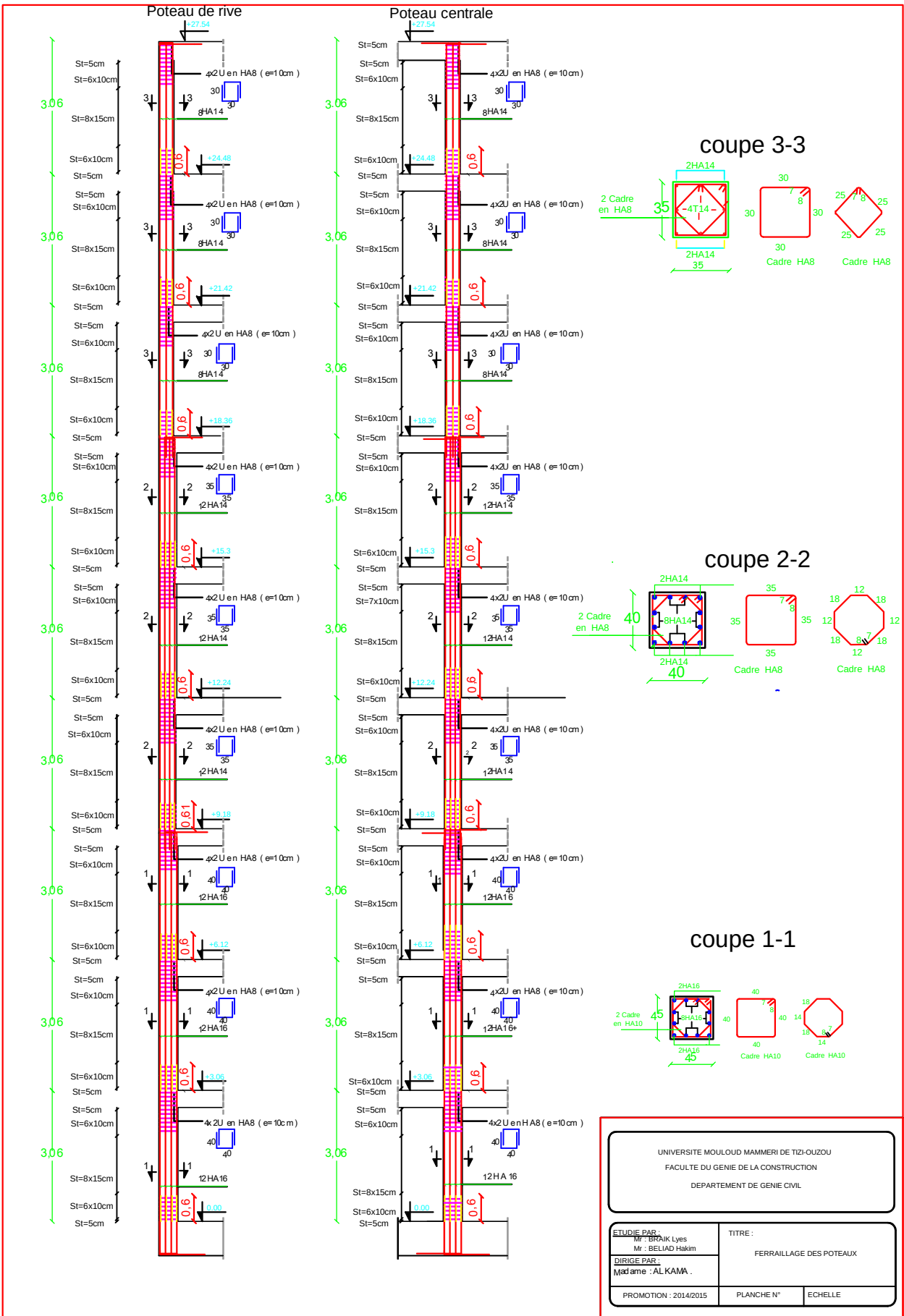
❖ *Je dédie ce modeste travail à :*

- * *Mes chers parents, que dieu les protège.*
- * *Mes frères : Semail, Kamel et Selimane.*
- * *Mes sœurs : Zahia, Lynda et Kenza, sans oublier ma petite ange adorable manel.*
- * *Mes chers grands pères.*
- * *Mes tante : Fatima, Dyhia et Dahbia*
- * *A mes très chers amies: Fahima, Chabha. Hanane, Hakima, Farida
.....*
- * *A mes chers amis : Arezki, Aziz, Amine, Farid, Salim.....
qui m'ont soutenu et beaucoup aidé.*
- * *A ma très chère copine Lydia et sa*

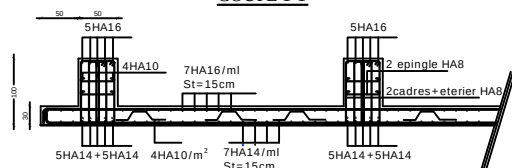
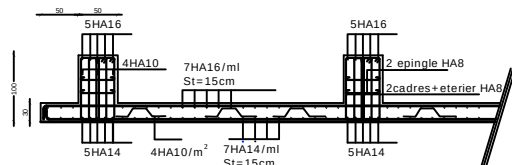
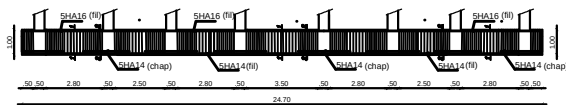


