RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr.YAHIA FARES de MEDEA

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie de la matière

Filière : génie civil

Option :Constructions et matériaux

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER ACADEMIQUE en

Génie civil

Théme

Conception et étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation en portiques contreventés par des voiles en béton armé

Encadré par :

M^med^ : Lachenani Amina
M^elle^ : Settari Chafika

Présenté par :

M~r~ : MebrekLakhdar

M~r~ : AlioucheSaid

2012/2013

BIBLIOGRAPHIE

[1] : Cours de béton armé ***BAEL 91 modifié 99*** et DTU associés "JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES 2000.

[2] : Règles parasismiques Algériennes ***RPA 99-version 2003*** DTR-BC-248.

[3] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ***C.B.A.93***.

[4] : Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC-22.

[5] : La construction en zone sismique, par ***Victor Davidovici***.

[6] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; ***Henry Thonier*** (tome3).

[7] : ***DTU B-C 2.42*** règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché.

[8] : Formulaire du béton armé : volume2 ; construction par ***Victore Davidovici***.

Logiciels

- SAP 2000V12
- Auto CAD 2004. Auto Desk Inc. 2003
- ROBOT EXPERT

ET le robot ??? je crois pas que vous avez travailler en SAP non

I.1. Introduction :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de mastère à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 05 étages (R+5), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques - voiles.

Après une descente de charges et un pré dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

I.2 Présentation del'ouvrage étudié

I.2 .1.Situation

Le projet est implanté à**(BENI SLIMANE)** wilaya de **MEDEA**,est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA-99 version 2003), comme unezone moyennesismicité c'est-à-dire (zone II a).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- DTR-BC.2.41 Réglés de conception et calcul des structure en B-A "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation" (DTR BC2.2)
- DTR BC 2.48 Le règlement parasismique Algérienne "RPA99 version 2003"
- DTR BC 2.3.31 Règlement de calcule fondation superficiel

I.2.2. Description de l'ouvrage

Notre projet comporte un bloc, de forme irrégulière composé de(06) niveaux sur (R.D.C+5étages).

I.3. Caractéristiques du bâtiment

Le bloc est de forme irrégulière (angulaire),dont les caractéristiques sont :

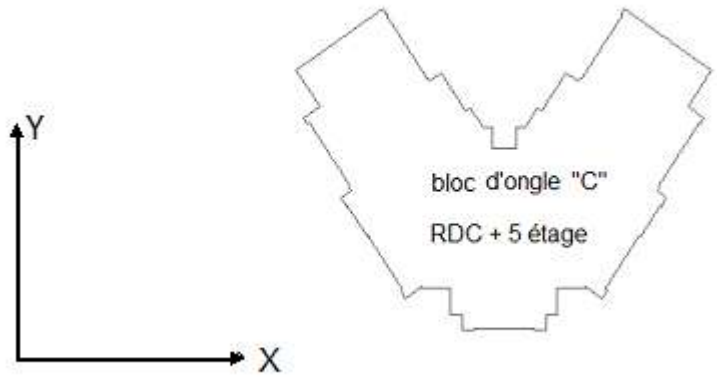


Fig. I.1.Vue en plan de bloc

I.3.1. Les dimensions du bâtiment en plan et en élévation

- Longueur (suivant X) ……..$\mathbf{L = 22.02m}$
- Largeur (suivant Y) ... ... $\mathbf{L = 31.69m}$
- Hauteur d'étage ……... $\mathbf{h = 03.24m}$
- Hauteur de RDC ……. $\mathbf{hr = 03.24m}$
- Hauteur totale du bâtiment …….. $\mathbf{H = 20.04m}$

I.3.2. Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après **(RPA 99 version 2003)** le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a).

I.3.3. plancher

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- plancher dalle pleine.
- plancher corps creux.

I.3.4. Maçonnerie

- **Murs extérieurs**

Ils sont composés de :

Double parois en briques (*10 cm* et *10 cm* d'épaisseur) séparées par une âme d'air de *5cm* d'épaisseur.

- **Murs intérieure**

Simple parois en briques de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5. L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé coulé sur place de 60 cm de hauteur.

I.3.6. Les escaliers

La circulation verticale est assurée avec des escaliers d'un type suivants:

Escalier droit a trois volées, relie le RDC jusqu'au$5^{ème}$étage.

I.3.7. L'infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.4. Principe du Béton Armé

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploi certain adjuvants).
- Les coefficients de dilatation thermique sont (11.10^{-6} pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

I.5. Caractéristiques des matériaux

I.5.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau

de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règle **BAEL91** et le **RPA99** modifié en **2003** applicable en Algérie.

La réalité pratique conduit vers le rapport eau/ciment = 0.5 cela pour limiter le retrait du béton.

I.5.1.1. Composition du béton

Composition du béton et les propositions des matériaux utilisés doivent être étudier afin de donner résistances caractéristiques requise.

I.5.1.2. Résistance du béton[2]

- **à la compression**

Un béton est définit par une valeur de sa résistance à la compression

♦♦**(Art A.2.1.1.1 / BAEL91)**♦♦à l'âge de 28 jours f_{c28} $exprimée\ en\ MPa$

La résistance caractéristique à la compression fcj à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad ; \quad pour \quad f_{c28} \leq 40MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \quad ; \quad pour \quad f_{c28} > 40MPa$$

$$pour \quad j \geq 60\ jours \quad f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25MPa$

- **à la traction ♦♦(Art A.2.1.1.2 /BAEL91)♦♦**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de *j* jours est conventionnellement définit par la relation

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad (MPa)$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{tj} \leq 60MPa$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{tj} = 2.1MPa$

Pour : $f_{tj} \geq 60MPa f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$

I.5.1.3. Contraintes limites de compression

✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$;♦♦**(Art. A.4.3.4.1 / BAEL 91)**♦♦

Avec : $\gamma b = 1{,}5$ pour les cas courants.

$\gamma b = 1{,}15$ Pour les situations accidentelles.

✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$;♦♦**(Art. A.4.5.2/ BAEL 91)** ♦♦

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

I.5.1.4. Contrainte limite de cisaillement ♦♦(Art. A.5.1/ BAEL.91) ♦♦

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

✓ fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} \leq min\left[\frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right] \Longrightarrow \overline{\tau_u} \leq min[3.33MPa; 5MPa] = 3.33MPa$$

✓ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\overline{\tau_u} \leq min\left[\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right] \Longrightarrow \overline{\tau_u} \leq min[2.5MPa; 5MPa] = 2.5MPa$$

I-5-1-5) Module d'élasticité :[2]

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

a) Module d'élasticité instantané ♦♦(Art A. 2 .1.2.1/ BAEL91)♦♦

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

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

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa

$\Rightarrow E_{ij} = 32164{,}195$ MPa

b) Module d'élasticité différée ♦♦(Art A. 2.1.2.2/ BAEL91)♦♦

Le module de déformation longitudinale différée du béton noté **Evj**permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) sous contraintes de longue durée d'application, il est donné par :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ Si$f_{c28} \leq 60$Mpa

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa

$\Rightarrow E_{vj} = 10819$ MPa

I.5.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.5.2 .1. La limite d'élasticité garantie f_e

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I.1. Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e.

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22 F_eE24	215 235	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40 F_eE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40 F_eTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Treillis soudés -lisses -Type 4	 TSL TSHA	 500 520	 emploi courant

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE40 type 1(limite d'élasticité$f_e = 400MPa$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e = 235MPa$).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s »est pris égal à :

$Es = 2.105\ MPa$**[2]♦♦(Art.2.2.1/BEL91)♦♦**

I.5.2 .2.Contraintes limites

- **Etat limite ultime "ELU " ♦♦(Art.4.3.2/BAEL 91)♦♦**
  - ✓ $\bar{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa.$ (Situations durables)
  - ✓ $\bar{\sigma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa.$ (Situations accidentelles)
- **Etat limite de service "ELS "**

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) ;on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible ♦♦(BAEL9 /Art 4.5.32)♦♦

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

b) Fissuration préjudiciable ♦♦(BAEL91/Art 4.5.33)♦♦

$$\bar{\sigma_s}(MPa) = min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$$

c) Fissuration très préjudiciable ♦♦ (BAEL91 / Art 4.5.34)♦♦

$$\bar{\sigma_s}(MPa) = min\left[0.9 \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$$

Avec

$$\eta = \begin{cases} 1 \quad pour\ les\ \ ronds\ lisses\ et\ les\ treillis\ soudés \\ 1.6\ pour\ les\ armatures\ \text{à}\ haute\ adhérance \end{cases}$$

I.6. Objet des justifications de calcul

Selon le ***CBA 93***, les ouvrages et éléments d'ouvrages en béton armé doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée. Ils doivent aussi présenter une conception correcte et essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.
Le calcul permet de justifier dans la mesure où il n'existe pas de faute de conception, qu'une sécurité appropriée est assurée :

-Vis à vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments constructifs.

-Vis à vis d'un comportement non satisfaisant en service.

I.6.1. Justificationsdecalcul

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour le quel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Au delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour les quelles elle a était conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

I.6.1.1. États-limites ultimes (E.L.U)

Correspondent à la limite:

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture)
- ✓ Soit de la stabilité de forme.

Hypothèses de calcul ♦♦(Règlement C.B.A 93 A.4.3.2) ♦♦

- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
- ✓ Allongement relatif de l'acier = Allongement relatif du béton

(Ou raccourcissement) (Ou raccourcissement)

Soit :$\varepsilon_b = \varepsilon_s$

- ✓ Le raccourcissement relatif du béton est limité à:

-$\varepsilon_b = 2‰$ en compression simple (*ex.* : poteaux).**SEC**

-$\varepsilon_b = 3.5‰$ en flexion simple (*ex.* : poutres).**SPC**

- ✓ Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots: A, Bou C.

Diagramme des déformations de la section ♦♦ *(C.B.A 93 A.4.3.3)*♦♦

On distingue trois domaines 1, 2,3, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section du béton

La position du pivot est caractérisée par :

- un allongement déterminé : *exemple :* 10 ‰ pour A
- un raccourcissement déterminé : *exemple :* 3,5 ‰ pour B

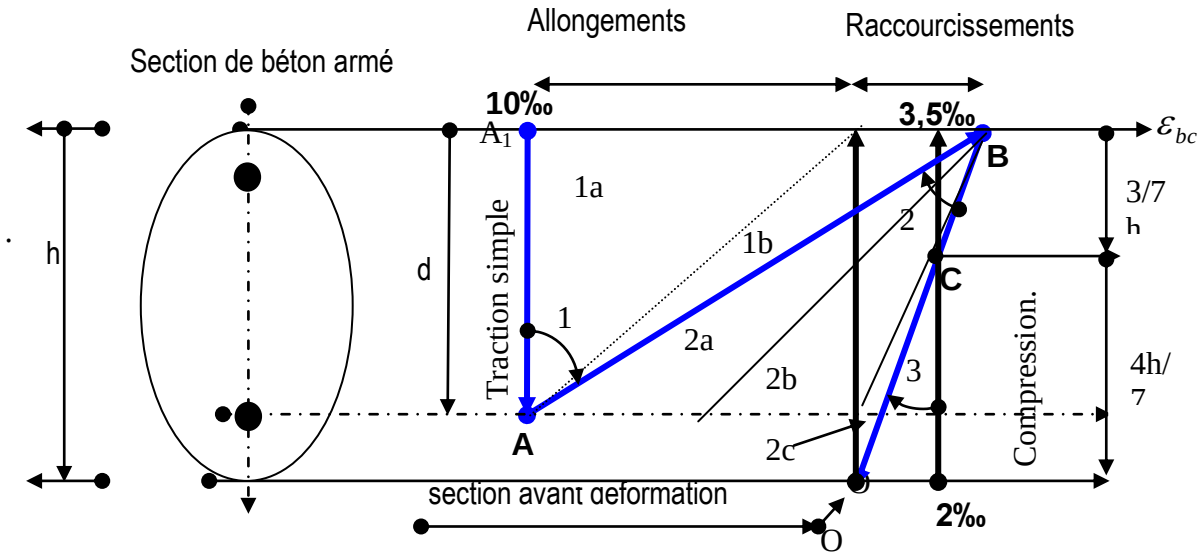


Fig. I.2. Diagramme des déformations de la section (Règle des Pivots)

Diagrammes contraintes déformations♦♦(C.B.A 93 A.4.3.4)♦♦

- ✓ **Diagramme contraintesdéformations de calcul du béton**

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « **parabole rectangle** ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et linéaire, est défini par son module d'élasticité.

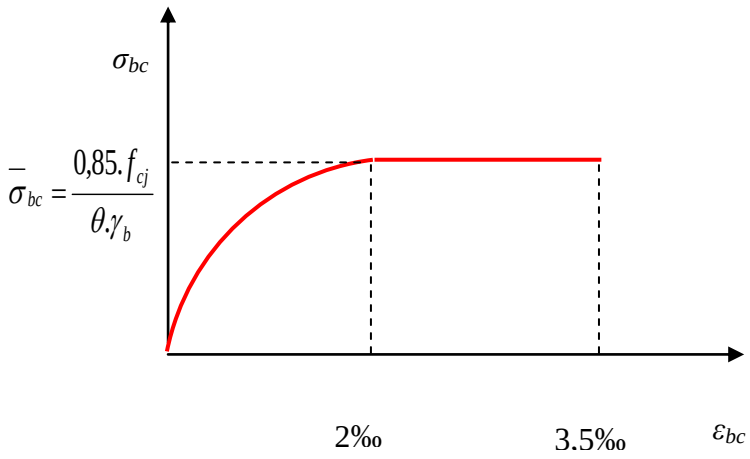


Fig. I.3. Diagramme parabole – rectangle (béton)

✓ **Diagramme contraintes déformations de l'acier** :

Le diagramme contraintes déformations défini ci-dessous est symétrique par rapport à l'origine des coordonnées.

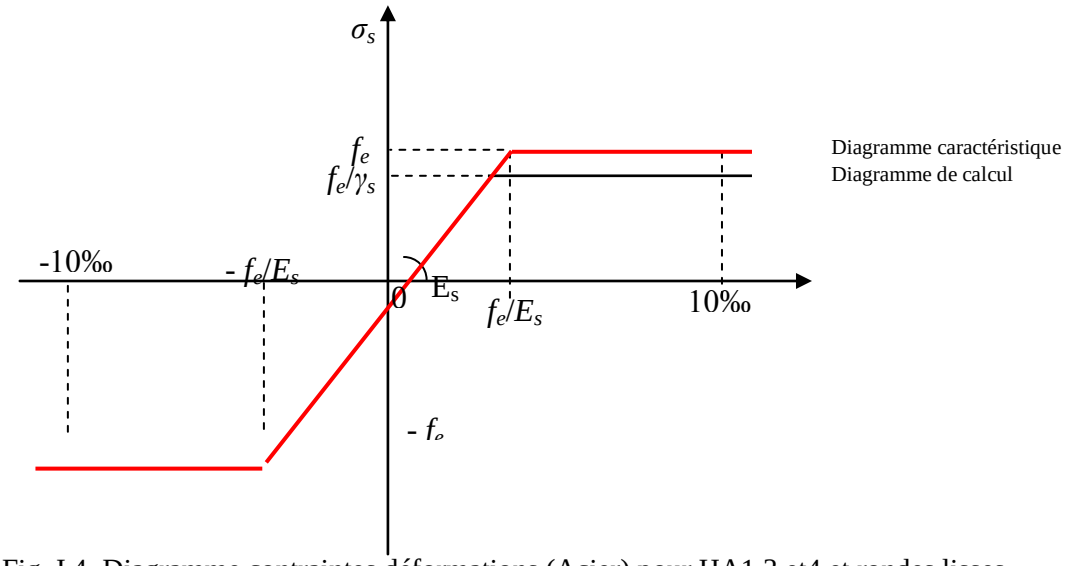


Fig. I.4. Diagramme contraintes déformations (Acier) pour HA1.3.et4 et rondes lisses

Es: Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e: Limite d'élasticité garantie.

✓

- ✓ état limite de compression du béton ou de traction des aciers
- ✓ état limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

Hypothèses de calcul ♦♦(Règlement C.B.A 93 A.4.5.1) ♦♦

- ✓ L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.
- ✓ Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier a celui de béton coefficient d'équivalence à pour valeur 15.

I.7. rapport d'étude de sol :

Le terrain retenu au projet **« 100 »**logements à **BENI SLIMANE** (programme résorption progressif de l'habitat précaire **2010**) est homogène, constitué par des argiles rougeâtres carbonatée en profondeur, encroutements calcaire par endroit et le tout est recouvert par une couche d'argile ocre limoneuse.

L'ensemble des résultats pénétrométriques, montre que le terrain est homogène, détenant des valeurs de résistance en pointe appréciables.

En tenant compte de la nature du sol, de type du projet et de l'ensemble des résultats des investigations in-situ etde laboratoire, il a été suggéré :

- Des fondationssuperficielles de type semelles isoléesou filantes, reliées par des longrines, ancrées à environ **1,60 m** de profondeur.
- Une contrainte à adopter pour le calcul des fondations de l'ordre de **2,00** bars.

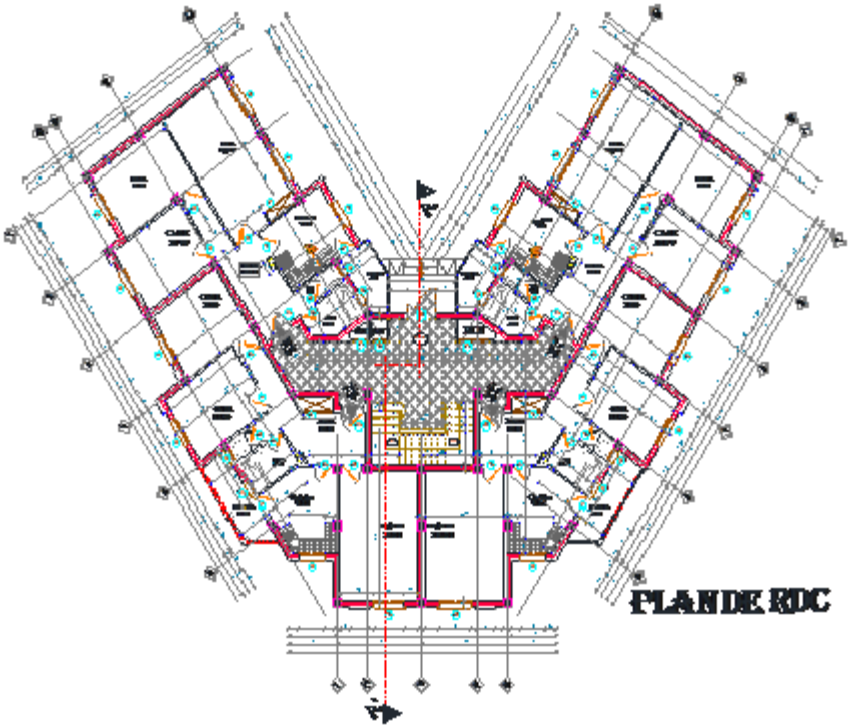


Fig. .I.5.plan de RDC

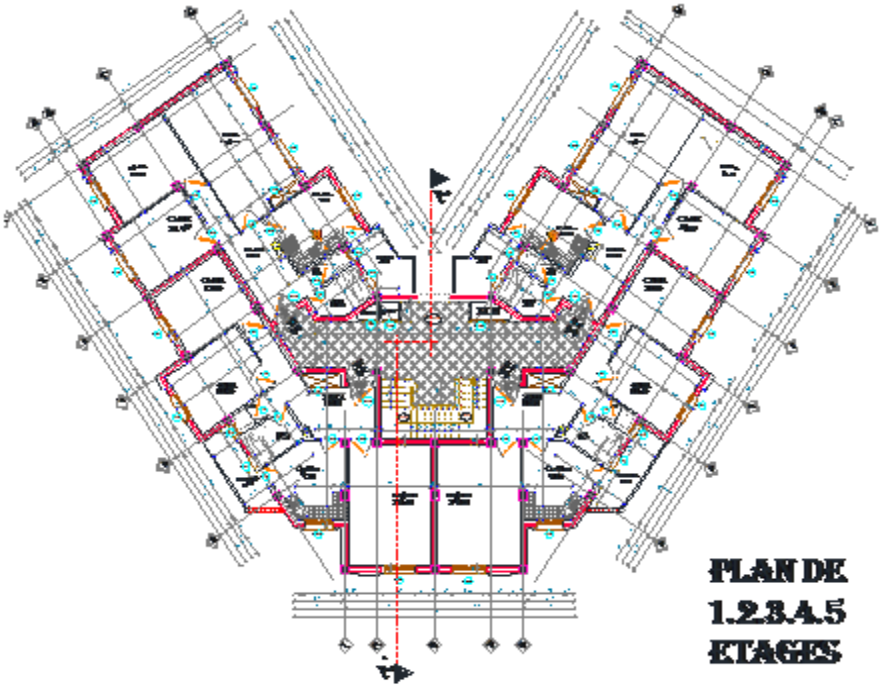


Fig.I.6.plan de 1 ; 2 ; 3 ; 4 et5étage.

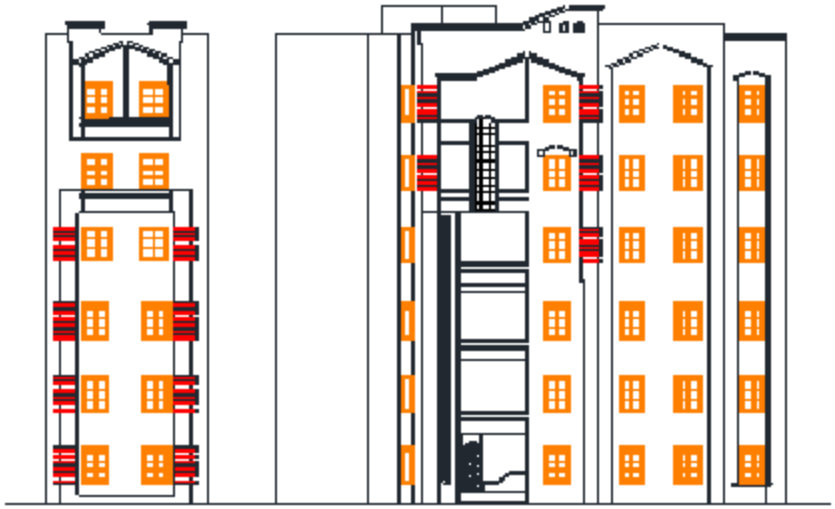


Fig. I.7. Façade principale du bloc

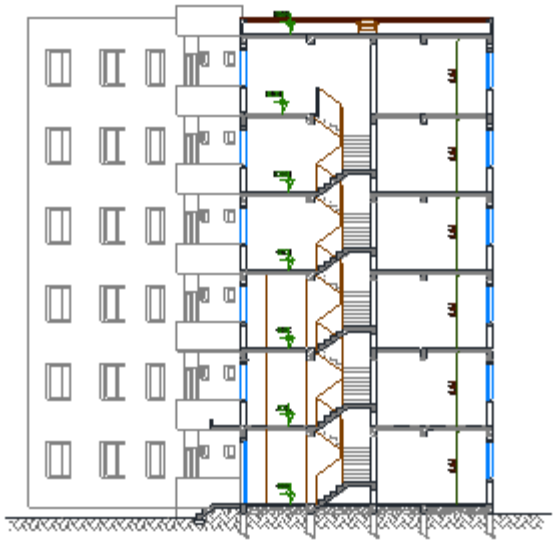


Fig. I.7. Coupe AA ' du bloc

II.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le " ***RPA99 version 2003*** " **[1]**, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux.