FACADE PRINCIPALE





FERRAILLAGE NERVURE DIM(50 X 100) sens longitudinale



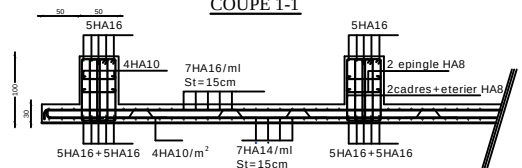
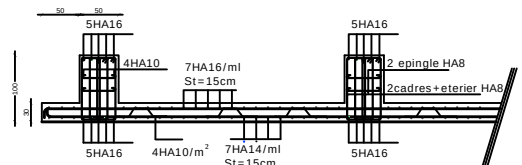
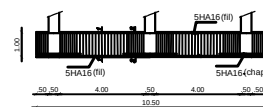
COUPE 1-1

COUPE 2-2

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR M. BRAK LYS M. BELACH-NAHM DIRECTEUR MADAME : ALKAMA	TITRE : FERRAILLAGE DE RADER DANS LE SENS X-X
PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°

FERRAILLAGE NERVURE DIM (50 X 100) sens transversale



COUPE 1-1

COUPE 2-2

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR M. BRAK LYS M. BELACH-NAHM DIRECTEUR MADAME : ALKAMA	TITRE : FERRAILLAGE DE RADER DANS LE SENS Y-Y
PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°

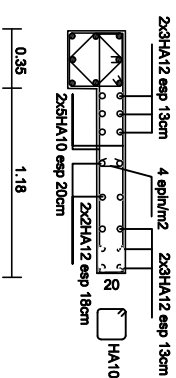
Requis : 20-25 ans, 10 ans d'expérience Titulaire d'un diplôme universitaire (D.U.) Titulaire d'un diplôme de 3^e cycle Expérience professionnelle requise	
PROJET :	Etude d'un bâtiment R+4 usage d'habitation
PARTIE DU PROJET : Finition des votes V3/V4 :	
Etude par	MICHAEL HAMM MI.BROUQ.V3/V4
Etude par	ERHINIA JISO
Membre	ALCAAMA
septembre 2009	

Vx1, Vx2

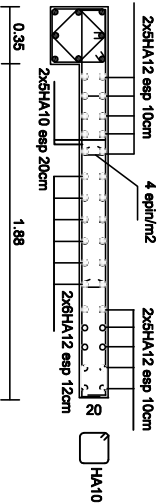
Vx5, Vx6

Vx3, Vx4

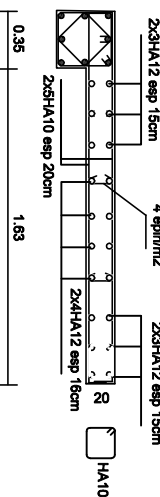
ZONE III



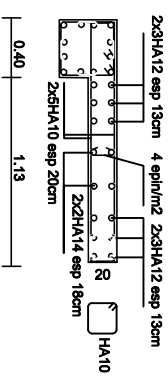
ZONE III



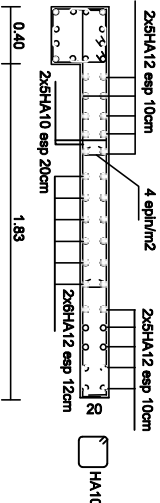
ZONE III



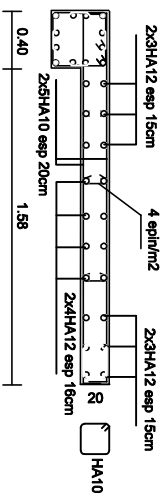
ZONE II



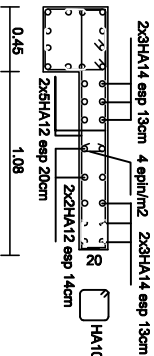
ZONE II



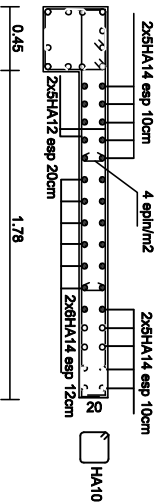
ZONE II



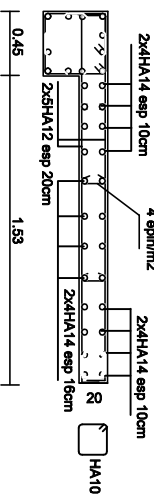
ZONE I



ZONE I



ZONE I



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR: Mr : BRAIK Lyes Mr : BELAID Hakim		TITRE: Ferrillage des voiles longitudinaux	
DIRIGE PAR: Mme : ALCAHA			
PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°	ECHELLE	