II.2.1.Plancher en corps creux

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

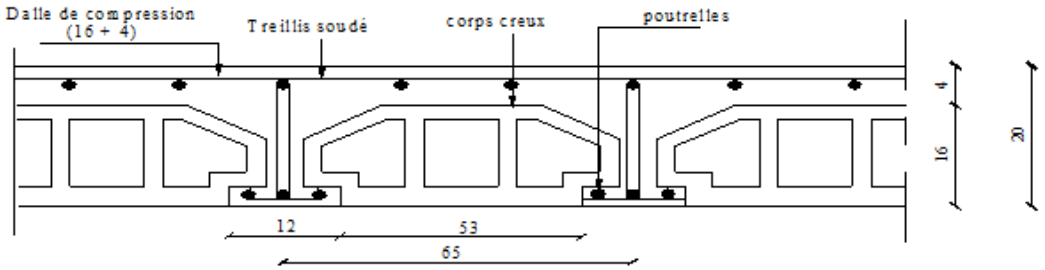


Fig. II.1. Dessin d'un plancher en corps creux

Le règlement CBA93 n'exige que $h_t \geq L/22.5$ d'où la nouvelle fourchette est

$$(L/22.5) \leq h_t \leq (L/20)$$

Avec : L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

$L = 3.60 \Longrightarrow 16.00 \leq h_t \leq 18.00$

On adoptera $ht = 20cm$ telle que $ht = d + e$

$d = 16cm$ (Hauteur de corps creux).

$e = 4cm$ (Hauteur de la dalle de compression).

Donc $\boldsymbol{ht = (16 + 4)\ cm}$.

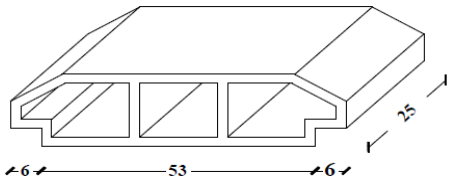


Fig. II.2. Dimensions du corps creux

II.2.2. plancher à dalle pleine

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- ✓ condition de résistance :

  - dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : **[2]** $\frac{l_x}{45} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40}$

  ep : Épaisseur de la dalle.

  - dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e_p \leq \frac{l_x}{30}$

- ✓ condition de sécurité contre l'incendie :

  $ep = 7cm$: peut assurer un coupe - feu d'une heure.

  $ep = 11cm$: peut assurer un coupe - feu de deux heures.

- ✓ condition d'isolation acoustique : $e_p \geq 15\ cm$.

Vérification :

- ✓ critère de résistance :

  L_x : la plus grande portée.

  $\frac{360}{45} \leq e_p \leq \frac{360}{40}$; $8.00 \leq e_p \leq 9.00$ (cm)

La sécurité contre l'incendie : $ep = 11cm$

Condition d'isolation acoustique : $ep = 15\ cm$, on prend $\boldsymbol{ep} = 15\ cm$

II.3. Evaluation des charges et surcharges : [3]

II.3.1.a. plancher terrasse

- ✓ charges permanentes du plancher terrasse (corps creux) :

Tableau. II.1. charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Parevapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				**6.60**

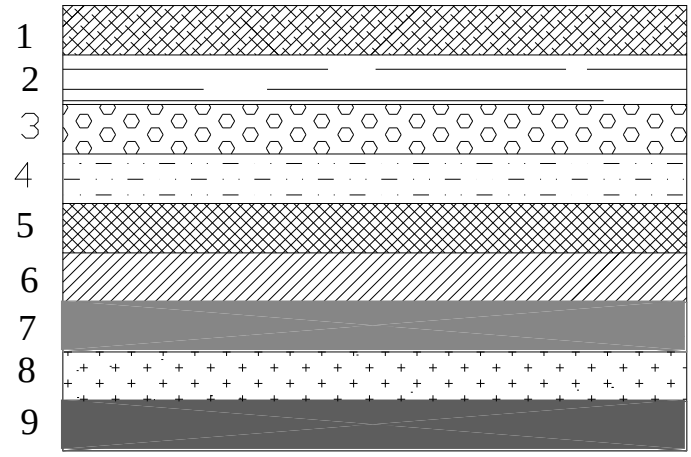


Fig. II.3. Composants d'un plancher terrasse

- ✓ charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine) :

Tableau. II.2. charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liége (isolant)	0.04	04	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Parevapeur	0.01	06	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				**7.55**

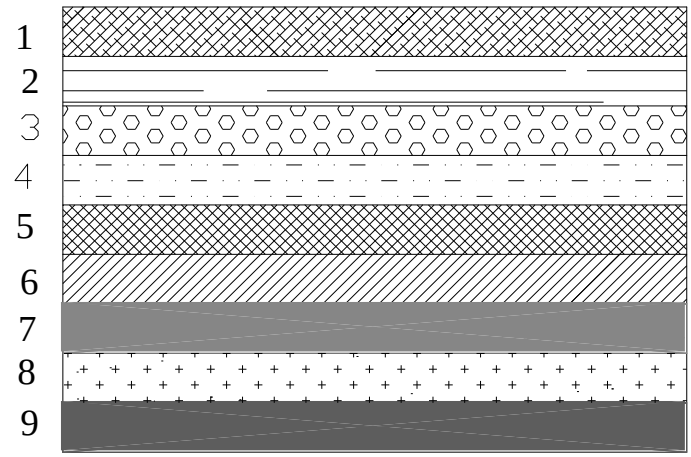


Fig. II.4. Composants d'une (dalle pleine) de la terrasse

- ✓ surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : $\boldsymbol{Q = 3.5\ KN/m2}$

II.3.1.b. Plancher courant

- ✓ Charges permanentes

Tableau. II.3. charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.3	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Cloison légères	0.10	-	0.9
Charge permanente G				**5.28**

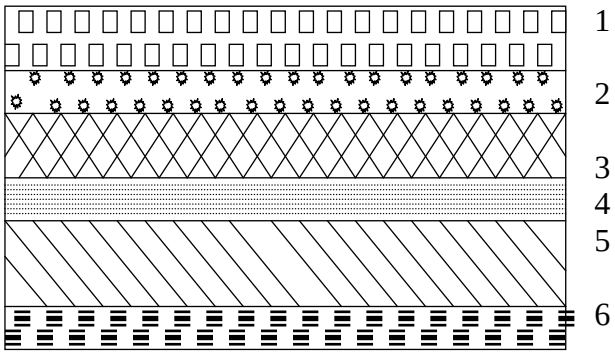


Fig. II.5**.** Composants d'un plancher courant.

Tableau .II.4 .charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.3	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.4
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Cloison légères	0.10	-	0.9
Charge permanente G				**6.23**

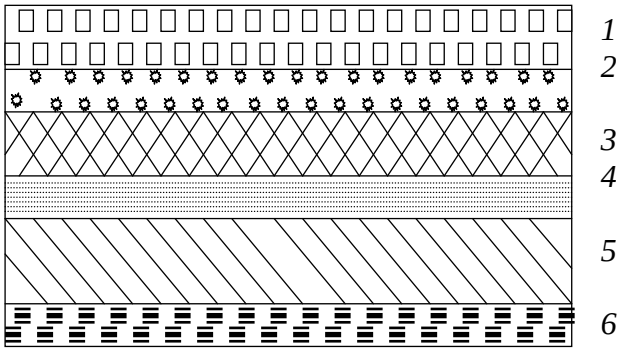


Fig. II.6. Coupe verticale du plancher courant (dalle pleine)

- ✓ surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation $\boldsymbol{Q = 3.5\ KN/m2}$

II.3.2. Maçonnerie

II.3.2.1. Murs extérieurs (double cloison)

Tableau .II.5. Charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
04	Lame d'air	0.05	/	/
Charge permanente G				**2.72**

II.3.2.2.Murs intérieurs (simple-cloison)

Tableau .II.6. Charges permanentes du mur

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				1.82

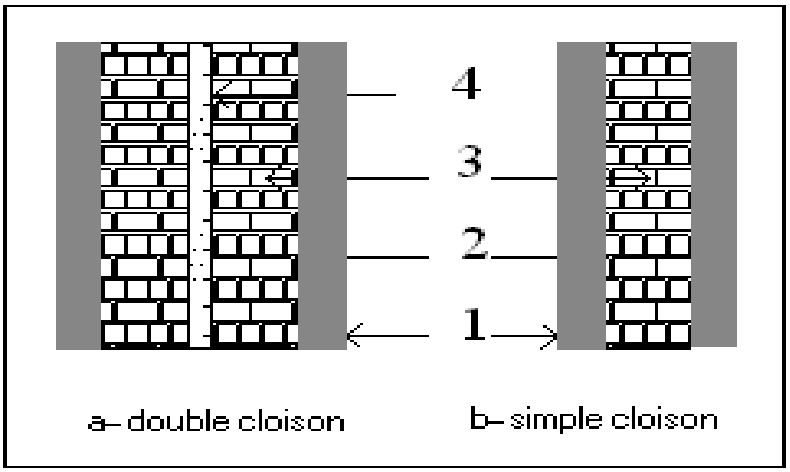


Fig. II.7 Double et simple cloison

II. 4. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée satisfait la condition de résistance et de la flèche imposées par les règles (C.B.A.93) et selon les exigences des règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99+compléments…) :

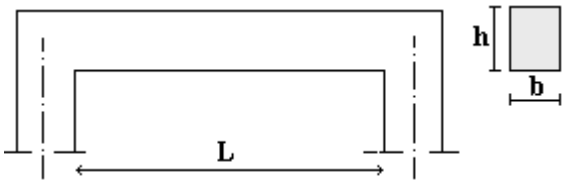


Fig. II.8. Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée nu d'appuis

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa sont: **[1]♦♦(Art .7.5.1.) ♦♦**

$h \geq 30\ cm$

$b \geq 20\ cm$

$\frac{h}{b} \leq 4$

$b_{max} \leq 1.5h + b$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci dessous.

II. 4.1.poutres principales

On a $Lmax = 4.75\ m$, alors : $31.66 \leq h \leq 47.5\ (cm)$

$$on\ prend \quad h = 40\ (cm)$$

$$12 \leq b \leq 28 \qquad on\ prend \qquad b = 30\ (cm)$$

II.4.1.1.vérification selon le R .P.A 99

$b = 30 > 20\ cm \qquad (c.v)$

$h = 40 > 30cm \qquad (c.v)$

$h/b = 1.33 \leq 4 \qquad (c.v)$

II.4.1.2.Vérification de la flèche [2] ♦♦ (ART B.6.5.) ♦♦

On vérifier que $F \leq F_{Limite}$

On à $F = \frac{5\times P\times L^4}{348\times E\times I}$ et $F_{Limite} = \frac{L}{500}(cm)$

Détermination P total :

Poids propre de la poutre $Gp = 0.40\ x\ 0.30x25 = 3.00KN/ml$

Poids propre du plancher $G\ plancher = 3.60 \times 6.60 = 23.76\ KN/ml$

$Q\ plancher = 1.5 \times 3.6 = 5.40\ KN/ml$

$$P\ total = (Gp + G\ plancher + Q\ plancher) = 32.16\ KN/ml$$

- Calcul de la flèche :

$L = 4.75 \leq 5m \quad \Rightarrow \quad F \leq F_{Limite} = \frac{L}{500}(cm)$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5\times P\times L^4}{348\times E\times I} \quad ; \quad I = \frac{b\times h^3}{12} = 160000cm^4$$

$$F = \frac{12 \times 5 \times 32.16 \times 4750^4}{348 \times 32164{,}20 \times 300 \times 400^3} \Longrightarrow F = 0.45cm$$

Donc $F = 0.45\ cm < F_{limite} = 0.95\ cm$

alors $F < F_{limite}$ CV

Toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes donc :

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

$$\mathbf{b \times h = (30 \times 40)\ cm^2}$$

II.4.2. poutres secondaires

La portée maximale des poutres secondaires à une longueur de : L_{max} =3.55m

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Longrightarrow 23.66 \leq h \leq 35.5$ on adopte $b = 30$ cm et $h = 30$cm

II.4.2.1.vérification selon le RPA 99

$b = 30 > 20$ cm ……. (cv)

$h = 30 \geq 30\ cm$ ……. (cv)

$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4$ ……. (cv)

Pour les poutres secondaires (non porteuses), on adoptera la section suivante :

$$(\boldsymbol{b \times h}) = (\mathbf{30 \times 30})\boldsymbol{cm^2}$$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le redimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante : $N_U \leq \overline{N_u} \quad avec \quad \overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_S \frac{f_e}{\gamma_s}\right]$

$N\ adm$: Effort normal maximal à ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale

Br : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 cm ;

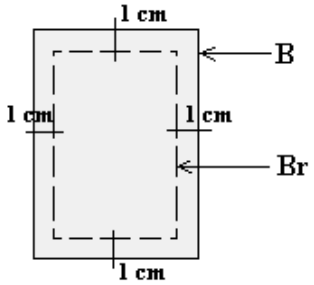


Fig. II.9. Section réduite du poteau

$\gamma b = 1{,}50\ et\ \gamma s = 1.15$: Coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

$f c28\ et\ f e$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

$A\ s$: Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & pour \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & pour \ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \qquad \text{et} \qquad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

L_f**:** Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{(poteau carré).} \qquad i = \frac{D}{4} \quad \text{(Poteau circulaire).}$$

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

II.5.1. Calcul de la longueur de flambement L_f : [2]

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement $\mathbf{L_f}$ comme suit :

- 0.7*L0 : si le poteau est à ses extrémités :

✓ Soit encastré dans un massif de fondation

✓ traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.

- L_0 : dans les autres cas.
- Pour les étages courants et le RDC on a : $\mathbf{L_f} = 0.7$ L0

II.5.2. Calcul de l'effort Nu

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

✓ **Choix des sections des poteaux**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

MIN (a, b) ≥ 25cm en (zone II a)

Tableau .II.7 . Dimension du poteau

Niveau d'étage	Dimension du poteau	
	a (*cm*)	b (*cm*)
5	30	30
4	30	30
3	35	35
2	35	35
1	40	40
RDC	40	40

✓ **Détermination $\overline{N_u}$:**

Tableau II.8. Calcule de $\overline{N_u}$

	dimension	he (*m*)	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	$\overline{N_u}$ (KN)
5eme	30*30	3.24	78400	26.18	0.764	90	1133.131
4eme	30*30	3.24	78400	26.18	0.764	90	1133.131
3eme	35*35	3.24	108900	22.44	0.785	122.5	1616.544
2eme	35*35	3.24	108900	22.44	0.785	122.5	1616.544
1er	40*40	3.24	144400	19.64	0.799	160	2181.051
RDC	40*40	3.24	144400	19.64	0.799	160	2181.051

La surface reprise par le poteau :

- La surface pour le 4ème et 5ème étage :

S_t= (1.425x2.20) + (1.40 x2.20) + (1.725x1.40) + (1.425 x1.725) = 11.0881 m^2

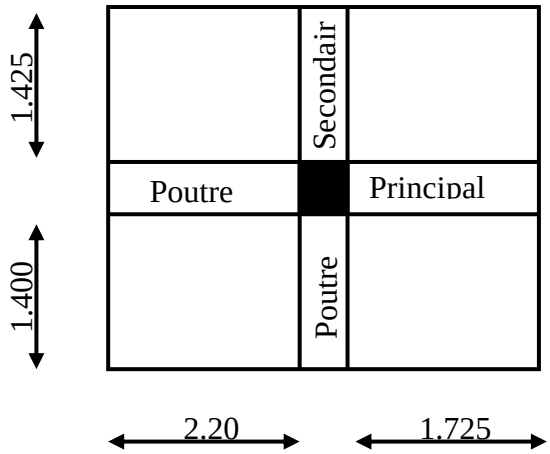


Fig. II.10. Surface reprise par le poteau le plus sollicité 4ème, et 5ème étage

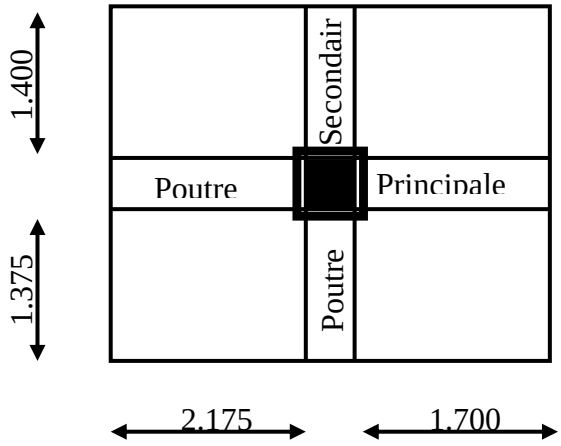


Fig. II.11. Surface reprise par le poteau le plus sollicité2ème, le 3ème étage

- La surface pour le 3ème et le 4ème étage:

S_t= (1.40x2.175) + (1.375 x2.175) + (1.375x1.70) + (1.40 x1.70) -0.025 = 10.7225 m^2

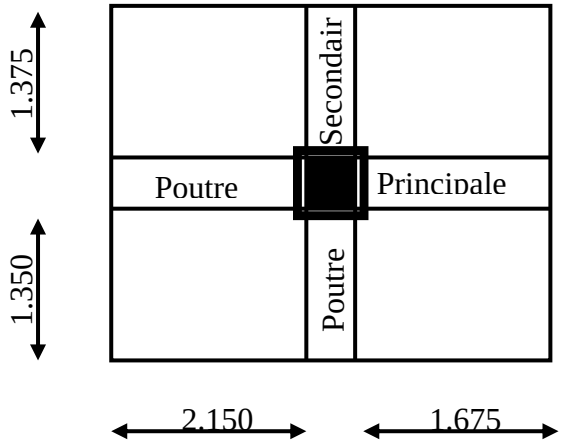


Fig. II.12. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le RDC et le 1er étage

- La surface pour le RDC et le 1ier étage:

S_t= (1.375x2.15) + (1.350 x2.15) + (1.35x1.675) + (1.375 x1.675) -0.01 = 10.412 m^2

II.5.3. Descente des charges : [3] ♦♦ (Art 6.3) ♦♦

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant

❒ **Charges d'exploitation :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q

$$Q_0 + \frac{3+n}{2\times n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots\dots\dots Q_n)$$

Avec :

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

$Q0$: La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q1, Q2, \dots\dots, Qn$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs

On utilise le $(3+n)/2n$ à partir du citâmes étage

✓ **Loi de dégression des charges Q**

Plancher 5^{eme} étage : $Q0$

Plancher 4^{eme} étage : $Q0 + Q1$

Plancher 3^{eme} étage : $Q0 + 0.90(Q1 + Q2)$

Plancher 2^{eme} étage : $Q0 + 0.85(Q1 + Q2 + Q3)$

Plancher 1^{er} étage : $Q0 + 0.80(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$

Plancher du RDC : $Q0 + 0.75(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$

Tableau. II.9 .détermination des charges d'exploitations

	q (KN/m^2)	S_t (m^2)	Q(KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{CUM} (KN)
5^{eme}	1	11.0881	$Q_{0=}$	11.0881		11.0881
4^{eme}	1.5		$Q_{1=}$	16.6321	1	27.7202
3^{eme}	1.5		$Q_{2=}$	16.0837	0.9	40.5323
2^{eme}	1.5	10.7225	$Q_{3=}$	16.0837	0.85	52.5676
1^{ere}	1.5		$Q_{4=}$	15.6180	0. 80	62.6221
RDC	1.5	10.4120	$Q_{5=}$	15.6180	0.75	71.1147

✓ **Charges permanentes et Nu :**

Une majoration de 10% de l'effort normal est considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive : $G = [\ G_{palncher} + G_{poutr\ prine} + G_{potre\ sec} + G_{poteau}\ ]$

Tableau .II.10. Vérifications du ($1.1Nu \leq N$)

	G		G	G_{cum}	Q_{cum}	N_u	$1.1N_u$	$\bar{N}_u$ (KN)	$1.1N_u \leq \bar{N}_u$
5^{eme}	PP	11.775	98.602	98.602	11.0881	149.744	164.718	1133.131	CV
	PS	06.356							
	PT	07.290							
	PL	73.181							
4^{eme}	PP	11.775	83.966	182.568	27.7202	288.047	316.851	1133.131	CV
	PS	06.356							
	PT	07.290							
	PL	58.545							
3^{eme}	PP	11.625	84.405	266.937	40.5323	421.163	463.279	1616.544	CV
	PS	06.243							
	PT	09.922							
	PL	56.615							
2^{eme}	PP	11.625	84.405	351.378	52.5676	553.211	608.532	1616.544	CV
	PS	06.243							
	PT	09.922							
	PL	56.615							
1^{ere}	PP	11.745	85.734	437.112	62.6221	684.034	752.437	2181.051	CV
	PS	06.333							
	PT	12 .960							
	PL	54.975							
RDC	PP	11.475	85.734	522.846	71.1147	812.514	893.765	2181.051	CV
	PS	06.333							
	PT	12 .960							
	PL	54.975							

Effort normal de résistance :

$$Nu = 1.35\ NG\ + 1.5\ NQ \qquad \blacklozenge\blacklozenge\ (\ \textbf{Art B.8.11.})\ \blacklozenge\blacklozenge$$

$$Nu = \ Nu\ + 0.1\ Nu\ = 1.1\ Nu$$

II.5.4. Vérification selon le RPA99v2003 ♦♦ (Art 7.5.1.) ♦♦

Le pré dimensionnement doit respecter les conditions imposées par le RPA 99 pour la zone II a.

Le règlement préconise :

Tableau. II.11. vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b1, h1) ≥ 25cm	Min (b, h) = 30 *cm* ≥ 25 *cm*	**CV**
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30*cm*≥ (he/20) = (3.24-0.40)/20=14.20*cm*	**CV**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**CV**

Conclusion :

On adoptera les sections suivantes :

(30 x 30) cm² 4^{éme} et 5^{éme} étages.

(35 x 35) cm² 2^{éme} et 3^{éme} étages.

(40 x 40) cm² RDC et1^{ere} étage.

II.6. pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charge verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003 ♦♦ (Art .7.7.1.) ♦♦ exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

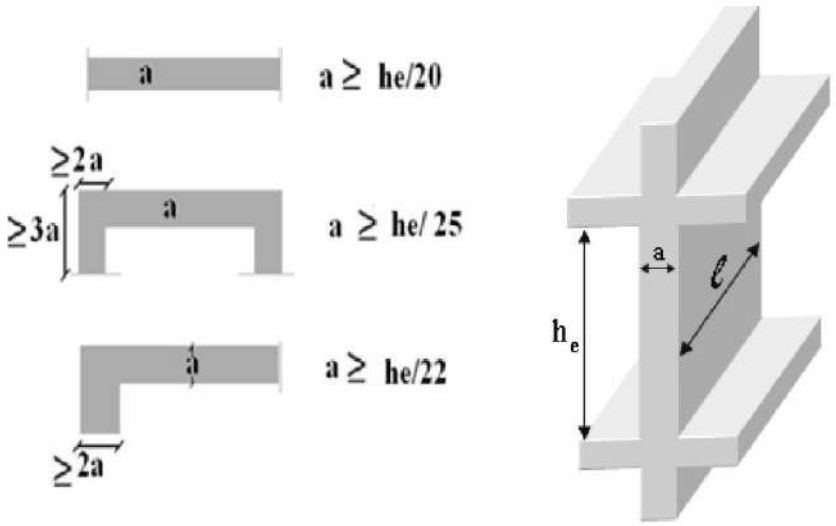


Fig. II.13. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

he= 3.24-0.4=2.84m. (RDC)

- a ≥ MAX (15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX(15 cm ; 11.36 cm;12.90 cm;14.20 cm)

a ≥14.20 cm

On adopte : a =15 cm

- he= 3.24-0.4=2.84m. (étages courants)

a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX(15 cm ; 11.36 cm;12.90 cm;14.20 cm)

a ≥14.20 cm .

On adopte: a =15 cm

- ✓ **Conclusion :**

On adoptera les épaisseurs suivantes :

RDC a=15cm

Étages courants : a=15cm

CONCLUSION GENERAL:

Après avoir pré dimensionné tous les éléments, nous pouvons résumer les résultats dans le tableau suivant :

Hauteur	Plancher corps creux	Ht=20cm
	Dalle plein	e =15 cm
Section des poutres	Poutre principale	(30x40) cm^2
	Poutre secondaire	(30x30) cm^2
Section des poteaux	RDC ; NIV1	(40x40) cm^2
	NIV 2 et 3	(35x35) cm^2
	NIV 4 et 5	(30x30) cm^2
Epaisseur des voiles	RDC ; NIV 1 à 5	a=15 cm

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

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES:

III .1. L'ACROTERE:

III.1.1. Principe de calcul:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1kN/m due à la main courante.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1ml de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

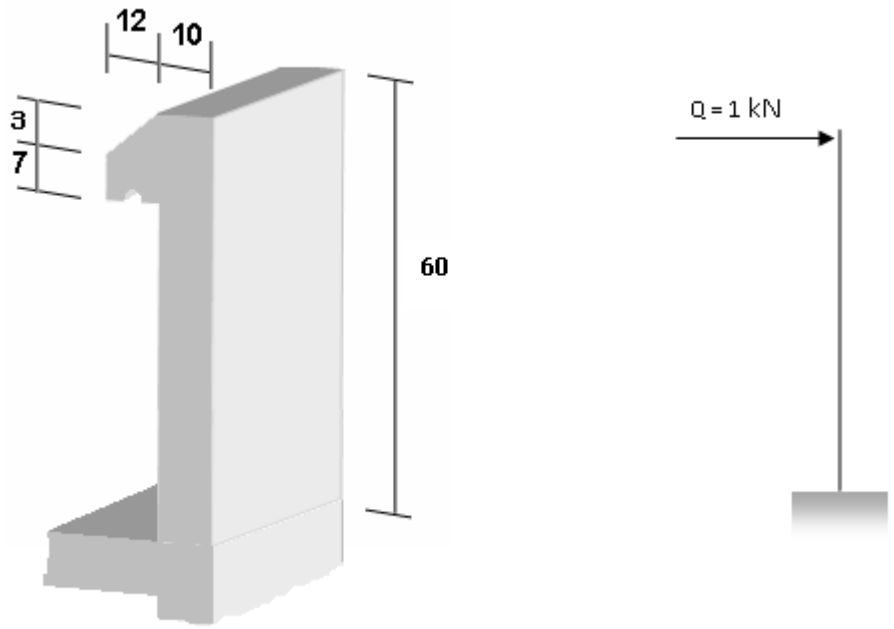


Fig. III.1. L'acrotère

- **Évaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.1. Évaluation des charges et surcharges.

Charge permanent
Poids propre : $G = [(0,6.0,1) + (0,12 + 0,07) + (0,03.0,12/2)].25 = 2,16\ KN$
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III .1.2.Détermination des efforts :

Tableau III.2. Détermination des efforts.

L'E.L.U
L'effort normal : N_U =1,35.G = 1,35.2, 16 = 2,92KN
Moment d'encastrement : M_U =1,5.Q.h = 1,5.1.0, 6 = 0,9 KN.m
L'effort tranchant : T_U =1,5.Q = 1,5.1 = 1, 5 KN
L'E.L.S
L'effort normal : N_{ser} = G = 2,16 KN
Moment d'encastrement : M_{ser} = Q.h =1.0, 6 = 0,6 KN.m
L'effort tranchant : T_U = Q =1 KN

III .1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Dimensionnement de l'acrotère.

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
B	100	cm	$\mathbf{F_{c28}}$	25	MPa
H	10	cm	$\mathbf{F_e}$	400	MPa
$\mathbf{C_1}$	2,5	cm	Sollicitations		
$\mathbf{C_2}$	2,5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			$\mathbf{N_u}$	2,92	KN
Notations	Valeurs	Unités	$\mathbf{M_u}$	0,9	KN.m
$\mathbf{L_0}$	0,6	m	$\mathbf{N_{ser}}$	2,16	KN
$\mathbf{L_f}$	1,2	m	$\mathbf{M_{ser}}$	0,6	KN.m

a) L'E.L.U :

N_U = compression

$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9.10}{2,92} = 30,82\,\text{cm}$

$a = \frac{h}{2} - c_1 + e = 5 - 2,5 + 30,82 = 33,32\,\text{cm}$

$M_1 = N_u.a = 2,92.0,33 = 0,97\,\text{KN.m}$

$e = 30,82\,\text{cm} \geq \frac{h}{2} - c_1 = 2,5\,\text{cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée

le calcul se fait en flexion simple à l'état limite ultime

$M_u = M_1 = N_n.a = 0,97\,\text{KN.m}$

$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{0,97.10^3}{14,2.100.7,5^2} = 0,0121 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\rightarrow \alpha = 0,0151 \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = 348MPA$

$A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{0,9.10^6}{0,992.75.348} = 34,69\,\text{mm}^2 = 0,34\,\text{cm}^2$

$A' = 0\,\text{cm}^2$

$A_1 = A' = 0\,cm^2$, $A_2 = A - \frac{N_u}{\overline{\sigma_s}} = 34,69 - \frac{2,92.10^3}{348} = 26,30\,\text{mm}^2 = 0,26\,cm^2$

condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{0,1.b.h}{100} = \frac{0,1.100.10}{100} = 1\,\text{cm}^2$

$A_1 + A_2 = 0,26\,\text{cm}^2 < A_{min} \Rightarrow A_1 + A_2 = A_{min} = 1\,\text{cm}^2$

choix des barres:

$A_1 \equiv 4T8 = 2,01\,\text{cm}^2$

$A_2 \equiv 4T8 = 2,01\,\text{cm}^2$

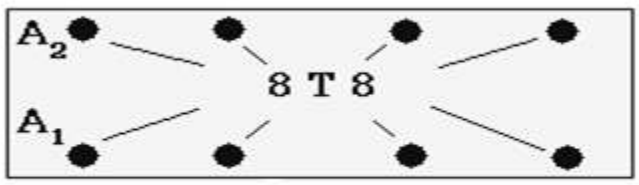


Fig. III. 2. les armatures de l'acrotère

b) Vérification des contraintes à l'état limite de service :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0{,}6.10^2}{2{,}16} = 27{,}77\,\text{cm}$$

$$B_0 = b.h + 15.(A_1 + A_2) = 100.10 + 15.(2{,}01 + 2{,}01) = 1060{,}3\,\text{cm}^2$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{B_0}.\left[\frac{b.h^2}{2} + 15.(A_1.c_1 + A_2.d)\right] = \frac{1}{1060{,}3}.\left[\frac{100.10^2}{2} + 15.(2{,}01.2{,}5 + 2{,}01.7{,}5)\right] = 5\,\text{cm}$$

$$\gamma_2 = h - \gamma_1 = 10 - 5 = 5\,\text{cm}$$

$$I_G^{'} = \frac{b}{3}.(\gamma_1^3 + \gamma_2^3) + 15.\left[A_1.(\gamma_1 - c_1)^2 + A_2.(\gamma_2 - c_2)^2\right] = 4543{,}54\,\text{cm}^4$$

$$M_{ser/G'} = M_{ser} - N_{ser}.(\frac{h}{2} - \gamma_1) = 0{,}6 - 2{,}16.(5 - 5) = 0{,}6\,\text{KN.m}$$

$$\frac{M_{ser/G'}}{N_{ser}} = 27{,}77\,\text{cm} > \frac{I_G^{'}}{B_0.\gamma_2} = 0{,}85\,\text{cm} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$C = e - \frac{h}{2} = 27{,}77 - 5 = 22{,}77\,\text{cm}$$

détermination de y_1 :

pour déterminer y_1 il faut résoudrel'équation suivant :

$$y_2^3 + p.y_2 + q = 0$$

avec :

$$p = -3.C^2 + \frac{90}{b}.\left[A_1.(c_2 - C) + A_2.(d - C)\right] = -1610$$

$$q = -2.C^3 - \frac{90}{b}.\left[A_1.(C - c_2)^2 + A_2.(d - C)^2\right] = -24550{,}26$$

$$y_2^3 - 1610y_2 - 24550{,}26 = 0$$

Y1 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Y2=-25,26

Y2=-21

Y2=46,266

pour les trois cas : $y_1 = y_2 + C \quad : 0 < y_1 < d = 7.5\,\text{cm}$

$y_1 = y_2 + C = -25{,}26 + 22{,}77 = -2{,}49$

$y_1 = y_2 + C = -21 + 22{,}77 = 1{,}77$ OK

$y_1 = y_2 + C = 46{,}266 + 22{,}77 = 69{,}03$

$$S'_G = \frac{b.y_1^2}{2} + 15.[A_1.(y_1 - c_1) - A_2.(d - y_1)] = 310,955 cm^3$$

$$k = \frac{N_{ser}}{S'_G} = 0,0073$$

les contraintes :

$\sigma_b = k.y_1 = 0,0073.17,9 = 0,13067 MPa$

$\sigma_{s1} = 15.k.(y_1 - c_1) = -0,77745 MPa$

$\sigma_{s1} = 15.k.(d - y_1) = 6,25245 MPa$

les contraintes admissibles :

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

$\overline{\sigma_b} = 0,6.f_{c28} = 15 MPa$

$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right] = 202 MPa$ avec : $\eta = 1.6$ (Fissuration préjudiciable).

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$, $\sigma_{s1} < \overline{\sigma_s}$ et $\sigma_{s2} < \overline{\sigma_s} \Rightarrow$ les états limites de service sont satisfaits

Les sections finales sont les sections calculées à L'.E.L.U :

$A_1 \equiv 4T8 = 2,01 cm^2$

$A_2 \equiv 4T8 = 2,01 cm^2$

Les armatures de répartition :

$$\left.\begin{aligned} A_{rep1} &= \frac{A_1}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50\ cm^2 \\ A_{rep2} &= \frac{A_2}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50\ cm^2 \end{aligned}\right\} \equiv \begin{cases} A_{rep1} \equiv 4\phi 6 = 1.13\ cm^2 \\ A_{rep2} \equiv 4\phi 6 = 1.13\ cm^2 \end{cases}$$

L'espacement :

Pour les armatures principales : $S_t = \frac{100}{4} = 25 cm < \overline{S_t} = Min[3.h, 33 cm] = 30 cm$

Pour les armatures de répartitions : $S_t = \frac{80}{4} = 20 cm < \overline{S_t} = Min[4.h, 45 cm] = 40 cm$

C) Vérification des contraintes de cisaillement de béton :

On doit vérifier les contraintes de cisaillement de béton égalant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1{,}5.10^3}{1000.75} = 0{,}02\,\text{MPa} \qquad (V_u = T_u)$$

la contrainteadmissible:

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4\,\text{MPa}\right] = 2{,}5\,\text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ *le bétonseul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.*

d) Vérification de l'acrotère au séisme : RPA.99 version 2003 : **[1] ♦♦ (Art 6.2.3.) ♦♦**

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$F_p = 4.A.C_p.W_p$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 1B, zone sismique IIa).

C_p = facteur de force horizontale.

W_p =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0,20

C_p = 0,8 **[1] ♦♦(Tab .6.1.) ♦♦**

W_p = 2,16 KN

$F_p = 4.A.C_p.W_p = 4.0{,}2.0{,}8.2{,}16 = 1{,}382\ KN < 1{,}5.Q = 1{,}5\ KN$

L'acrotère résiste à la force sismique.

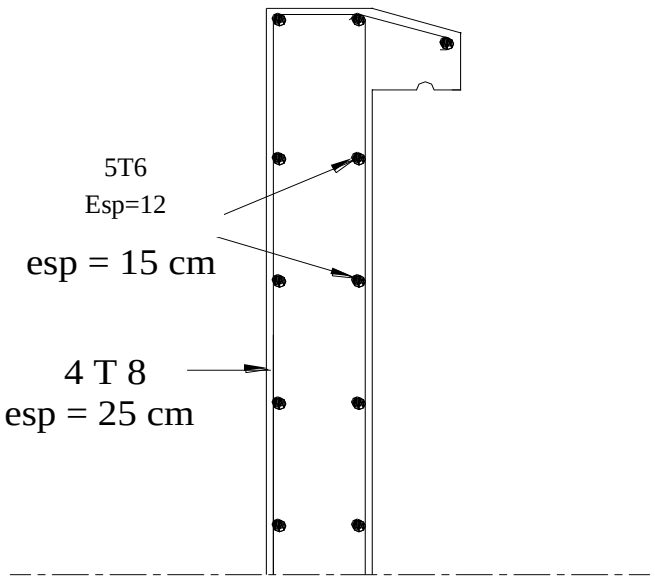


Figure III.3.Ferraillage de l'acrotère

III.2.1 Les escaliers:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre

III.2.2. Définition des éléments d'un escalier :

- ✓ La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ✓ **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- ✓ **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives.
- ✓ **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ✓ **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ✓ **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- ✓ **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- ✓ **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.
- ✓ **L'emmarchement** : est la longueur d'une marche.
- ✓ **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- ✓ **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- ✓ **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- ✓ **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

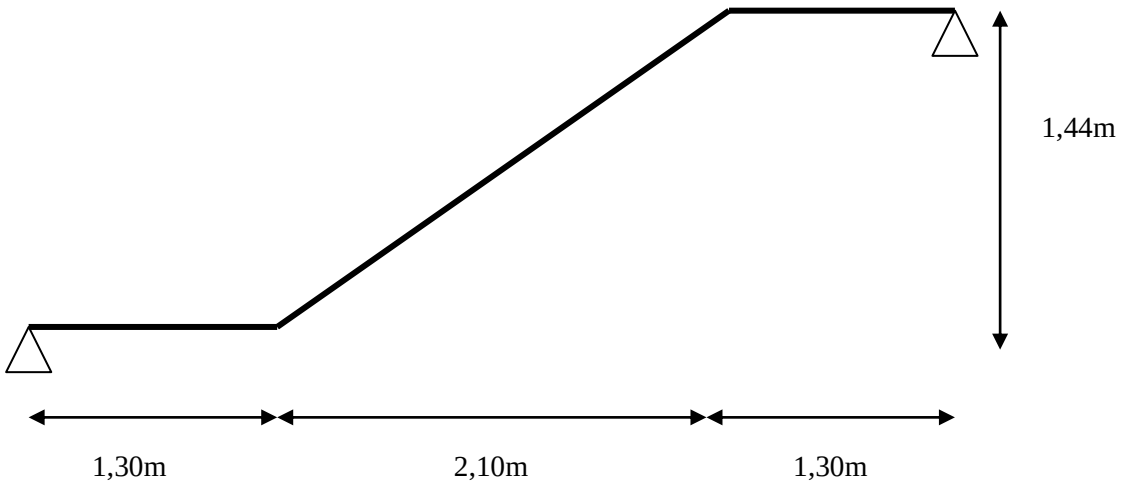


Fig.III.4. schéma statique d'escalier -2ème volée-

1ière et 3ième volée sont identiques, on va étudier que la 2ième volée et généraliser les résultats des sollicitations pour le ferraillage.

III. 2.3.Dimensionnement:

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise

généralement la formule de BLONDEL: $59cm \leq g + 2h \leq 66cm$

Il porte un palier et une paillasse.

$h = \frac{H}{n}\ et\ g = \frac{L}{n-1}$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

On pose :

$X = g + 2h \Rightarrow 2H \times (n-1) + n \times L = X \times n(n-1) \dots\dots\dots\dots\dots\dots (*).$

$x \times n^2 - (x + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0$

on prend

$g + 2h = 64\ cm$. Donc l'equation(*) devient

$64n^2 - 478n + 204 = 0 \Rightarrow n = 8$

Nombre de marches: $n - 1 = 7$

Nombre de contres marches: $n = 8$

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{144}{8} = 18cm$

Le giron: $g = L / n - 1 = 210 / 7 = 30cm$

- ✓ Vérification de la formule de blondel : **[4] ♦♦ (Art 4.1.3.)♦♦**

$59cm \leq g + 2h = 66cm \leq 66cm$

- ✓ Vérification d'inclinaison **α:**

$Tg\ \alpha = H / L = 144 / 210 = 0.685 \qquad \Rightarrow \alpha = 34.43°$

- ✓ Longueur de la paillasse :

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a **:**$L_0 = \sqrt{1.44^2 + 2.1^2}$

$L_{tota} = 2.54m$

$L_{tota} = 2.54 + 3 = 5.5m$; $\frac{L_{tota}}{35} \leq ep \leq \frac{L_{tota}}{30}$ $\Rightarrow 0.157\text{m} \leq \text{ep} \leq 0.183\text{m}$

On adoptera **:** $ep = 18\,cm$

III.2.4.Evaluation des charges et surcharges:

- ✓ **charges permanentes:**

Tableau.III.4. Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier -A

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit plâtre	0.02	20	0.36
Charge permanente				**6.24**

Tableau.III.5. Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.18 / cos α	25	3.71
5	Poids des marches	0.18 / 2	25	2.25
6	Enduit plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente				**7.52**

- ✓ **Surcharge d'exploitation :**

Q = 2.5KN/m^2

III.2.5.Détermination des efforts:

A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau.III.6. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	6.24	2.5	12.17	8.74
Paillasse	7.52	2.5	9013.	10.02

- **A l'E.L.U :**

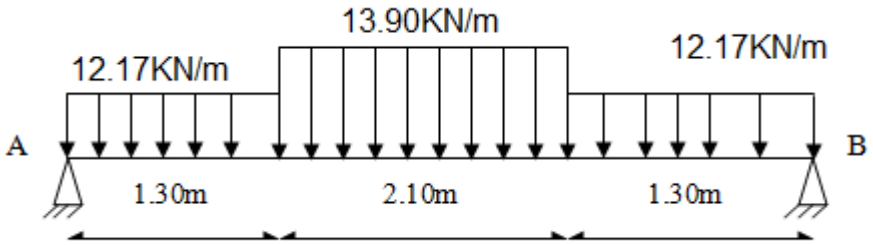


Fig. III.5. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U

✓ Les réactions d'appuis:

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - (12.17 \times 1.3) - (13.90 \times 2.1) - (12.17 \times 1.3) = 0 \Longrightarrow Ra + Rb = 60.83$$

$$\sum M/_A = 0$$

$$Rb\ x\ 4.4 - 12.17\ x\ 1.3x\ (0.65) - 13.90\ x\ 2.1\ x\ \left(1.3 + \frac{2.1}{2}\right) - 12.17\ x\ 1.3\ (0.65 + 3.4) = 0$$

$$\boldsymbol{Ra = 30.41KN} \quad \boldsymbol{et} \quad \boldsymbol{Rb = 30.41KN}$$

$$Tronçon\ AC\ \ (0 \leq x \leq 1.30)$$

	$0 < x < 1.30$	$X = 0$	$X = 1.30$
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times x$	30.41	14.58
M(x) (KN m)	$R_a \times x - P_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	29.24

$$Tronçon\ BC\ \ (1.3 \leq x \leq 3.4)$$

	$1.3 < x < 3.4$	$X = 1.3$	$X = 3.4$
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times 1.3 - P \times (x - 1.3)$	14.58	-14.58
M(x) (KN m)	$R_a \times x - P_1 \times 1.3 \times \left(x - \frac{1.3}{2}\right) - P \times ((x - 1.3)^2)/2$	29.24	29.24

$$Tronçon\ C\ D\ (0 \leq x \leq 1.3)$$

	$0 < x < 1.5$	$X = 0$	$1.3X =$
T(x) (KN)	$-R_b + P_1 \times x$	-30.41	-14.58
M(x) (KN m)	$R_b \times x - R_1 \times (\frac{x^2}{2})$	0	29.24

Donc

Détermination de $M\ max$:

Mmax $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow \mathrm{T(x)} = 30.41 - 12.17(\mathrm{x} - 1.3) - 13.90 * 1.3 = 0 \Rightarrow x = 2.31$

$$Mt = 0.85 \times M\ max \quad ; \quad Ma = 0.50 \times M\ max \quad ; \quad T = 30.41KN.$$

$$M(2.31) = 36.89KN.m$$

Donc :

$$Mt = 0.85 \times 36.89 = 31.35\ KN.m$$

$$Ma = 0.5 \times 36.89 = 18.44\ KN.m \qquad ,Tmax = 30.41KN.$$

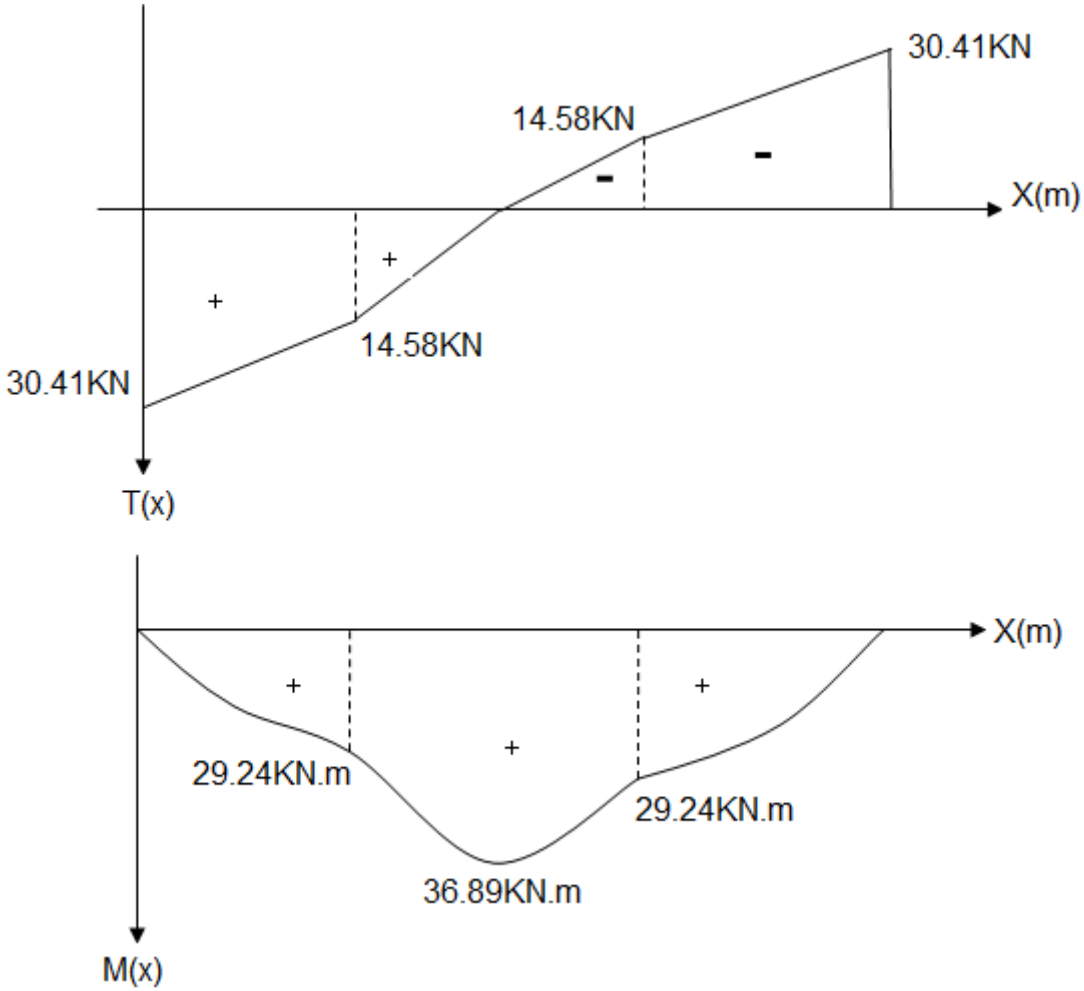


Fig.III.6. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U

- **A l'E.L.S :**

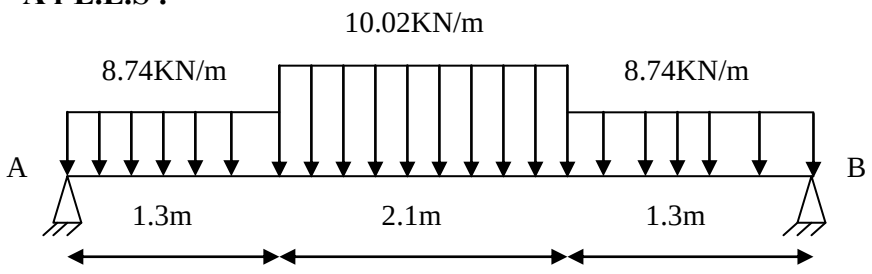


Fig. III.7. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - (8.74 \times 1.3) - 10.02 - (8.74 \times 1.3) = 0 \Longrightarrow Ra + Rb = 43.76$$

$$\sum M/_A = 0$$

$$Donc\ Ra = 21.88KN \quad et \quad Rb = 21.88KN$$

$$Tronçon\ AC\ (0 \leq x \leq 1.3)$$

	$0 < x < 1.3$	$X = 0$	$X = 1.3$
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times x$	21.88	10.51
M(x) (KNm)	$R_a \times x - P_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	21.05

$$Tronçon\ BC\ (1.3 \leq x \leq 3.4)$$

	1.3 < x < 3.4	X=1.3	X=3.4
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times 1.3 - P \times (x - 1.3)$	10.51	-10.51
M(x) (KNm)	$R_a \times x - P_1 \times 1.3 \times \left(x - \frac{1.3}{2}\right) - P \times ((x - 1.3)^2)/2$	21.05	21.05

Tronçon C D ($0 \leq x \leq 1.3$)

	$0 < x < 1.3$	$X = 0$	$X = 1.3$
$T(x)$ (KN)	$-R_b + P_1 \times x$	-21.88	-10.51
$M(x)$ (KNm)	$R_b \times x - R_1 \times (\frac{x^2}{2})$	0	21.05

Donc : $M_t = 0.85 \times M_{max}$; $M_a = 0.5 \times M_{max}$; $T = 24.99KN$.

Détermination de $M\ max$:

Mmax $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow \mathrm{T(x)} = 21.88 - 8.74(\mathrm{x} - 1.3) - 10.02 * 1.3 = 0 \Rightarrow x = 2.31\ m$

$$M(2.31) = 26.57\ KN.m$$

Donc :

$M_t = 0.85 \times 26.57 = 22.58KN.m$; $M_a = 0.5 \times 26.57 = 13.28KN.m$

$T\ max = 21.88KN$.

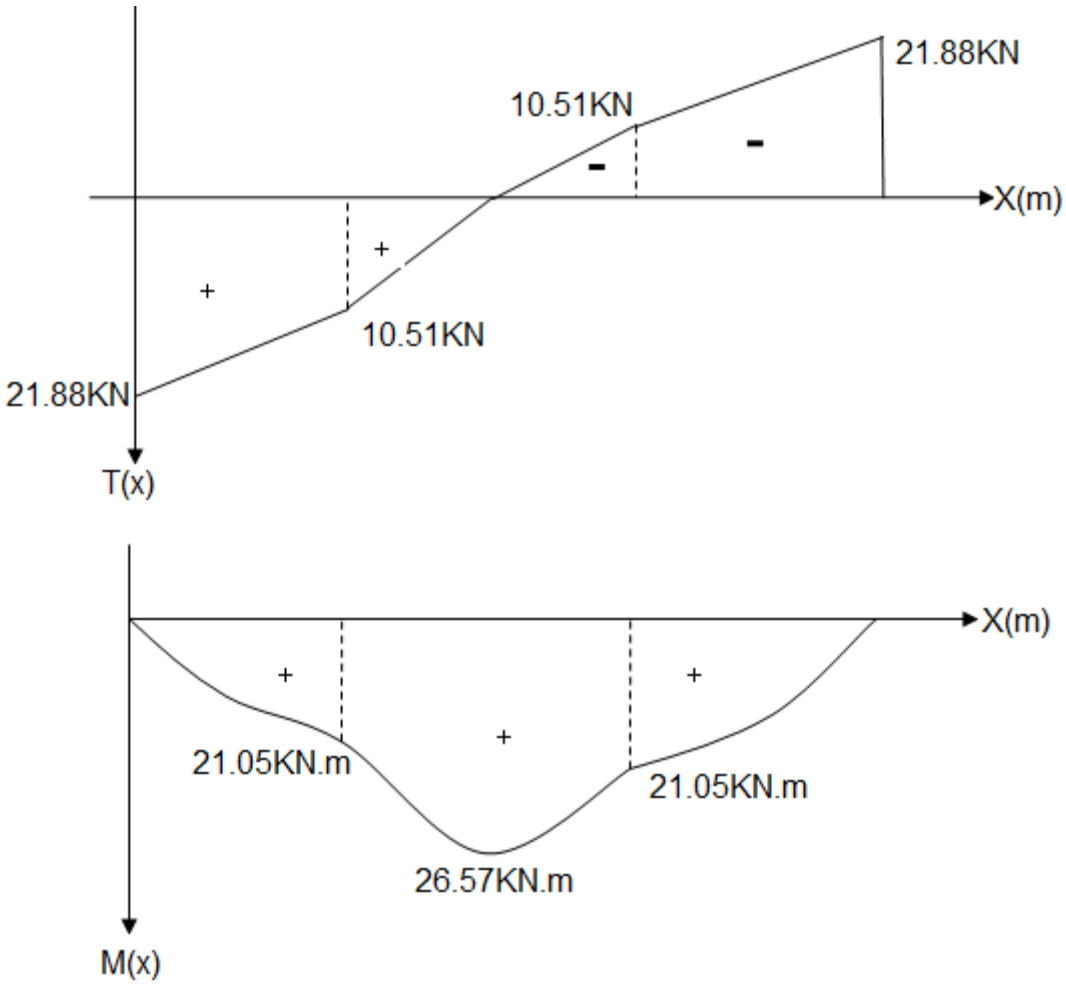


Fig.III.8. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.*S*

III.2.6 Calcul du ferraillage :

Acier : $F_e = 400MPa$, $\gamma_s = 1.15$, $\sigma_s = 348MPa$

Béton: $F_{c28} = 25MPa$, $f_{t28} = 2.1MPa$, $\gamma_b = 1.5$

$\overline{\sigma_{bc}} = 14.2MPa, b = 100cm, h = 18cm, d = 16cm, c = 2cm$

Le moment en travée : $M_{t\,max} = 31.35\ KN.m$

Le moment max aux appuis : $M_{a\,max} = 18.44\ KN.m$

On a :

$$\mu = \frac{M_u}{d^2 b\overline{\sigma_{bc}}} \ , A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Tableau.III.7. les résultats de la flexion simple.

	M_u(KN.m)	d (cm)	μ	β	A_{cal} (cm^2)	Amin	$A_{choisit}$(cm^2)	$A_r = \frac{A}{4}(cm^2)$	$A_{r\ choisit}$ (cm^2)
En travée	31.35	16	0.086	0.95	5.92	1.8	4HA14 =6.16	1.54	4HA8 =2.01
Aux appuis	18.44	16	0.050	0.97	3.41	1.8	5HA10 =3.93	0.98	2HA8 =1.01

- ✓ **Condition de non fragilité:** $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.8cm^2$

$$A = MAX\ [A\ chois\ , Amin]$$

Le choix :

En travée : $A = 4HA14 = 6.16\ cm^2$

En appuis : $A = 5HA10 = 3.93\ cm^2$.

- ✓ **Armature de répartition :** $Ar = \frac{A}{4}$

En travée : $Ar = 4\ HA8 = 2.01\ cm^2$

Aux appuis : $Ar = 3HA8 = 1.01\ cm^2$

- ✓ **Condition d'espacement :**

Pour les armatures longitudinales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[3h, 33] = 33\ cm \quad S_t = \frac{100}{5} = 20cm < 33\ cm$ ……… **OK**

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t =} Min[4h, 45] = 45\ cm \quad S_t = \frac{100}{3} = 33.33cm < 45\ cm$ ……… **OK**

III.2.7.vérification de l'effort tranchant :

On vérifier que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.41\times10^3}{1000\times160} = 0.190\text{MPa}$ et $\bar{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa}$

donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ ……… **OK**

III.2.8. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \qquad \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

En travées:

$A = 6.16\ \text{cm}^2, Mser = 22.58\text{KN.m}$, $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y$

Cherchons la position de l'axe neutre " y "

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(A'C' + Ad) = 0$$

$$100y^2 + 184.8y - 2956.8 = 0 \Rightarrow y = 4.59\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - C')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow 15252.79\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.148\frac{N}{mm^3}$$

D' où

$\sigma_b = 6.7\text{MPa}$, $\sigma_b = 6.7\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$ …… **OK**

En appuis:

$100y^2 + 117.9y - 1886.4 = 0 \Rightarrow y = 3.79\text{cm}$; $A = 3.93\text{cm}^2$; $y = 3.79\text{cm}$

$I = 10603.1\ \text{cm}^4$; $M_{ser} = 13.28\text{KNm}$

$$\sigma_b = \frac{13.28\times10^6}{10603.1\times10^4}\times41 = 5.13\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 5.132\text{MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \text{ …… } \textbf{OK}$$

III.2.9. Vérification de la flèche :

Selon l'article B-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{18}{470} = 0.038 \geq \frac{0.85}{20} = 0.0425 \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{CNV}$

2) $\frac{A}{db_0} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{6.16}{16 \times 100} = 0.0038 \geq 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{CNV}$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

- ✓ **Calcul de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifie cette égalité : $\Delta f = f_v - f_i < \bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{1000} & \text{si} \quad L \geq 5m \\ \frac{L}{500} & \text{si} \quad L < 5m \end{cases}$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

Donnée : h = 18 cm d=16 cm c=2 cm L=4.7m

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} \Rightarrow y = 7.54cm$$

$$I_0 = \frac{b}{3}[y^3 + (h-y)^3] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 59050.1cm^4; \qquad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta dA} = 241.15MPa$$

$$\rho = \frac{A}{db} = 0.0038 \Rightarrow \beta = 0.94 ; \qquad \mu = MAX\left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.51 \ , \ 0\right) = 0.478$$

Maximale sous charges instantanées.

$$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10I_{fi}E_i} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} = 4.36MPa ; \quad I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_i} = 7.89 \times 10^4 cm^4$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19MPa ; \qquad f_i = 12.24mm$$

La valeur de la flèche maximale sous les charges à langue durée d'application:

$$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10I_{fv}E_v} ; \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.74MPa$$

$E_v = \frac{1}{3}E_i = 10721.38MPa$; $I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_v} = 3.20 \times 10^4 cm^4$; $f_v = 21.76mm$

$$\Delta f = f_v - f_i = 9.51mm$$

D'autre part

$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 10.1mm$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 10.1 > \Delta f = 9.51 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{OK}$$

Conclusion :

Donc la condition de la flèche est vérifie.

III.3. Plancher en corps creux :

III.3.1. Introduction :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Les planches en corps creux sont constitues de :

-poutrelles préfabriquées assurent la fonction de portance ; leurs entre axes est de65cm.

-Remplissage en corps creux ; ayant une hauteur de 16cm utilisé comme coffrage perdu.

-Dalle de compression en béton armé de 4cm d'épaisseur.

III.3.2. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TS520) l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

-30cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III.3.2.1. Calcul des armatures :

3.2.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A\perp = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2 / ml$$

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

Nous adaptons : soit 6ϕ6/ml ; A=1.7cm^2 , S_t=20cm.

Avec S_t : distance entre les armatures

3.2.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{II}=A\perp/2=1.7/2=0.85cm^2$.

Soit 6ϕ6/ml ; A=1 .7cm^2 avec un espacement e=20cm.

CONCLUSION :

Nous adoptons pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE52O) de dimension (6x6x200x200) $mm^{4.}$

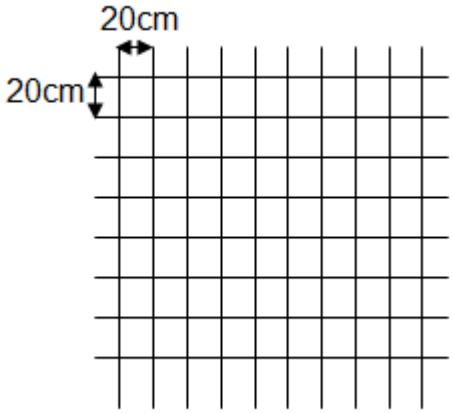


Fig. III.9. Treillis soudé de 20x20 cm

III.3.3. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

a. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- ➢ son poids propre.
- ➢ le poids de corps creux (entrevous).
- ➢ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier

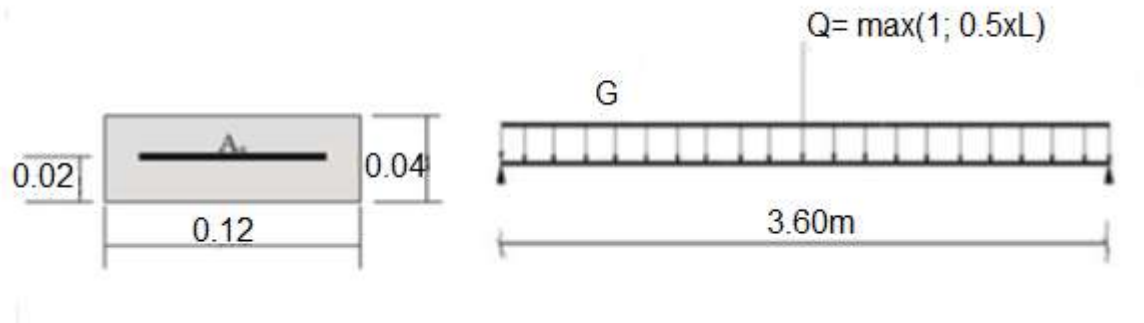


Fig.III.10. Schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm^2 :

Tableau. III.8. les charges de la poutrelle avant collage.

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
3.60	1.80	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12x0.04x25 = 0.12	0.65x1 = 0.65
		0.77	

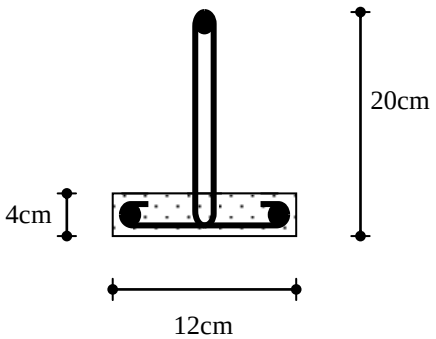
Tableau. III.9. Calcul des moments

MG(KN.m)	MQ(KN.m)	MU(KN.m)
$\frac{GL^2}{8} = 1.24$	$\frac{QL}{4} = 1.62$	1.35MG+1.5MQ = 4.10

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_b}} = \frac{5.38 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 6.01 \gg \mu_{max} = 0.372$$

Cette valeur de μ=6.01 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier.



- Poids de la poutrelle: G_2 = 0.12 x 0.04 x 25 =0.12KN/ml.

Donc: $G = G1 + G2 = 0.12 + 0.65 = 0.77\ KN/ml.$

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 KN/ml de portée]

$$Q = Max\,[1\,KN\,;\,0.5\,x\,3.60] \rightarrow Q = 1.80\,KN.$$

$$Q = 1 * 0.65 = 0.65\,kN/ml$$

$$\bar{f} = \begin{cases} 0.5(cm) + \dfrac{L}{1000}\ si\ L \geq 5m \\ \dfrac{L}{500}\ siL < 5m \end{cases}$$

Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, on doit prévoir un étaiement.

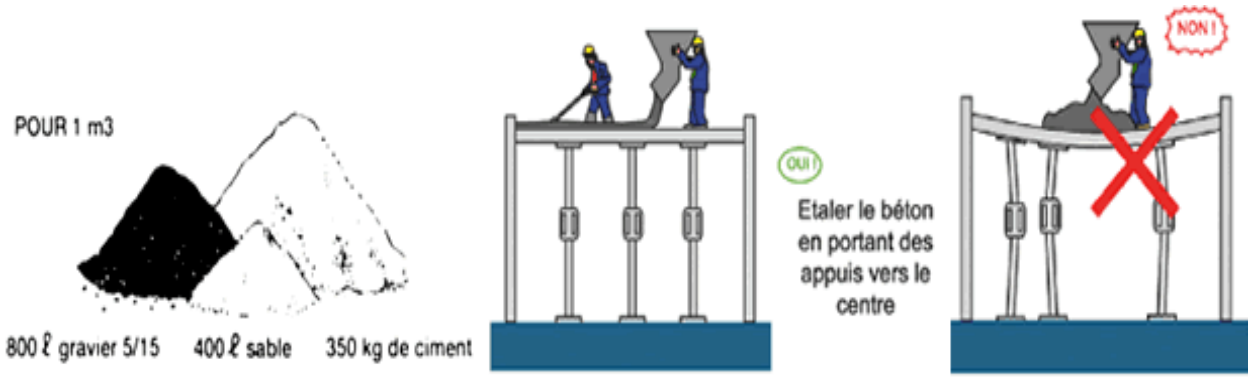


Fig. III.11.schéma représente la disposition des étaiements

➢ **Calcul des étaiements:**

Pour un seul étai au milieu :

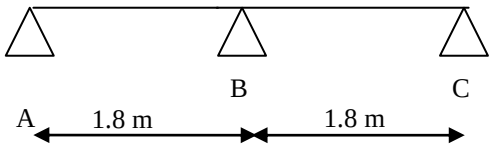


Fig. III.12. Travée avec un seul étai au milieu

G (KN)	Q (KN)	MG(KN.m)	MQ(KN.m)	MU(KN.m)
0.77	1.00	0.311	0.450	1.094

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_b}} = \frac{1.094 \times 10^6}{120 \times 30^2 \times 14.2} = 0.713 \gg \mu_{max} = 0.372\ \textbf{(C.N.V)}$$

On ajoute un autre étaiement.

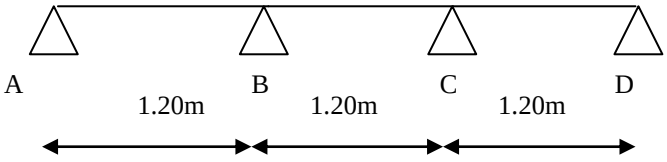


Fig. III.13. Travée avec deux étais espacés de 1.20 m

G (KN)	Q (KN)	MG(KN.m)	MQ(KN.m)	MU(KN.m)
0.77	1.00	0.138	0.300	0.636

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_b}} = \frac{0.636 \times 10^6}{120 \times 30^2 \times 14.2} = 0.414 \gg \mu_{max} = 0.372$$ **(C.N.V)**

On ajoute un autre étaiement.

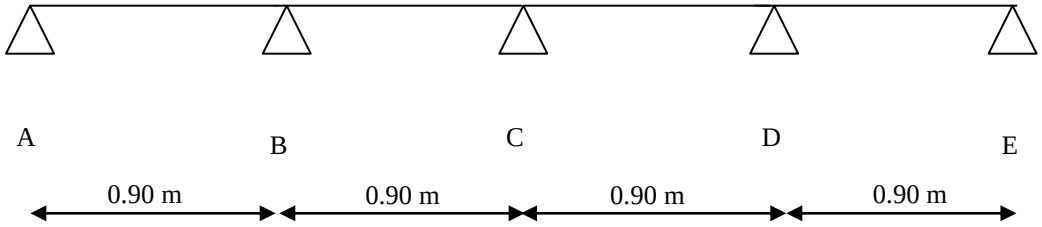


Fig. III.14. Travée avec trois étais espacés de 0.90 m

G (KN)	Q (KN)	MG(KN.m)	MQ(KN.m)	MU(KN.m)
0.77	1	0.077	0.225	0.441

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_b}} = \frac{0.441 \times 10^6}{120 \times 30^2 \times 14.2} = 0.287 \gg \mu_{max} = 0.372$$ **(C.V)**

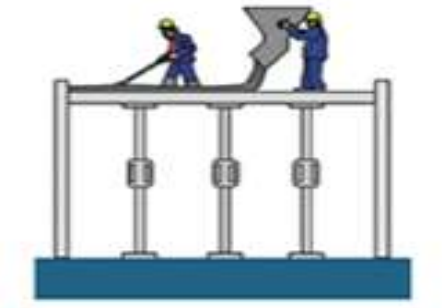


Fig. III.15.Schéma statique d'une poutrelle à trois étaiements

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 90cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

B. après coulage

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

On à deux types de poutres continues sont **:**

- ✓ Poutrelle à 2 travées.
- ✓ Poutrelle à 5 travées.

- **Méthodes de calcul :**

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

A.3.1. Méthode forfaitaire :

A.2.1.1. Domaine d'application :

* **H_1** : $Q \leq \text{Max}\ \{2G\ ;\ 5kN/m^2\}$
* **H_2** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
* **H_3** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,2
* **H_4** : Fissuration non préjudiciable.

A.3.1.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \dfrac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq Max\{1{,}05M_0 ; (1+0{,}3\alpha)M_0\} - \dfrac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1+0{,}3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots Travée\,\text{int}\,ermédiaire \\ (1{,}02+0{,}3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots TravéeN\,de\,rive \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

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

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$……appuis de rive
- $M=0,6M_0$……pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- $M=0,4M_0$……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

B.3.2. Méthode de CAQUOT:

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

B.3.2.1. Exposé de la méthode :

a. **Moment sur appuis :**

$$* M_a = 0,15M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Appuis de rives$$

$$* M_a = -\frac{q_w l_w^{'3} + q_e l_e^{'3}}{8,5\left(l_w^{'} + l_e^{'}\right)} \ldots\ldots\ldots Appuis \text{ int } ermédiaires$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

b. **Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w: Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e: Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives "$l_w^{'}$" à gauche et "$l_e^{'}$" à droite, avec :

l'=l……pour une travée de rive

l'=0,8l……pour une travée intermédiaire

Où "l" représente la portée de la travée libre.

C. Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III. 3. 4. Evaluation des charges et surcharges :

- ❖ **Plancher terrasse :**
  - ➢ **Charge permanentes :**

G=6,60 x 0,65=**4,29kN/ml**

  - ➢ **Surcharges d'exploitation :**

Q=1x0.65=**0,65kN/ml**

- ❖ **Plancher courant :**
  - ➢ **Charge permanente :**

G=5,28 x 0,65=**3,432 kN/ml**

  - ➢ **Surcharge d'exploitation :**

Q=1,5x0,65=**0,975 kN/ml**

Combinaison des charges :

- ➢ **Plancher terrasse :**

E.L.U : q_u=1,35G+1,5Q=**6,76 kN/ml**

E.L.S : q_{ser}=G+Q=**4,94 kN/ml**

- ➢ **Plancher courant :**

E.L.U : q_u=1,35G+1,5Q=**6,09 kN/ml**

E.L.S : q_{ser}=G+Q=**4,40 kN/ml**

Tableau III.10. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	qu (kN/m)	qser(kN/m)
Terrasse	6.60*0.65=4.290	1*0.65=0.650	6.76	4.94
Plancher Courant	5.28*0.65=3.432	1.5*0.65=0.975	6.09	4.40

Conclusion : Les poutrelles de plancher terrasse sont plus sollicitées que celle du plancher courant on l'utilisant donc pour détermination des efforts

1- Poutrelle à Cinq travées : (méthode Caquot)

$$\begin{cases} q_u = 6{,}76 kN/ml \\ q_{ser} = 4{,}94 kN/ml \end{cases}$$

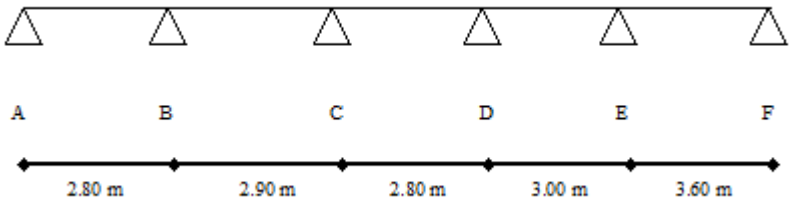


FIG.III.16. type à cinq travées

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

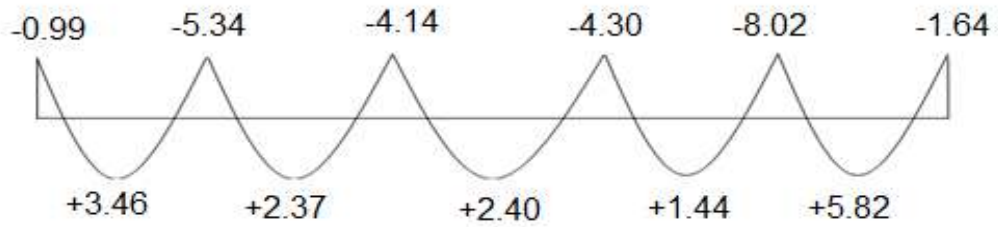
Tableau. III.11.Tableau récapitulatif des efforts à cinq travées

Appuis	***Moment sur appuis (kNm)***		***Travée***	***Portée réelle (m)***	***Moment en travée (kNm)***		***Effort tranchant (kN)***			
							ELU		***ELS***	
	ELU	***ELS***			***ELU***	***ELS***	T_w	T_e	T_w	T_e
1	*-0.99*	*-0.73*	*1-2*	*2,80*	*3.46*	*2.50*	7.90	-11.02	5.75	-8.07
2	*-5.34*	*-3.97*	*2-3*	*2,90*	*2.37*	*1.70*	10.21	-09.39	7.50	-6.83
3	*-4.14*	*-3.02*	*3-4*	*2,80*	*2.40*	*1.80*	09.40	-09.52	6.90	-6.96
4	*-4.30*	*-3.14*	*4-5*	*3,00*	*1.44*	*1.06*	8.90	-11.38	6.50	-8.31
5	*-8.02*	*-5.85*	*5-6*	*3,60*	*5.82*	*4.34*	13.94	-10.39	10.18	-7.60
6	*-1.64*	*-1.20*								

Diagrammes des efforts internes :

Moment fléchissant :

- **E.L.U**



- **E.L.S**

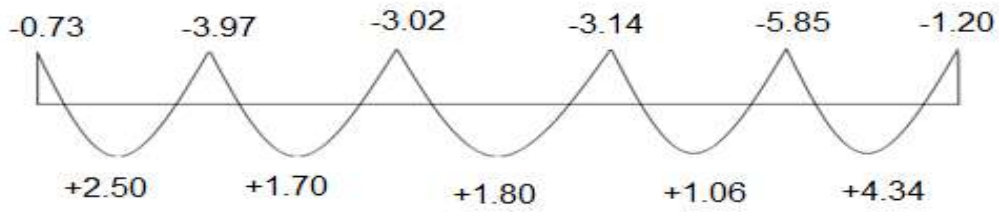
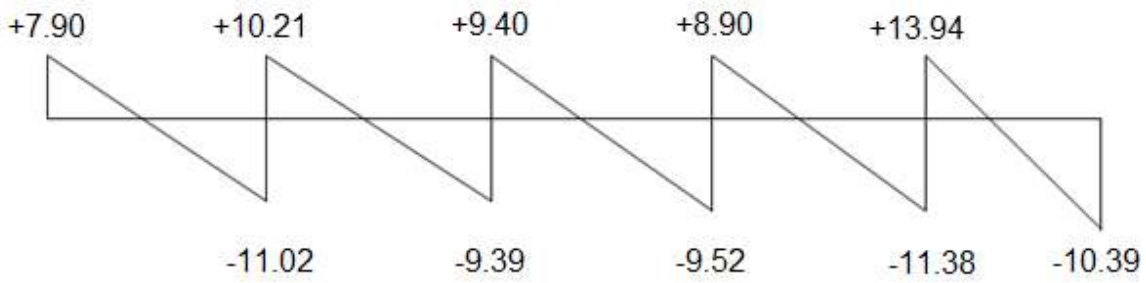


Fig. III.17.Diagramme de moment fléchissant

Effort tranchant :

- **E.L.U**



- **E.L.S**

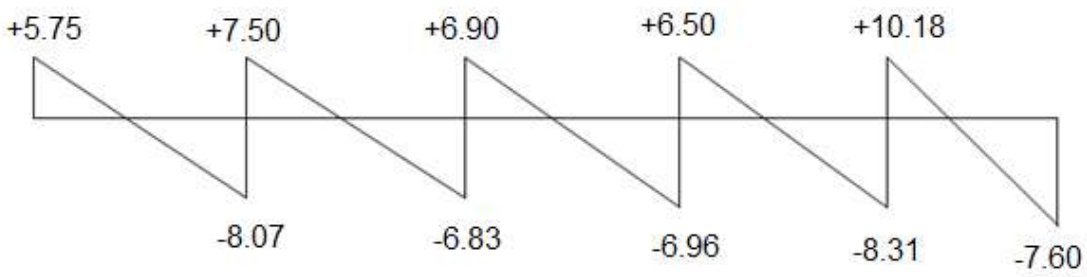


Fig. III.18. Diagramme de l'effort tranchant

Tableau III.12.Récapitulatif du calcul. M^{max}

Moment sur appuis (kNm)		***Moment en travée (kNm)***		***Effort tranchant (kN)***			
ELU	***ELS***	***ELU***	***ELS***	***ELU***		***ELS***	
				T_w	T_e	T_w	T_e
8.02	*5.85*	*5.82*	*4.34*	*13.94*	*-11.38*	*10.18*	*-8.31*

2 - Poutrelle à deux travées : (méthode forfaitaire)

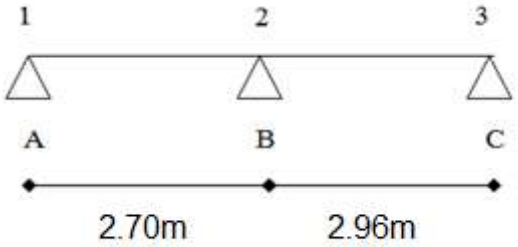


FIG.III.19. type à deux travées

$$\begin{cases} q_u = 6{,}76 kN/ml \\ q_{ser} = 4{,}94 kN/ml \end{cases}$$

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

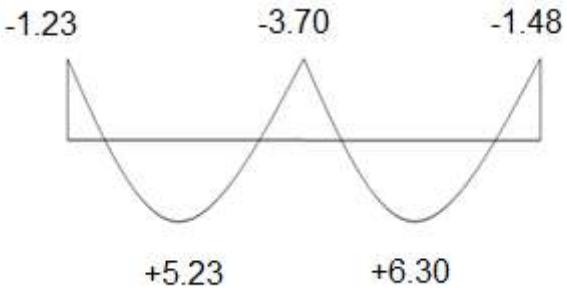
Tableau.III.13. Tableau récapitulatif des efforts à deux travées

Appuis	***Moment sur appuis (kNm)***		***Travée***	***Portée réelle (m)***	***Moment en travée (kNm)***		***Effort tranchant (kN)***			
							ELU		***ELS***	
	ELU	***ELS***			***ELU***	***ELS***	T_w	T_e	T_w	T_e
1	*1.23*	*0.90*	*1-2*	*2.70*	*5.23*	*3.82*	*8.21*	*-10.04*	*4.87*	*-8.47*
2	*3.70*	*2.70*	*2-3*	*2.96*	*6.30*	*4.60*	*10.75*	*-9.25*	*8.93*	*-5.70*
3	*1.48*	*1.08*								

Diagrammes des efforts internes :

Moment fléchissant :

- **E.L.U**



- **E.L.S**

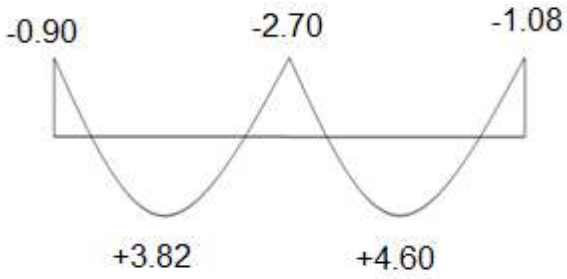
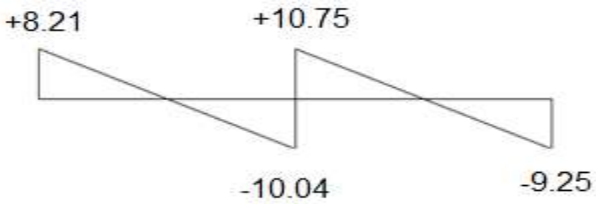


Fig.III.20.Diagramme de moment fléchissant

Effort tranchant :

- **E.L.U**



- **E.L.S**

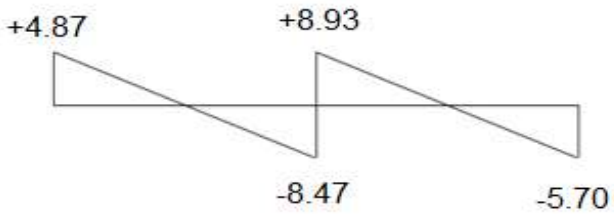


Fig. III.21. Diagramme de l'effort tranchant

Tableau III.14.Récapitulatif du calcul. M^{max}

Moment sur appuis (kNm)		***Moment en travée (kNm)***		***Effort tranchant (kN)***			
ELU	***ELS***	***ELU***	***ELS***	***ELU***		***ELS***	
				T_w	T_e	T_w	T_e
3.70	*2.70*	*6.30*	*4.60*	*10.75*	*-10.04*	*8.93*	*- 8.47*

III.3.5. Calcul du ferraillage :

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :

M_{tu}^{max}= 06.30 kNm

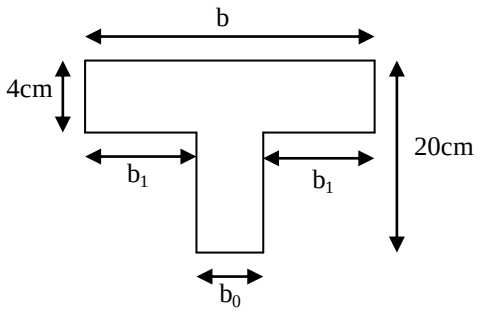
M_{au}^{max}= 08.02 kNm

T_u^{max}= 13.94 kN

E.L.S:

M_{tser}^{max}= 06.63 kNm

M_{aser}^{max}= 5.85 kNm



a) En travée :

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

$$M_0 = bh_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)f_{bc} = 0.65\times 0.04\times\left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)\times 14.2\times 10^3 = 59.072KN.m$$

M_0=59.072KN.m

$M_0 > M_t^{max} \quad \Longrightarrow \quad M_t^{max}$=06.30 KN.m

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme étant une section rectangulaire de :bxh=65x20(cm^2) .

-Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{06.30}{0.65\times 0.18^2\times 14.2\times 10^3} = 0.021$$

(C.V) $\Rightarrow \mu_u < \mu_L = 0.392$

$\beta=0.985 \Rightarrow \mu_u = 0.021$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{06.30}{0.985x0.18x348x10^3} = 1.04cm^2$$

Soit :A_{st}=**3HA10 = 2.36cm^2.**

b) Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire de (12x20) cm^2.

-Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{08.02}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.15$$

(C.V) $\Rightarrow \mu_u = 0.15 < \mu_L = 0.392$

$\mu_u = 0.15 \Rightarrow \beta=0.918$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{08.02}{0.918x0.18x348x10^3} = 1.40cm^2$$

Soit **A_{sa}=1HA14= 1.54 cm^2**

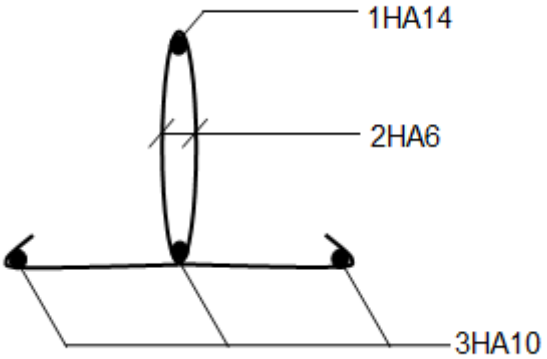


FIG.III.22. ferraillage de poutrelle

❖ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité:**

- **Aux appuis :**

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

$A_{min} = 0.26cm^2 < A_{sa} = 1.54cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **En travée:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 2.1 \times 18}{400} = 1.41 cm^2$$

Condition vérifiée $\Rightarrow A_{\min} = 1.41 cm^2 < A_{st} = 2.36 cm^2$

✓ **Vérification au cisaillement:♦♦(Art .A.5.1.1 /BAEL91 modifiée 99)♦♦**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{13.94 \times 10}{18 \times 12} = 0.645 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{C28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = \left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right\} = \min\{3.33; 5MPa\} = 3.33MPa.$$

$\tau_u = 0.645MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement :**

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3{,}14 \times 10 = 125.6 mm.$$

$$\tau_{se} = \frac{13.94 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 125.6} = 0.70 MPa.$$

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

$\tau_{se} = 0.70MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

✓ **Ancrage des barres : ♦♦ (BAEL. Art. A.6.1.2) ♦♦**

Ancrage des barres aux appuis :

$\bar{\tau}_s = 0{,}6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

$\psi_s = 1{,}5$ (HA)

$$L_s = \frac{\phi . f_e}{4.\tau_s} = \frac{0.8x400}{4.x2{,}84} = 28 cm$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1 = 40 cm$$

Pour les armatures comportant des croches ,on prend :

$L_a = 0.4 x L_s = 0.4 x 28 = 11.20$ cm.

- ✓ **Armatures transversale :**

Leur diamétre est donné par le♦♦ **(BAEL91 modifie 99/Art7.2.2)** ♦♦

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

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10}\right\} = 0.57\ cm$$

On prend ϕ = 6mm

Avec ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

- ✓ **L'espacement entre cadre :**

L'espacement est donné par le règlement ♦♦**(BAEL 91 modifier 99 /Art: A.5.1.22)** ♦♦

$S_t \leq$ Min {0, 9 d; 40 cm}

$S_t \leq$ Min {16.2; 40 cm}

Soit S_t=15cm

- ❖ **Vérification à l'ELS:**

Les états limites de service sont définies 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.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS .Il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport : $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.94}{6.76} = 0.73$$

- ❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\ MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

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

β_1 ; K1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ qui est égale à :

1- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 18} = 0.713 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.877 \\ K_1 = 25.65 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$= \frac{5.85 \times 10^3}{0.877 \times 18 \times 1.54} = 240.64 MPa \ \sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_{sa}}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{240.64}{25.65} = 09.40 MPa$

Condition vérifiée. $\Rightarrow \sigma_{bc} = 09.40 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$

2- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.856 \\ K_1 = 19.72 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$= \frac{06.63 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 182.33 MPa \ \sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{182.33}{19.72} = 09.24 MPa$

Condition vérifiée. $\Rightarrow \sigma_{bc} = 9.24 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$

❖ **Etat limite de déformation :**

Les règles♦♦ **(Art. B .6.5.2/BAEL91 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 :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

h=20cm ; b_0=12cm ; d=18cm ; L=3.60m ; M_{tser}=6.63 kNm ; M_0=8.00kNm ; A_s=2,36cm^2 ; fe=400MPa.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,055 \prec 0,0625 \ldots\ldots\ldots\ldots non vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0109 \prec 0,0105 \ldots\ldots non vérifée$
- $\frac{h}{L} = 0,055 \prec 0,082 \ldots\ldots\ldots\ldots non vérifiée$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale **:** $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,72cm \qquad (L \prec 5m)$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durées.

h : hauteur totale (20cm).

l : longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : hauteur utile de la section droite.

b_0 : largeur de la nervure.

M_0 : le moment fléchissant maximum de la travée isostatique.

M_t : moment fléchissant maximum en travée.

A : Section des armatures.

Position de l'axe neutre « y_1 »:

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0) b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0) b_0 + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 ":

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Avec :

Pour la déformation instantanée. $\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$……

Pour la déformation différée. $\lambda_v = \frac{0{,}02 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$……

❖ **Calcul de la flèche :**

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

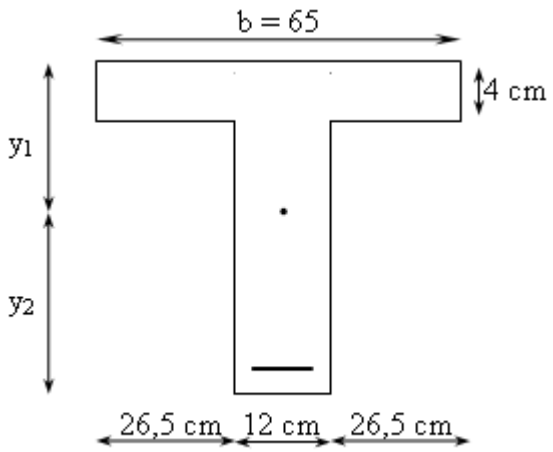
$\bar{f}$: La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée (E_v = 10818,865 MPa).

E_{ii}: Module de déformation instantanée (E_{ij} = 32164,20 MPa).

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène



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

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

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

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

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.36 \times 18)$$

$$S_{XX'} = 3461.20\, cm^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.36) = 558.20\, cm^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.20}{558.20} = 6.20\, cm$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6.20 = 13.80\ cm$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 12364.44 cm^4$$

Calcul des coefficients :

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0.011 \times 182.33 + 2{,}1} \; ; \; 0\right) = 0.64$$

$$\lambda i = \frac{0.05 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.011} = 3.74$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.011} = 1.50$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 \times 12364.44}{1 + (3.74 \times 0.64)} = 4007.80\, cm^4$$

$$I_{fv} = \frac{12364.44}{1 + (1.5 \times 0.64)} = 6308.39\, cm^4$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0{,}666 cm \qquad (L = 3.60m)$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1{,}258\, cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}592\, cm \prec \bar{f} = 0{,}72 cm \text{..... ....vérifiée}$$

La flèche est vérifiée. $f \prec \overline{f} \Rightarrow$

III.4.Calcul des dalles pleines

III.4.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.4.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

T_{ext} = P . f (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext}= \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

T_{int}= M . L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

1ere type : Dalle pleine reposant sur deux appuis :

$M_x= M_y =M$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5$ M

$$\Rightarrow e \geq \frac{150}{10} \Rightarrow e \geq 15cm \; e \geq \frac{L}{10}$$

On prend : **e = 15 cm**

Les charges sont :

G = 7.55 kN ; **Q** = 3.5 kN/m^2.

$\mathbf{P_U}$ = 1.35 **G** + 1.5 **Q** = 15.73 kN/m^2 ; $\mathbf{P_{Ser}}$ = **G** + **Q** = 11.05 kN/m^2.

- **Travail externe:**

$T_{ext} = T^{(1)}_{ext} + T^{(2)}_{ext}$

$T_{ext}(1)= P_U . S_1 . f^{(1)}_{cg} = P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}$

$T_{ext}(1)=2.72(fxy)$

$T_{ext}(2)= P_U . S_2 . f^{(2)}_{cg} = P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}$.

$T_{ext}(2)= 3.65 (fxy) +(27.60-7.07y)f$

$\sum T_{ext} = (26.55\text{-}4.35\ y)\ f$

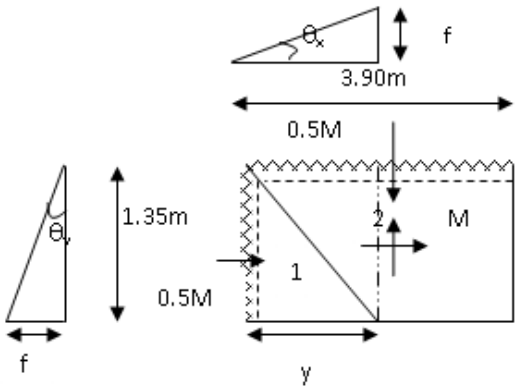


Fig. III.23.Schéma de la dalle pleine

- **Travail interne:**

$T_{int} = T^{(1)}_{int} + T^{(2)}_{int}$

$$T_{int}(1)=\frac{M \cdot f}{y} \cdot L_x + 0.5M \cdot \frac{f}{y} \cdot L_x$$

$$T_{int}(1)=2.02(\frac{f}{y}M)$$

$$T_{int}(2)=\frac{M.f}{x} \cdot L_y + 0.5M.\frac{f}{x}.L_y$$

$$T_{int}(2)=5.85(\frac{f}{x}M)$$

$$\sum T_{int}=2.02(\frac{f}{y}M)+ 5.85(\frac{f}{x}M)$$

Principe de travail virtuel :

$$\sum T_{ext} = \sum T_{int} \Longrightarrow$$

$$(27.60\text{-}4.35\ y)f =2.02(\frac{f}{y}M)+ 5.85(\frac{f}{x}M)$$

Don $\frac{dp}{dx} = 0 \Rightarrow y = 1.56\ m$ on obtient $\mathbf{M_u = 0.28p_u} = 4.40\mathbf{kN.m}$

$\mathbf{M_{ser} = 0.28p_{ser}} = 3.09\mathbf{kN.m}$

III.4.2.2. Calcul du ferraillage:

a)ELU :

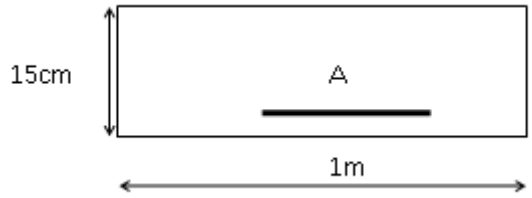


Fig.III.24.Section de la dalle pleine.

$\mathbf{P_U}$ = 1.35 **G** + 1.5 **Q** = 15.73 kN/m^2.

$\mathbf{P_{Ser}}$ = **G** + **Q** = 11.05 kN/m^2.

$\mathbf{M_u}$ =0.28 $\mathbf{p_u}$ =4.40**kN.**

$\mathbf{M_{ser}}$ =0.25 $\mathbf{p_{ser}}$ =3.09**kN.**

Moment en travée suivant les deux axes:

M_{tx}=M= 4.40kN.m

M_{ty}=M= 4.40kN.m

Moment aux appuis:

$M_{ax} = M_{ay}$ = 0.5M = 2.2 kN.m

-Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

b=100cm, h=15 cm ;d=13; c=2cm, σ_b=14.20MPa; σ_s=348 MPa.

Avec $\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}}$; $A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$.

Tableau III.15. Ferraillage du 1^{ere} type des dalles pleines

Position	**sens**	**M_u (kN.m)**	**μ**	**β**	**A_{min} (cm^2)**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**A_{adop} (cm^2)**	**Espacement (cm)**
Travée	x	4.40	0.0185	0.906	**1.5**	**1.00**	**4T10=3.14**	20
	Y	4.40	0.0185	0.906	**1.5**	**1.00**	**4T10=3.14**	20
Appuis	x	2.20	0.009	0.996	**1.5**	**0.50**	**4T10=3.14**	20
	y	2.20	0.009	0.996	**1.5**	**0.50**	**4T10=3.14**	20

b) Condition de non fragilité :

$A_{min} = B/1000 = 1.5cm^2$

$A_{min} = B/1000 = 1.5cm^2$

Donc : $A > A_{min}$

Le choix : En travée : A = 4T10 = 3.14 cm².

En appuis : A =4T10 = 3.14 cm².

c) Vérification de l'espacement:

$$S_T \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel $= \frac{b}{n} = 100/5 = 20cm$

Soit $S_T = 20cm \le 33cm$ **(ok)**

d) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau}_u$

$$\overline{\tau}_u = 0.07\frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,MPa$$

$$V_u = \frac{P \cdot L_X . L_Y}{2L_Y + L_X} = (15.73x3.90x1.35)/2x3.9+1.35 \Longrightarrow V_u = 9.051\ kN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{9.051x10^{3}}{1000\,x130} = 0.069\,MPa$$

Donc : $\tau_u = 0.069\,MPa \le \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$ **(OK)**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

e)Vérification à l'ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$

- **En travées:**

A = 3.14 cm²

M_{ser} = 3.14 KN.m

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a: $50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 2.67\,cm$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-c')^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 4331.93\,cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{3.14 \times 10^6}{4331.93 \times 10^4} \times 26.7 = 1.93MPa$$

$$\sigma_b = 1.93MPa < \overline{\sigma_b} = 15\,MPa$$

- **En appuis :**

$$M_{ser} = 3.14\,KN.m$$

$$\sigma_b = \frac{3.14 \times 10^6}{4331.93 \times 10^4} \times 26.7 = 1.93MPa$$

$$\sigma_b = 1.93MPa < \overline{\sigma_b} = 15\,MPa\ (ok)$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire

Donc l'état limite de service est satisfait.

On adopte les valeurs données par la méthode forfaitaire pour l'ELS.

- **Vérification de la flèche (suivant y) :**

$M_0 = \frac{P_{ser}.L^2}{8} = 21$ kN.m .

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

1• $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{15}{363} = 0.040 \geq \frac{3.14}{20 \times 21} = 0.0074 \qquad (ok)$

2• $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (ok)$

3• $\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} \rightarrow = 0.033 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \qquad (ok)$

2éme type : Dalle pleine reposant sur trois appuis :

$M_x = M_y = M$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5\ M$

$$\Rightarrow e \geq \frac{150}{10} \Rightarrow \quad e \geq 15cm \; e \geq \frac{L}{10}$$

On prend : **e = 15 cm**

Les charges sont :

G = 7.55 kN ;**Q** = 3.5 kN/m^2.

$\mathbf{P_U}$ = 1.35 **G** + 1.5 **Q** = 15.73 kN/m^2 ; $\mathbf{P_{Ser}}$ = **G + Q** = 11.05 kN/m^2.

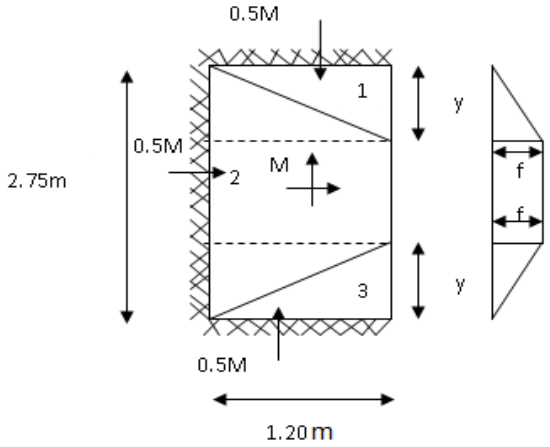


Fig .III.25.Schéma des lignes de la rupture dans la dalle

1) Travail externe:

Tableau III.16.Travail externe.

Eléments	**Aire de chargement**	**déplacement de CG**	**travail externe pour une charge P_U**
1	0.60 y	f/3	$0.20.y.f.P_U$
2	(1.2 y)	f/3	$0.4.y.\ f.P_U$
	(5.02-3y)	f/2	$(2.51-1.5y).f.\ P_U$
3	0.60y	f/3	$0.20y.f.\ P_U$
		$\sum$	$f.\ P_U.\ (2.51-0.7y)$

2)Travail interne :

Tableau III.17. Travail interne

éléments		moment de rupture M	longueur de ligne de rupture L	rotation θ	travail interne = M.L.θ
1	+	M	1.2	f/y	1.2(M.f/y)
	-	0.5M	1.2	f/y	0.60(M.f/y)
2	+	M	2y	f/1.2	1.66(M.y.f)
	-	M	2.75	f/1.2	2.29(M.y.f)
3	+	M	1.2	f/y	1.2(M.f/y)
	-	0.5M	1.2	f/y	0.60(M.f/y)
				$\sum$	M.f(3.6/y +3.95 y)

Principe de travail virtuel :

$$\sum T_{ext} = \sum T_{int} \Longrightarrow$$

$f.\ P_U.\ (2.51-0.7y)= M.f(3.6/y +3.95y)$

Don $\frac{dp}{dx} = 0 \Rightarrow y = 0.89\ \ m$ on obtient $\mathbf{M_u = 0.27 p_u} = 4.24\mathbf{kN.m}$

$\mathbf{M_{ser} = 0.27 p_{ser}} = 2.98\mathbf{kN.m}$

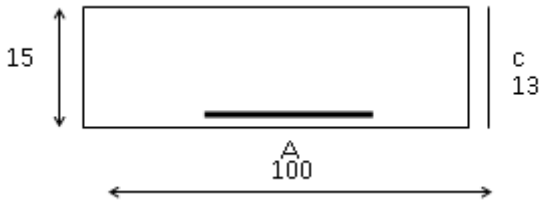


Fig. III.26. Section de la dalle pleine.

✓ **Calcul du ferraillage :**

a)ELU :

$\mathbf{P_U}$ = 1.35 **G** + 1.5 **Q** = 15.73 kN/m^2.

$\mathbf{P_{Ser}}$ = **G** + **Q** = 11.05 kN/m^2.

$\mathbf{M_u}$ =0.28 $\mathbf{p_u}$ =4.40**kN.**

$\mathbf{M_{ser}}$ =0.28 $\mathbf{p_{ser}}$ =3.22**kN.**

Moment en travée suivant les deux axes:

M_{tx}=M= 4.40kN.m

M_{ty}=M= 4.40kN.m

Moment aux appuis:

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M = 2.2$ kN.m .

-Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

b=100cm, h=15 cm ;d=13; c=2cm, σ_b=14.20MPa; σ_s=348 MPa.

Avec $\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma}_{bc}}; A = \frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$.

Tableau.III.18.calcul des armatures de la dalle pleine

Position	**sens**	**M_u (kN.m)**	**μ**	**β**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	**A_{adop} (cm^2)**	**Espacement (cm)**
Travée	x	4.40	0.0181	0.991	**1.00**	**4T10=3.14**	20
	y	4.40	0.0181	0.991	**1.00**	**4T10=3.14**	20
Appuis	x	2.2	0.008	0.996	**0.50**	**4T10=3.14**	20
	y	2.2	0.008	0.996	**0.50**	**4T10=3.14**	20

b) Condition de non fragilité :

$A_{min} = B/1000 = 1.5cm^2$

$A_{min} = B/1000 = 1.5cm^2$

Donc : $A > A_{min}$

Le choix : En travée : A = 4T10 = 3.14 cm².

En appuis : A =4T10 = 3.14 cm².

c) Vérification de l'espacement:

$$S_T \le Min\begin{cases}3h = 45cm \\ 33cm\end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel $= \frac{b}{n} = 100/5 = 20\text{cm}$

Soit $S_T = 20cm \le 33cm$ **(ok)**

d) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau}_u$

$$\overline{\tau}_u = 0.07\frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\,\text{MPa}$$

$V_u = \frac{P \cdot L_X . L_Y}{2L_Y + L_X}$ = (15.73x2.75x1.20)/2x2.75+1.20 $\Longrightarrow$ V_u = 7.35 kN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{9.051x10^{3}}{1000\,x130} = 0.056\,\text{MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.056\,\text{MPa} \le \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$ **(OK)**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

e)Vérification à l'ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$

- **En travées:**

A = 3.14 cm²

M_{ser} = 3.14 KN.m

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a: $50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 2.67\,cm$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4331.93\,cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{3.14 \times 10^6}{4331.93 \times 10^4} \times 26.7 = 1.93MPa$$

$$\sigma_b = 1.93MPa < \overline{\sigma_b} = 15\,MPa$$

- **En appuis :**

$$M_{ser} = 3.14\,KN.m$$

$$\sigma_b = \frac{3.14 \times 10^6}{4331.93 \times 10^4} \times 26.7 = 1.93MPa$$

$$\sigma_b = 1.93MPa < \overline{\sigma_b} = 15\,MPa\ (ok)$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire

Donc l'état limite de service est satisfait.

On adopte les valeurs données par la méthode forfaitaire pour l'ELS.

- **Vérification de la flèche (suivant y) :**

$M_0 = \frac{P_{ser}.L^2}{8} = 9.49$ kN.m .

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

1• $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{15}{275} = 0.054 \geq \frac{3.14}{20 \times 9.49} = 0.016$ (ok)

2• $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ (ok)

3• $\frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} \rightarrow = 0.033 \leq \frac{1}{16} = 0.062$ (ok)

IV.1. Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques**.**

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99 version 2003. L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées à l'aide du logiciel **ROBOT.**

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique.

Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1 Centre de masse : Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux). Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum X_i W_i}{\sum W_i} \; et \; Y_G = \frac{\sum Y_i W_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.
- Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum X_i I_{yi}}{\sum I_{yi}} \qquad et \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- Ix et I y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Dimensions du bâtiment :

- Longueur (suivant X) ……..$\mathbf{L = 22.02m}$
- Largeur (suivant Y) ……$\mathbf{L = 31.69m}$

Tableau .IV.1.Calcul de centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	XG(m)	YG(m)
+3,24	413726,89	8274,53	2954009,99	0.02	7.14
+6,48	413236,14	90911,9	2950506,03	0.22	7.14
+9,72	386035,68	7720,71	2748574,04	0.02	7.12
+12 ,96	386035,67	7720,71	2748573,97	0.02	7.12
+16,20	362461,92	7249,23	2569855,01	0.02	7. 09
+19.44	356368,21	0000.00	2551596,38	0.00	7.16

Tableau .IV.2.Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	∑IXi	∑IYi	∑IYi*Xi	∑IXi *Yi	XI(m)	YI(m)
+3,24	14465063,98	26337181,21	3182314,07	195948628,20	0.22	7.44
+6,48	14462061,95	26333910,01	0000000.00	190657508,47	0.00	7.24
+9,72	13414015,82	24309594,27	0000000.00	169194776,11	0.00	6.96
+12 ,96	13413841,79	24309706,73	0000000.00	169438655,90	0.00	6.97
+16,20	12503069,54	22555918,27	0000000.00	169846064,57	0.00	7.53
+19.44	12399946,49	22552569,72	1239994,64	167114541,62	0.21	7.41

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité statique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_x = | XG - Xt |$$

$$e_y = | YG - Yt |$$

Tableau .IV.3.Calcul de l'excentricité statique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**XG**	**Xt**	**ex (m)**	**YG**	**Yt**	**ey (m)**
+3,24	0.02	0.22	0,20	7.14	7.44	0,30
+6,48	0.22	0.00	0,01	7.14	7.24	0,11
+9,72	0.02	0.00	0,02	7.12	6.96	0,15
+12 ,96	0.02	0.00	0,02	7.12	6.97	0,15
+16,20	0.02	0.00	0,02	7. 09	7.53	0,44
+19.24	0.00	0.21	0,21	7.16	7.41	0,25

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : [1] ♦♦ (Art 4.2.7) ♦♦

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

  Ex= 0,05. Lx

  Ey= 0,05. Ly

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	ex (m)	ey (m)
+19.24	31.20	21.60	0,20	0,30
+16,20	31.20	21.60	0,01	0,11
+12 ,96	31.20	21.60	0,02	0,15
+9,72	31.20	21.60	0,02	0,15
+6,48	31.20	21.60	0,02	0,44
+3,24	31.20	21.60	0,21	0,25

IV.2.3.C. Effets de la torsion accidentelle: [1] ♦♦ (Art 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 à ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire (la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

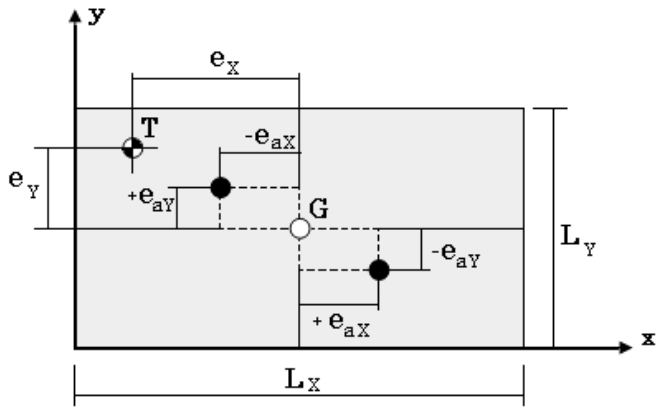


Fig. IV.1 : position des centres de masse

Tableau .IV.5.Calcul de l'excentricité totale

	centre de masse		centre de torsion		excentricité accidentelle 5% L		excentricité finale			
	XG	YG	XT	YT	±ex acc	±eyacc	(ex + ex ac)	(ex - ex ac)	(ey + eyac)	(ey – eyac)
5	0.00	7.13	0.21	7.41	1,56	1,08	1.76	1.36	1.38	0.78
4	0.02	7.14	0.00	7.53	1,56	1,08	1.66	1.46	1.18	0.98
3	0.02	7.11	0.00	6.97	1,56	1,08	1.76	1.36	1.23	0.93
2	0.02	7.11	0.00	6.96	1,56	1,08	1.76	1.36	1.23	0.93
1	0.02	7.18	0.00	7.24	1,56	1,08	1.76	1.36	1.52	0.64
RDC	0.22	7.16	0.22	7.44	1,56	1,08	1.77	1.37	1.23	0.93

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. En zone IIa le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 65m **(C.V)**
2. La configuration de bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique IIa, groupe d'usage 2, Ht= 20.04 m < 23 m **(C.V)**).

Donc selon **[1] ♦♦ (Art 4.1.2.) ♦♦,** les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis « ROBOT version 2011 ».

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effetsengendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse decalcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le**ROBOT** est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ S \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ S \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A :[1] ♦♦ (Tab.4.1.) ♦♦

A = fct (zone IIa, groupe d'usage 2) = 0,15.

b.facteur de correction d'amortissement η:[1] **♦♦(Tab.4.2.)♦♦**

ξ = 7 % $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R :[1] ♦♦ (Tab.4.3.) Conformément à l'article **[1] ♦♦(Art.3.4.A.2.) ♦♦**, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

- **Donc : R = 3.5**

d. facteur de qualité Q :[1] ♦♦ (Tab.4.4.) ♦♦

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :$Q = 1 + \sum P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6.Détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_X =1+ 0.15=1.15

Q_Y =1+0.15 =1.15

e. périodes caractéristiques [1] ♦♦(Tab.4.7.) ♦♦

$$\begin{cases} T_1 = 0{,}15\ S \\ T_2 = 0{,}50\ S \end{cases} \Rightarrow siteS3$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

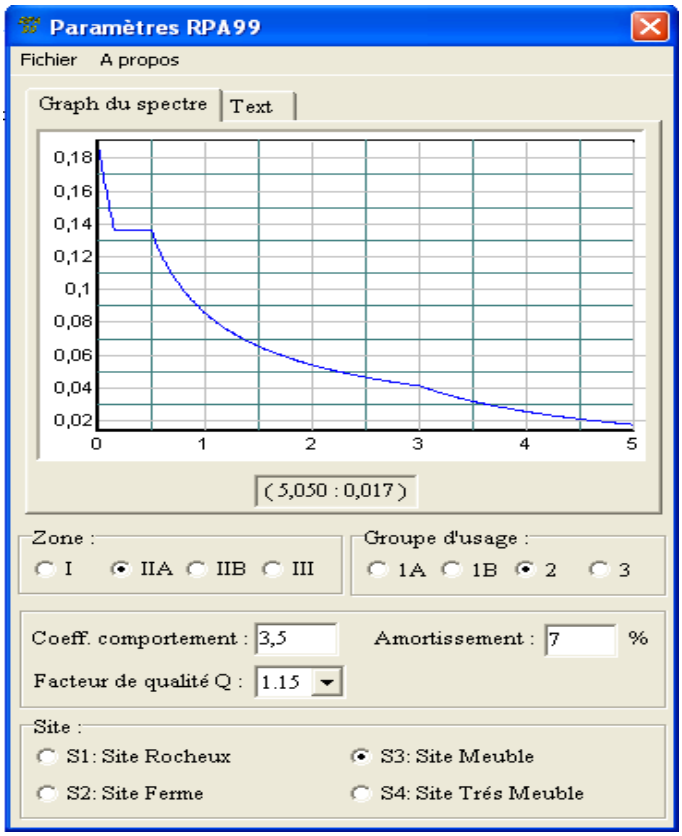


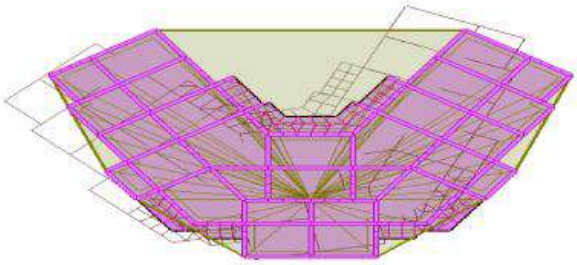
Fig.IV.2 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

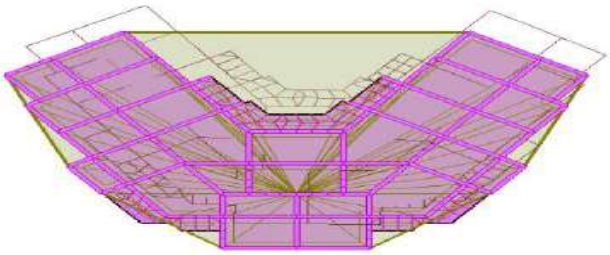
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.

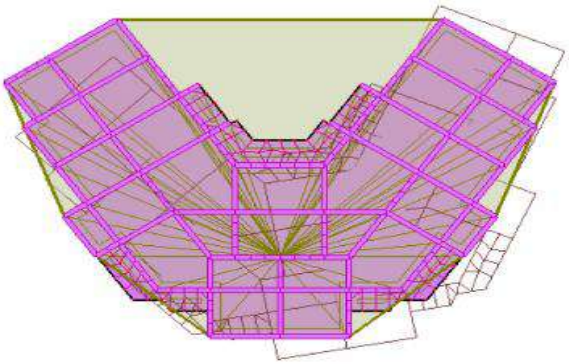
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:



Mode 1 : Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec



Mode 2 : Translation pure suivant Y



Mode 3 : Rotation autour de Z

Tableau IV.7.Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	25,00	6,11	0,18
Mode 2	7,70	55,88	1,11
Mode 3	34,15	2,28	0,21

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x) de 25.00 %.	Translation pure suivant Y	Rotation autour de Z

Constatation : Nombre de modes à considérer[1] ♦♦ (Art4.3.4.a.) ♦♦

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Cette première condition n'est pas vérifiée ……**CNV**

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \textbf{et} \quad \mathbf{T_K \leq 0.20\ sec} \qquad \textbf{(4-14)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

$3\sqrt{6}=7.34=8$

$T=0.14sec \leq 0.20$ sec…….C.V

Tableau .IV.8: Coefficient de participation massique

N° mode	Période	UX(%)	UY(%)	UZ(%)
1	0,47	25,00	6,11	0,18
3	0,38	7,70	55,88	1,11
4	0,30	34,15	2,28	0,21
5	0,18	0,02	0,00	0,65
6	0,16	0,05	0,00	1,18
7	0,16	0,03	0,00	0,53
8	0,15	0,02	0,01	0,58

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :[1]♦♦(Art4.2.6.) ♦♦

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, donc il faut vérifier que :

$$Vt / V > 0,8$$

Calcul de la force sismique totale :[1] ♦♦ (Art4.2.3.) ♦♦

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$Vx = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W$$

$$Vy = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

A : coefficient d'accélération de zone =0.25 (tableau 4.1)

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2{,}5.\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5.\eta.(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3\ s \\ 2{,}5.\eta.(T_2/T)^{2/3}.(3/T)^{5/3} & T \ge 3\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s **[1] ♦♦ (Tab4.7.) ♦♦**

(Avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\varepsilon)}$

$\varepsilon = 7\ \%$**[1]♦♦ (Tab4.2.) ♦♦**

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeursminimum des deux formules suivantes :

1/$T=C_T.h_N^{3/4}$

2/$T=0{,}09.h_N/D^{1/2}$**[1]♦♦ (Art4.2.4.) ♦♦**

$$\begin{cases} Tx = 0.413\ s \\ Ty = 0.519\ s \end{cases}$$

W : Poids total de la structure ;

W estégal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta\, W_{Qi}$$

β = 0.20 **[1] ♦♦(Tab4.5) ♦♦**

W=23330.30 kN

Tableau .IV.9.Calcul de la force sismique.

A	Dx	Dx	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.15	2.205	2.205	3.5	1.15	1.15	23330.30	2535.42	2535.42

Vtx $= 1466{,}12\text{KN}$

Vty $= 1657{,}22\text{KN}$

Tableau .IV.10.Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	Force statique: V	Force dynamique: V_t	$\frac{V_t}{V} > 0{,}8$	Vt > 0.8xV
X	2535.42	1818,85	0.71	CNV
Y	2535.42	1765,03	0.69	CNV

Dans ce cas il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces .déplacements. moments) dans le rapport $\mathrm{r} = \frac{0.8\mathrm{V}}{\mathrm{V_t}} \Rightarrow \begin{cases} \mathrm{r_x} = 1.11 \\ \mathrm{r_y} = 1.14 \end{cases}$

Tableau .IV.11. Vérification de l'effort sismique a la base.

Sens	Force dynamique	Force statique:	Vt/V	vérification
X	2129.75	2535.42	0.84	C V
Y	2180.46	2535.42	0.86	C V

IV.4. 4. Vérification de la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

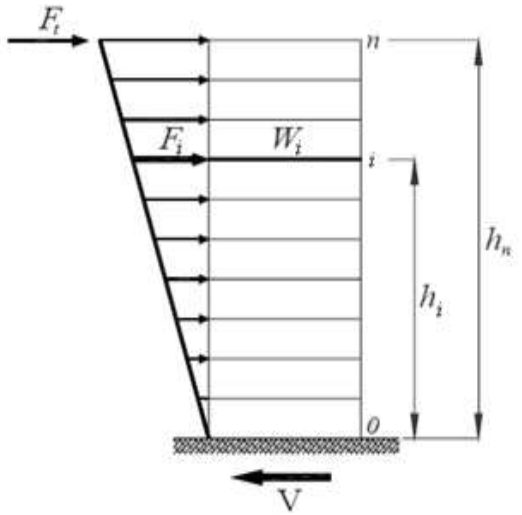


Fig.IV.3. la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage.

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i \times F_{ix} M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i \times F_{iy}$$

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}\right) \times V_{tx} F_{iy} = \left(\frac{W_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}\right) \times V_{ty}$$

Avec :

- Fix , Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Tableau .IV.12.calcule les moments de renversement.

Niveau		Masse et centre de Masse			Force		M_{0X}	M_{0Y}
Niveau (m)	**Masse (kN)**	**M*h**	**Vtx(KN)**	**Vty(KN)**	**Fix`**	**Fiy**	**Fix*hi**	**Fiy*hi**
+19.44	4137,2689	69600.88	2129.75	2180.46	572,00	585,62	11119,68	11384,45
+16,20	4132,3614	66944.25			550,17	563,27	8912,75	9124,97
+12 ,96	3860,3568	50030.22			441,16	420,95	5717,43	5455,51
+9,72	3860,3567	37522.66			308,37	315,71	2997,35	3068,70
+6,48	3626,4368	23499.31			193,12	197,72	1251,41	1281,22
+3,24	3563,6821	11546.33			94,89	97,15	307,44	314,76
∑		**259143.65**				∑	**30306.06**	**30629.61**

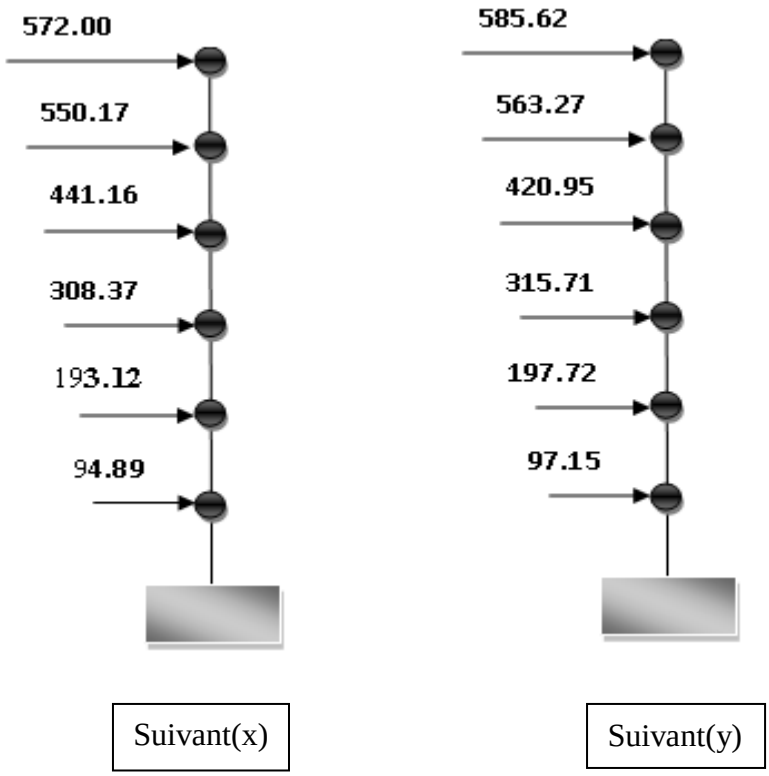


Fig. IV.4**.** La distribution des forces sismique aux étages.

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.W_i$, $M_{tY} = Y_G.W_i$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure

- W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Tableau .IV.13.calcule les moments de stabilité

Niveau		Masse et centre de Masse			moment	
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Masse (kN)**	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**M_{tx}**	**M_{ty}**
DIAPH6	**+19.44**	4137,26	0.00	7,16	0.00	29622,84
DIAPH5	**+16,20**	4132,36	0. 2	7,09	82640	29298,44
DIAPH4	**+12 ,96**	3860,35	0.2	7,12	77200	27485,74
DIAPH3	**+9,72**	3860,35	0.2	7,12	77200	27485,73
DIAPH2	**+6,48**	3624,61	0.2	7,14	72490	25879,78
DIAPH1	**+3,24**	3563,68	0.2	7,14	71270	25444,69
				somme	**380820**	**165217,23**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$**[5]**

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{\mathbf{387820}}{\mathbf{30306.06}} = 12.79 \geq 1.5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{C.V}$$

$$\frac{M_{ty}}{M_{0y}} = \frac{\mathbf{165217,23}}{\mathbf{30629.61}} = 5.39 \geq 1.5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{C.V}$$

Conclusion :

La structure est stable suivant (X-Y) vis-à-vis le renversement.

IV.4. 5. Vérification du déplacement inter-étage[1] ♦♦ (Art4.4.3) ♦♦

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R\,\delta_{ek} \qquad \textbf{(4-19)}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon: **[1] ♦♦ (Art5.10) ♦♦** le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

Δ k limite est : **0.01x he**

Avec :

he : la hauteur de l'étage k.

Sous l effet de E_x

Tableau .IV.14. Vérification du déplacement inter-étage suivant x.

Déplacement suivent x					
niveau	δ_e**(cm)**	δ_e***R (cm)**	$\delta_k - \delta_{k-1}$**(cm)**	**0.01*h (cm)**	$\delta k \leq 0.01h$
RDC	0.2	0.7		3.24	C.V
			1.75		
1	0.7	2.45		3.24	C.V
			2.1		
2	1.3	4.55		3.24	C.V
			2.45		
3	2	7		3.24	C.V
			2.45		
4	2.7	9.45		3.24	C.V
			2.45		
5	3.4	11.9		3.24	C.V

Sous l effet de E_y

Tableau .IV.15. Vérification du déplacement inter-étage suivant y.

Déplacement suivent y					
niveau	δ_e**(cm)**	δ_e***R (cm)**	$\delta_k - \delta_{k-1}$**(cm)**	**0.01*h (cm)**	$\delta k \leq 0.01h$
RDC	0.2	0.7		3.24	C.V
			1.05		
1	0.5	1.75		3.24	C.V
			1.75		
2	1	3.5		3.24	C.V
			2.10		
3	1.6	5.6		3.24	C.V
			2.10		
4	2.2	7.7		3.24	C.V
			2.10		
5	2.8	9.8		3.24	C.V

IV.4. 6. Vérification vis à vis de l'effet $p-\Delta$: [1] ♦♦(Art.5.9.) ♦♦

Les effets du 2° ordre (ou effet$p-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :$\frac{1}{1-\theta_k}$

Si > 0.20 , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau .IV.16. Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k(m)	P_k(KN)	F_{ix}(KN)	V_{kx}(KN)	$\Delta_k(cm)$	θ	$\theta \leq 0.10$
+19.24	4137,26	572,00	572,00	0.7	0.02	C.V
+16,20	8269,62	550,17	1122,17	0.7	0.03	C.V
+12 ,96	12129,97	441,16	1563,33	0.7	0.04	C.V
+9,72	15990,32	308,37	1871,7	0.6	0.05	C.V
+6,48	19614,93	193,12	2064,82	0.5	0.05	C.V
+3,24	23178,61	94,89	2159,71	0.2	0.03	C.V

Tableau .IV.17. Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k(m)	P_k(KN)	F_{iy}(KN)	V_{ky}(KN)	$\Delta_k(cm)$	θ	$\theta \leq 0.10$
+19.24	4137,26	585,62	585,62	0.6	0.02	C.V
+16,20	8269,62	563,27	1148,89	0.6	0.02	C.V
+12 ,96	12129,97	420,95	1569,84	0.6	0.03	C.V
+9,72	15990,32	315,71	1885,55	0.5	0.04	C.V
+6,48	19614,93	197,72	2083,27	0.3	0.04	C.V
+3,24	23178,61	97,15	2180,42	0.2	0.02	C.V

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiévis-à-vis de l'effet P-Δ.

IV.4. 7. Vérification d'effort normale réduit dans les poteaux :[1]♦♦(Art.7.4.3.1)♦♦

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$

V :effort normal réduit ;

N_d:l'effort normal de compression calcule dues au séisme ;

B_C: l aire (section brute) de ce dernier ;

F_{c28}: résistance caractéristiques du béton 25MPa.

Tableau IV.18.vérifications des sollicitations normales

	Nd (KN)	Bc (mm²)	fc28 (Mpa)	V	$V \leq 0.3$
5	217.27	90000	25	0.09	C.V
4	399.12	90000	25	0.17	C.V
3	413.25	122500	25	0.13	C.V
2	617.20	122500	25	0.20	C.V
1	840.12	160000	25	0.21	C.V
RDC	980.35	160000	25	0.24	C.V

Conclusion :

À travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc.

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003. Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ➢ les combinaisons données par les règles du **C.B.A 93 :**
- E.L.U : 1,35G +1,5Q et G +Q ± E
- E.L.S : G + Q
- ➢ les combinaisons données par les règles du **RPA99 version 2003 [1] ♦♦ (Art .5.2.) ♦♦**
- G +Q ± E
- 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction : Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables. On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations.

Tableau. V.1. Les données de calcule

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1$
$\sigma_b = 25$ MPA	FeE 400	$\sigma_b = 25$ MPA	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14.2$ MPA		$\overline{\sigma_b} = 18.48$ MPA	

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales : [1] ♦♦ (Art .7.5.2.1.) ♦♦

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en Zone courante.

✓ 6% en Zone nodale.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 ∅ en Zone IIa.

V.2.2.b. Armatures transversales : [1] ♦♦ (Art.7.5.2.2.) ♦♦

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0 ,003. S_t .b.

✓ b : largeur de la poutre.

✓ St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

St ≤ h/2 en Zone courante ; St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Tableau. V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	M_u (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	24 ,75	0.8G-EY	0	1.94	**3HA12** = 3.39
		Appui	40 ,79	G+Q-EY	0	3.24	**3HA14** = 4.62
	Etages	Travée	45,09	0.8G-EX	0	3 ,60	**3HA14** = 4.62
		Appui	52,25	G+Q-EX	0	4.20	**3HA14** = 4.62
Rive	Terrasse	Travée	40	1.35G+1.5Q	0	3.17	**3HA14** = 4.62
		Appui	52.20	G+Q-EX	0	4.19	**3HA14** = 4.62
	Etages	Travée	42,26	0.8G-EX	0	3.62	**3HA14** = 4.62
		Appui	61,14	G+Q-EX	0	4.95	**3HA16** = 6.03

Tableau.V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	M_u (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	28,95	G+Q-EY	0	3.17	**3HA12** = 3.39
	Etages	Appui	34,95	G+Q-EY	0	3.87	**3HA14** = 4.62
Rive	Terrasse	Appui	26,76	G+Q-EY	0	2.90	**3HA12** = 3.39
	Etages	Appui	26,74	G+Q-EY	0	2.89	**3HA12** = 3.39

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

Tableau .V.4. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_u (kN.m)	combinaison	Aadopter (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
Intermédiaire	Terrasse	Travée	17.26	G+Q	3.39	3,45	148,59	C.V	C.V
		Appui	26.56	G+Q	4.62	4,73	170,00	C.V	C.V
	Etages	Travée	15.05	G+Q	4.62	2,68	96,33	C.V	C.V
		Appui	27.25	G+Q	4.62	4,86	174,42	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Travée	28.00	G+Q	4.62	4,99	179,22	C.V	C.V
		Appui	22.13	G+Q	4.62	3,94	141,65	C.V	C.V
	Etages	Travée	23.76	G+Q	4.62	4,23	152,08	C.V	C.V
		Appui	31.48	G+Q	6.03	5,61	201,50	C.V	C.V

Tableau .V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_u (kN.m)	combinaison	Aadopter (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
Intermédiaire	Terrasse	Appui	19 ,03	G+Q	3.39	6,31	226,37	C.V	C.V
	Etages	Appui	13,12	G+Q	4.62	4,31	152,63	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Appui	15,76	G+Q	3.39	5,22	187,47	C.V	C.V
	Etages	Appui	17,42	G+Q	3.39	5,77	207,20	C.V	C.V

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifie que :

- $A_{adoptée} \geq A_{min}$ CBA
- $A_{adoptée} \geq A_{min}$ RPA et $A_{adoptée} \leq A_{max}$ RPA

Tableau .V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	A choisis (cm^2)	AminCBA =1.35 cm^2	AminRPA =6.75cm^2	Amax A RPA =81cm^2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	C.V	CNV	C.V	**5HA14**
		Appui	4.62	C.V	CNV	C.V	**5HA14**
	Etages	Travée	4.62	C.V	CNV	C.V	**5HA14**
		Appui	4.62	C.V	CNV	C.V	**5HA14**
Rive	Terrasse	Travée	4.62	C.V	CNV	C.V	**5HA14**
		Appui	4.62	C.V	CNV	C.V	**5HA14**
	Etages	Travée	4.62	C.V	CNV	C.V	**5HA14**
		Appui	6.03	C.V	CNV	C.V	**5HA14**

Tableau .V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	Acalcul (cm2)	AminCBA =1.05 cm2	AminRPA =5.25 cm2	Amax ARPA =63 cm2	correction
Intermédiaire	Terrasse	Appui	3.17	C.V	C.N.V	C.V	**5HA12**
	Etages	Appui	3.87	C.V	C.N.V	C.V	**5HA12**
Rive	Terrasse	Appui	2.90	C.V	C.N.V	C.V	**5HA12**
	Etages	Appui	2.89	C.V	C.N.V	C.V	**5HA12**

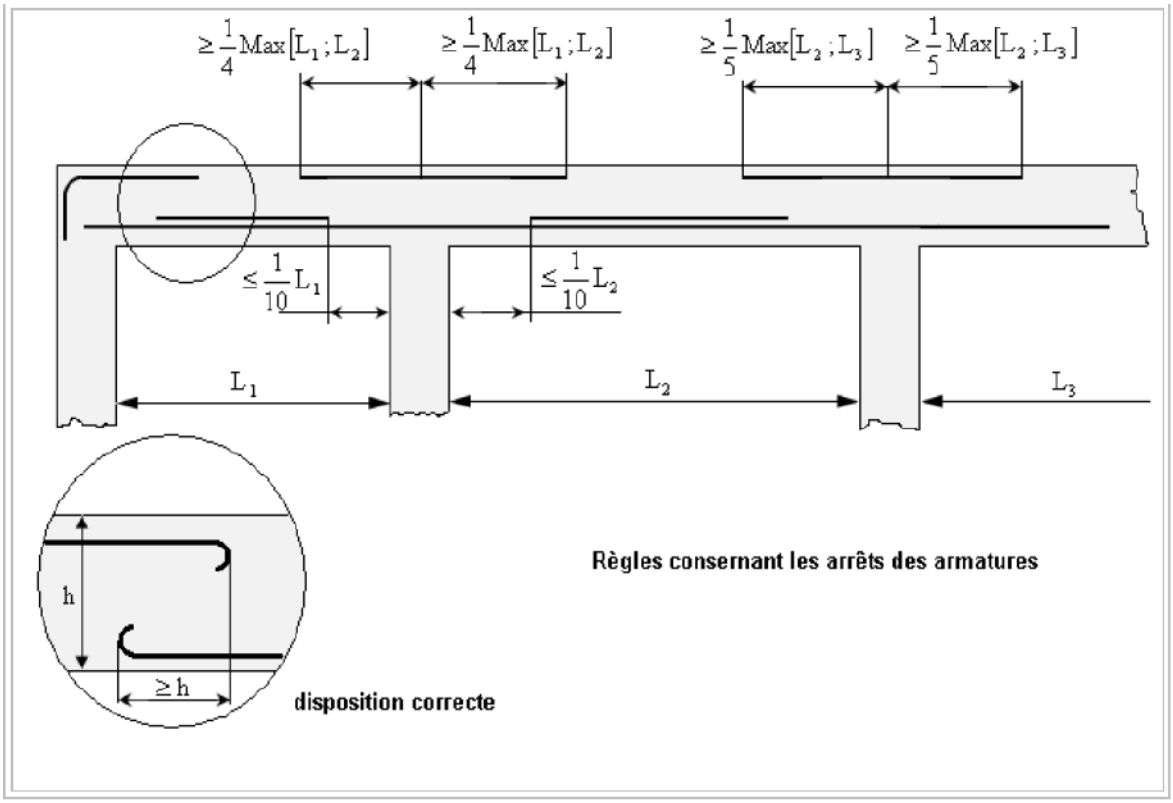


Fig. V.1. Disposition des armatures pour les poutres

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :[1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$, Tu: effort tranchant

Tableau. V. 8. Calcule de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}, \quad 4MPA\right]$	$min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}, \quad 5MPA\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u} = 2.5MPA$	$\overline{\tau_u} = 3.3MPA$
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u} = 3.26MPA$	$\overline{\tau_u} = 4.34MPA$

Tableau .V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	position	Vu (kN)	combinaison	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	42.98	1.35G+1.5Q	0.49	2.5	C.V
		Appui	120.04	1.35G+1.5Q	1.23	2.5	C.V
	Etages	Travée	75.02	1.35G+1.5Q	0.67	2.5	C.V
		Appui	142.14	1.35G+1.5Q	1.32	2.5	C.V
Rive	Terrasse	Travée	37.42	01.35G+1.5Q	0.35	2.5	C.V
		Appui	115.22	1.35G+1.5Q	1.12	2.5	C.V
	Etages	Travée	48.13	1.35G+1.5Q	0.51	2.5	C.V
		Appui	137.92	1.35G+1.5Q	1.27	2.5	C.V

Tableau .V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	position	Vu (KN)	combinaison	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	Appui	25.20	1.35G+1.5Q	0.30	2.5	C.V
	Etages	Appui	28.33	1.35G+1.5Q	0.34	2.5	C.V
Rive	Terrasse	Appui	23.15	G+Q+E	0.28	3.26	C.V
	Etages	Appui	30.18	G+Q+E	0.36	3.26	C.V

V.2.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes

D'après **RPA 99 version 2003 ♦♦ (Art 7.5.2.2) ♦♦** :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.03 \times b \\ S_t \leq \min(\frac{h}{2} et\ 12\emptyset) \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{4} \text{ Zone courante} \end{cases}$$

D'après **CBA93 :**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 \times K \times f_{tj})}{0.9 \times f_e \times (\cos a + \sin a)} \ avec\ K = 1\ \ cas\ de\ reprise\ de\ betonnage, \alpha = 90^0 \\ S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \\ \dfrac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ MPA \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales ($_{At}$) ainsi que leurs espacements ($_{St}$) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.11. Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99				$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
Section	τ_u	S_t	A_t	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)		S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
						ZN	ZC			
30 × 40	1.63	34	2.01	10	20	1.8	1.8	10	20	4Ø8
30 × 30	1.82	25	2.01	10	20	1.35	1.35	10	20	4Ø8

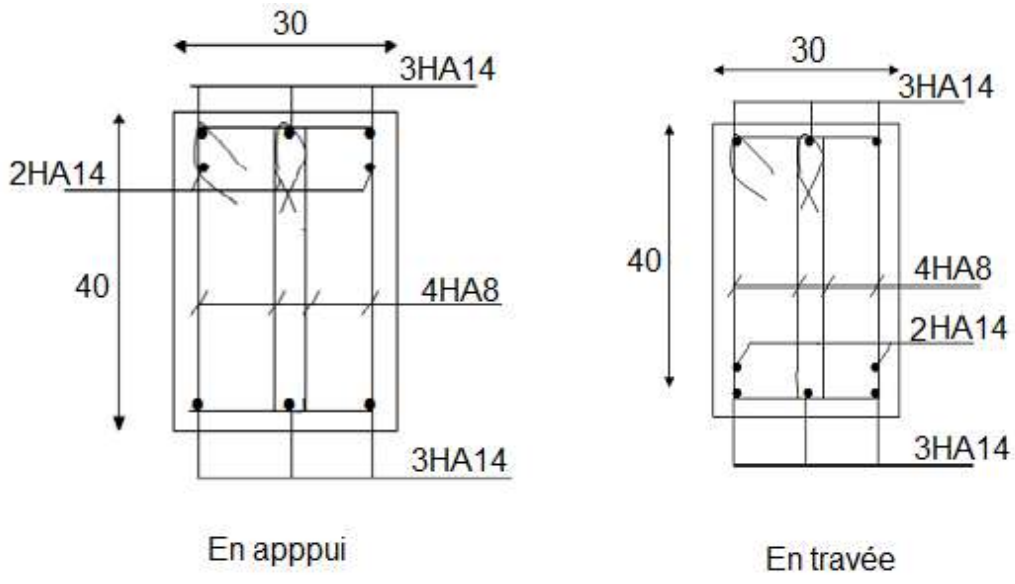


Fig. V.2. Ferraillage des poutres principales

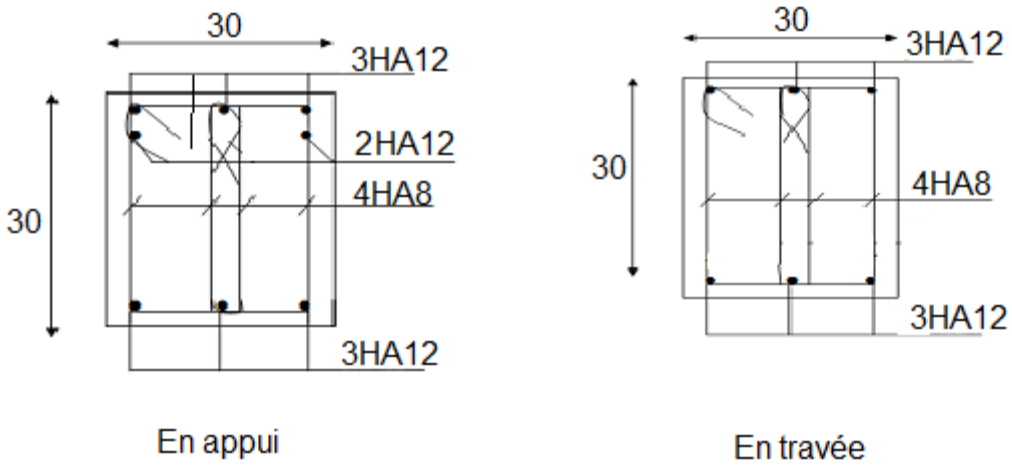


Fig.V.3. Ferraillage des poutres secondaires

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :** $A_l = min\begin{cases} \text{par pour métre de parement de longueur} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad B: \text{omprimé béton de section} \end{cases}$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : ♦♦ (Art .7.4.2.1.) ♦♦**

✓ La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

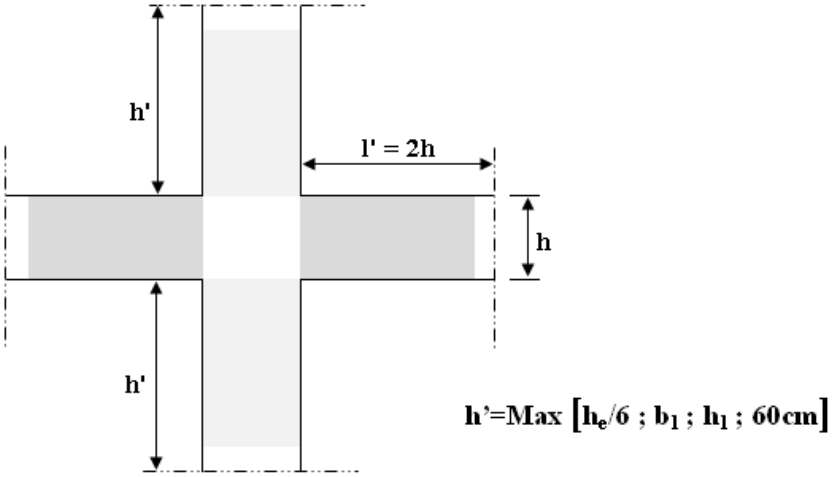


Fig. V.4. Définition de la zone nodale dans les poteaux

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage est limité en zone IIa par:

  * Leur pourcentage **maximal** sera de

    - 4% en zone courante
    - 6% en zone de recouvrement

- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de:

  40Øen zone IIa

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

  20 *cm* en zone IIa

- ✓ pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

  h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003♦♦ (Art .5.2.)♦♦**

- G +Q ± E
- 0,8G ± E
- G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- M_{max} et son N_{corr}.
- N_{max} et son M_{corr}.
- N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme : Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul : Mu=Nu. (e1+e2+ea)

e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

e_2 : Excentricités du 2^{eme} ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha.\phi)}{10000h}$$

Avec :

$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: Généralement pour le béton

$$\alpha = \frac{\text{moment permanent}}{\text{moment totale}} = \frac{M_G}{M_U}$$

L_f : longueur de flambement.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

ea : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa Longueur libre.

$$e_a = \max\left[\frac{L_0(cm)}{250}, 2\ (cm)\right]$$

On doit vérifier que :

$$\frac{Lf}{h} \leq \max(15 \text{ et } \frac{20xe1}{h})$$

Tableau V.12. Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	Solli	Valeur	MuG (KN. m)	Comb	e1 (cm)	e2 (cm)	ea (cm)	$\frac{Lf}{h}$	Max (15et2 0.e1/h)	Verif
Rive 40*40	N_{max} (KN)	595.46	5.19	1.35G+1.5Q	1.60	1.18	2	5.67	15	C.V
	M_{corr} (KN.m)	9.55								
	M_{max} (KN.m)	27.18	9.16	1.35G+1.5Q	4.62	1.02	2	5.67	15	CV
	N_{corr} (KN)	588.17								
	N_{min} (KN)	217.68	1.64	G+Q-EX	8.06	0.84	2	5.67	15	C.V
	M_{corr} (KN.m)	17.56								
inter 40*40	N_{max} (KN)	514.34	0.36	1.35G+1.5Q	0.76	0.84	2	5.67	15	C.V
	M_{corr} (KN.m)	3.92								
	M_{max} (KN.m)	20.00	0.47	0.8G-EX	19.85	0.78	2	5.67	15	C.V
	N_{corr} (KN)	100.75								
	N_{min} (KN)	262.36	0.03	G+Q-EX	3.67	0.77	2	5.67	15	CV
	M_{corr} (KN.m)	9.65								
Rive 35*35	N_{max} (KN)	351.64	5.26	1.35G+1.5Q	2.88	1.31	2	6.48	15	C.V
	M_{corr} (KN.m)	10.14								
	M_{max} (KN.m)	09.44	53.51	0.8G-EX	40.40	1.37	2	6.48	23.08	C.V
	N_{corr} (KN	23.36								
	N_{min} (KN)	148.19	2.64	0.8G-EX	9.87	1.04	2	6.48	15	C.V
	M_{corr} (KN.m)	14.63								
inter 35*35	N_{max} (KN)	351.64	5.26	1.35G+1.5Q	2.88	1.32	2	6.48	15	C.V
	M_{corr} (KN.m)	10.14								
	M_{max} (KN.m)	09.44	1.29	0.8G-EX	40.40	0.99	2	6.48	23.08	C.V
	N_{corr} (KN	23.36								
	N_{min} (KN)	148.19	2.64	0.8G-EX	9.87	1.04	2	6.48	15	C.V
	M_{corr} (KN.m)	14.63								
Rive 30*30	N_{max} (KN)	233.62	3.46	1.35G+1.5Q	2.93	1.57	2	7.56	15	C.V
	M_{corr} (KN.m)	06.85								
	M_{max} (KN.m)	15.71	5.36	1.35G+1.5Q	6.80	1.37	2	7.56	15	C.V
	N_{corr} (KN	231.09								
	N_{min} (KN)	55.57	1.72	0.8G-EX	0.43	1.75	2	7.56	15	C.V
	M_{corr} (KN.m)	0.24								
inter 30*30	N_{max} (KN)	199.59	0.68	1.35G+1.5Q	2.53	1.16	2	7.56	15	C.V
	M_{corr} (KN.m)	05.06								
	M_{max} (KN.m)	13.66	0.68	0.8G-EX	52.21	1.06	2	7.56	34.80	C.V
	N_{corr} (KN	26.16								
	N_{min} (KN)	21.96	0.65	0.8G-EX	50.36	1.08	2	7.56	33.57	C.V
	M_{corr} (KN.m)	11.06								

V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableaux V.13. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux à l'ELU

	MG (kN.m)	N(kN)	Comb	sect	M_1 (kN.m)	A (cm²)	A' (cm²)
Rive 40*40	28 ,46	595.46	1.35G+1.5Q	**SPC**	102.89	<0	0
	44.93	588.17	1.35G+1.5Q	**SPC**	146.86	<0	0
	23.72	217.68	G+Q-EX	**SPC**	61.82	<0	0
inter 40*40	18.51	514.34	1.35G+1.5Q	**SPC**	108.52	<0	0
	39.60	100.75	0.8G-EX	**SPC**	40.43	1.5	0
	17.90	262.36	G+Q-EX	**SPC**	62.80	<0	0
Rive 35*35	21.76	351.64	1.35G+1.5Q	**SPC**	74.51	<0	0
	10.22	148.19	0.8G-EX	**SPC**	13.52	<0	0
	19.13	23.36	0.8G-EX	**SPC**	41.53	1.42	0
inter 35*35	21.80	148.19	1.35G+1.5Q	**SPC**	74.51	0.015	0
	10.13	23.36	0.8G-EX	**SPC**	13.36	<0	0
	19.13	351.64	0.8G-EX	**SPC**	41.35	0.21	0
Rive 30*30	15.18	21.96	1.35G+1.5Q	**SPC**	44.38	0.41	0
	23.50	26.16	1.35G+1.5Q	**SPC**	52.38	1.05	0
	2.32	199.59	0.8G-EX	**SPC**	9.26	<0	0
inter 30*30	11.35	55.57	1.35G+1.5Q	**SPC**	36.30	<0	0
	14.45	231.09	0.8G-EX	**SPC**	17.72	<0	0
	13.86	233.62	0.8G-EX	**SPC**	14.48	<0	0

	AminCBA (cm²)	**Amin RPA (cm²)**	**Amax RPA (cm²)**	**Amax RPA (cm²)**	**Achoisies (cm²)**
			Nodale	**Courante**	
Rive 40*40	1.6	12.80	64	96	**8HA16=16.08**
inter 40*40	1.6	12.80	64	96	**8HA16=16.08**
Rive 35*35	1.22	9.80	49	73.5	**4HA14+4HA16=14.20**
inter 35*35	1.22	9.80	49	73.5	**4HA14+4HA16=14.20**
Rive 30*30	0.9	7.20	36	54	**8HA14=12.32**
inter30*30	0.9	7.20	36	54	**8HA14=12.32**

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du éton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{v_1 M'_G}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15 \times \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{(v_{1-}c')_{\times} M'_G}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

  $\sigma_b = K \times y_1$

  $\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1)$

  Et il faut vérifier que :

  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.14. Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	Mser (kN.m)	Nser (kN)	A (cm²)	sect	Fissu	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σ]
Rive 40*40	19.03	417.66	16.08	SPC	préj	9.30	-	C.V	
inter 40*40	4.82	356.56	16.08	SPC	préj	6.15	54.41	C.V	C.V
Rive 35*35	17.51	246.47	14.20	SPC	préj	6.67	-	C.V	
inter 35*35	17.51	246.47	14.20	SPC	préj	5.39	47.38	C.V	C.V
Rive 30*30	4.91	163.66	12.32	SPC	préj	5.87	-	C.V	
Inter 30*30	3.44	138.26	12.32	SPC	préj	8.29	165.12	C.V	C.V

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d}$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\bar{\tau}_u$:

La contrainte tangente limite $\bar{\tau}_u$:a pour valeur :

Selon le CBA93 :

Armatures droites (α = 90°) Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = MIN\left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33MPa & situation\ durable \\ \bar{\tau}_u = 4.32MPa & situation\ accidentale \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = MIN\left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.5MPa & situation\ durable \\ \bar{\tau}_u = 3.26MPa & situation\ accidentale \end{cases}$$

- ✓ **Selon le RPA.99 version 2003 : ♦♦ (ART.7.4.3.2.)♦♦**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} \qquad \text{avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned} \lambda &= \frac{L_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement à pour valeur :

$\lambda = \frac{L_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{L_f}{a}$

V.3.2.3. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau .V.15. Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combi-naison	Vu (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$CBA (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
30 × 30	G+Q+E_x	29.17	0.38	24.70	0.075	1.875	4.32	C.V
35 × 35	G+Q+E_x	25.41	0.21	21.17	0.075	1.875	4.32	C.V
40 × 40	G+Q+E_x	24.82	0.18	16.46	0.075	1.875	4.32	C.V
40 × 40	G+Q+E_x	21.51	0.15	21.95	0.075	1.875	4.32	C.V

V.3.2.4. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

✓ **Selon le CBA93 : ♦♦ (Art. A.5.1.2.3.) ♦♦**

- les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \leq MIN\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l\right]$$

$\emptyset_l$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t \times a_t$: avec nt est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$s_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3 \times \frac{N_u}{B \times f_{C28}}$$

St ≤ Min [0.9d, 40cm]

Et :

$$\frac{f_{et} \times A_t}{s_t \times b_0} \geq 0.4MPA$$

- ✓ **Selon le RPA99 version 2003 : [1] ♦♦ (ART.7.4.2.2.)♦♦**

$$s_t = \frac{A_t \times h \times f_{et}}{\rho \times V_U}$$

- ➢ $A_t = n_t \times a_t$: avec nt est le nombre des barres transversales.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- ➢ Dans la zone nodale: St ≤ Min (10ϕl, 15 cm) en zone IIa
- ➢ Dans la zone courante: $s_t \leq$ 15 ϕl en zone IIa
- ➢ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si} \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\ \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 \text{ interpoler entre les deux valeures précédentes} \end{cases}$$

- ➢ Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de 10ϕt minimum.
- ➢ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminées >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Application des recommandations.

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Tableau .V.16. Les armatures transversales et leurs espacements

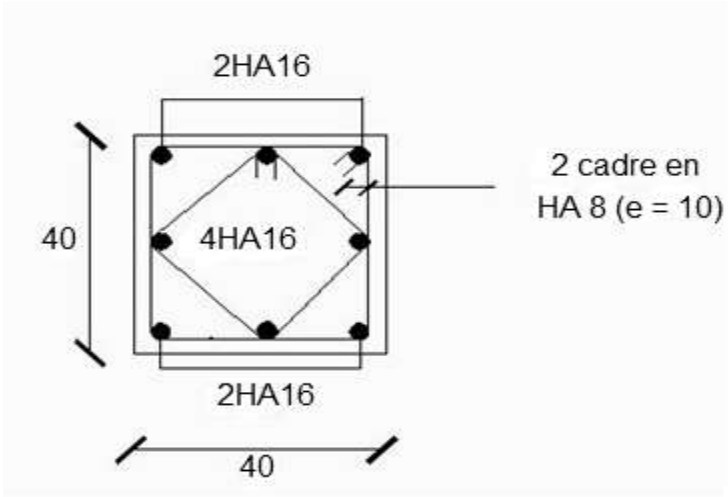
Section	Vu (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	$s_{t\,cal}$ (cm)	Zone	$s_{t\,final}$ (cm)	$A_{t\,final}$
30 × 30	29.17	2.06	7.14	2.5	22	courante	15	**4HA8**
						nodale	10	**4HA8**
35 × 35	25.41	3.21	6.12	2.5	25.23	courante	10	**4HA8**
						nodale	10	**4HA8**
40 × 40	24.82	2.25	6.76	2.5	18.23	courante	15	**4HA8**
						nodale	10	**4HA8**
40 × 40	21.51	3.145	6.35	2.5	24.25	courante	15	**4HA8**
						nodale	10	**4HA8**

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] ♦♦ (Art.7.4.2.2.)♦♦

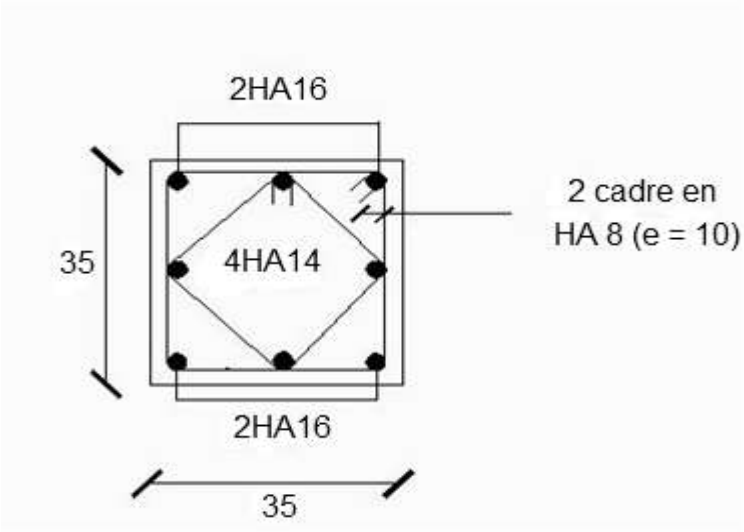
$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$:

Tableau .V.17. Vérification de la quantité d'armatures transversales

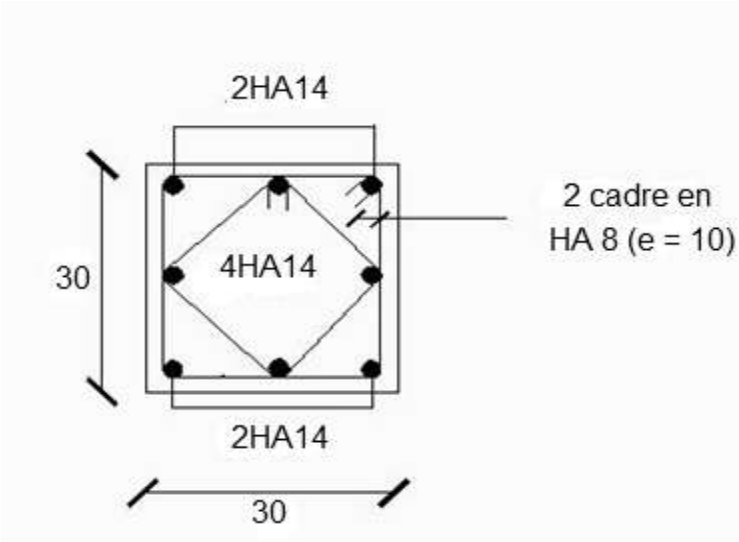
Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0.3\%$
30 × 30	courante	0.34	C.V
	nodale	0.34	C.V
35 × 35	courante	0.38	C.V
	nodale	0.38	C.V
40 × 40	courante	0.31	C.V
	nodale	0.31	C.V
40 × 40	courante	0.32	C.V
	nodale	0.32	C.V



Poteaux 40x40 (RDC+1er étage)



Poteaux 35x35 (2et3eme étage)



Poteaux 30x30 (4et5eme étage)

Fig .V.5. Ferraillage des poteaux

V.4. Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

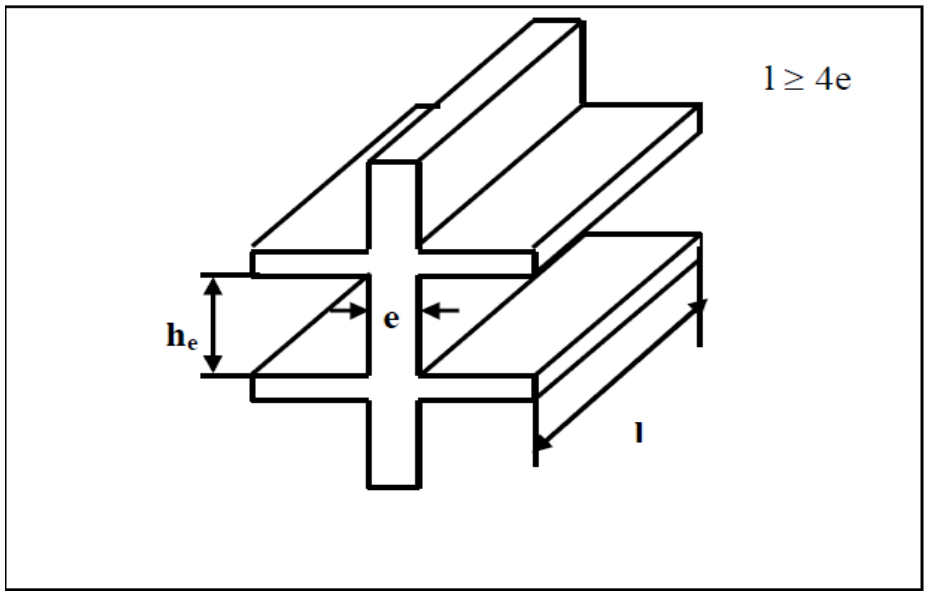


Fig.V.6. Coupe de voile en élévation

A. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

A.1. Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.1.1. Aciers verticaux : [1] ♦♦ (Art 7.7.4.1.) ♦♦

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des arres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment)

A.1.2. Aciers horizontaux : [1] ♦♦ (Art 7.7.4.2.) ♦♦

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

Règles communes : [1] ♦♦ (Art 7.7.4.3.) ♦♦

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des arres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les arres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'a out) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les arres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possi les.

- 20Φ pour les arres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3. Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes :

- e=17cm
- e=15 cm

- **Méthode de calcul : [6]**

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du NAVIER : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω: La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{V}$; $\frac{I}{V'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{\mathrm{M}\,.\,\mathrm{V}}{I}$$

$$\sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{\mathrm{M}\,.\,\mathrm{V}'}{I}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- **Section entièrement tendue (SET): σ1 et σ2 < 0**

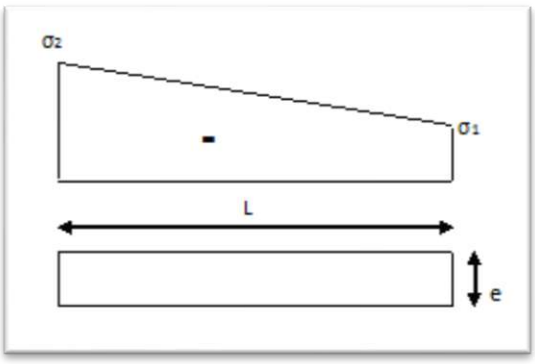


Fig.V.7. Section entièrement tendue.

$$As = \frac{F}{\sigma s} => F = [\frac{(\sigma 1 + \sigma 2)}{2}] \times e \times L$$

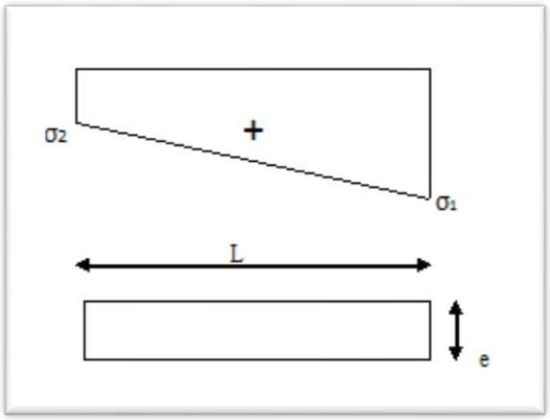


Fig. V.8. Section entièrement comprimée

As min = 0.15%×e×L

2- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : σ1 et σ2 de signes opposées.

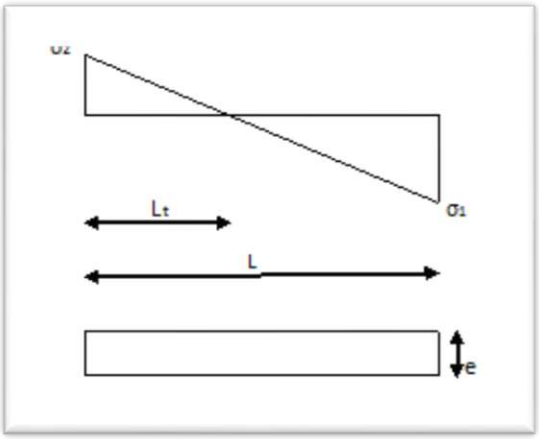


Fig .V. 9. Section partiellement comprimée

$$\mathrm{L\,t} = \left[\frac{\sigma 2}{\sigma 1 + \sigma 2}\right] \times L => F = \frac{\sigma 2 \times e \times L}{2} => As = \frac{\mathrm{f}}{\sigma s}$$

Tableau. V. 18. Les armatures verticales des voiles (V1,V2,V3,V4,V5,V6) d'épaisseur 15 cm

épaisseur	15(cm)		
Voile	V1;V2 ; V3 ; V5	V4	V6
L (m)	2.95	3.25	1.00
σ1 (MPa)	0.05	-0.05	0.08
σ2 (MPa)	4.51	2.24	4.78
Nature	SEC	SPC	SEC
Lt(m)	/	3.18	/
F(KN)	/	546	/
σs (MPa)	400	400	400
(As /ml)(cm2)	6.64	4.2	2 .25
(As'/ml) (cm2)	6.64	4.2	2.25
0.2 0/0 Bt	/	9.54	/
As /ml ≥ 0.2 0/0 Bt	/	C.N.V	/
Amin CBA (cm2)	4.425	4.875	1.5
Amin RPA (cm2)	6.64	7.312	2.25
St d'about (cm)	10	11	10
St courante (cm)	20	22	20
(2) armatures d'about (cm2)	**12HA12** 13.57= cm2	**12HA12** 13.57= cm2	**8HA12** = 9,05 cm2
(2) armatures Courante (cm2)	**10HA12** =11.31 cm2	**14HA12** 15.83= cm2	**4HA12** = 4.52 cm2

C. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt ≤Øv.

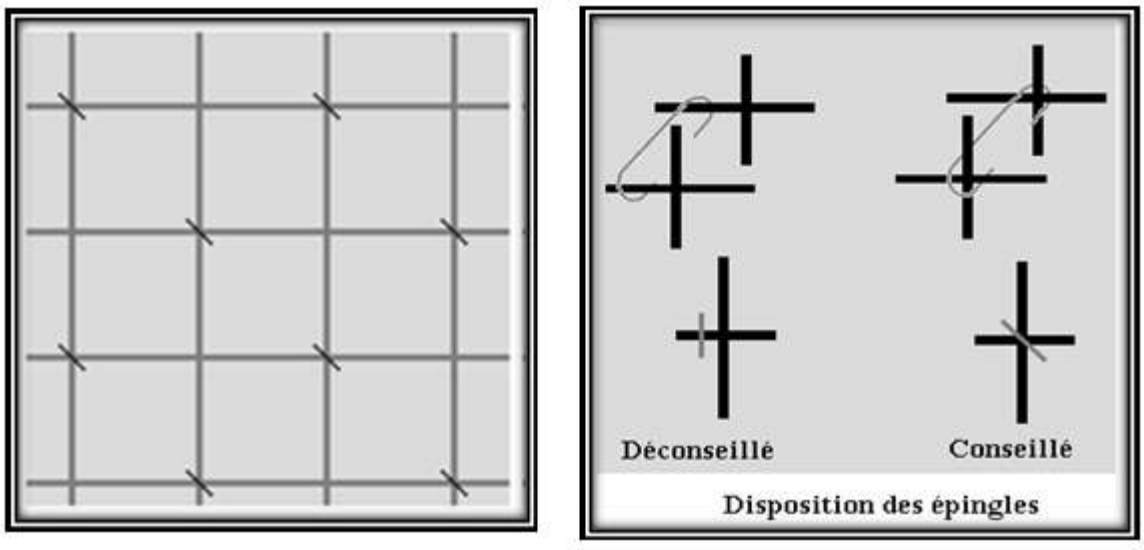


Fig. V.10. Les armatures transversales et les épingles.

Pour cette bloc toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr = 40ϕ = 65 cm.

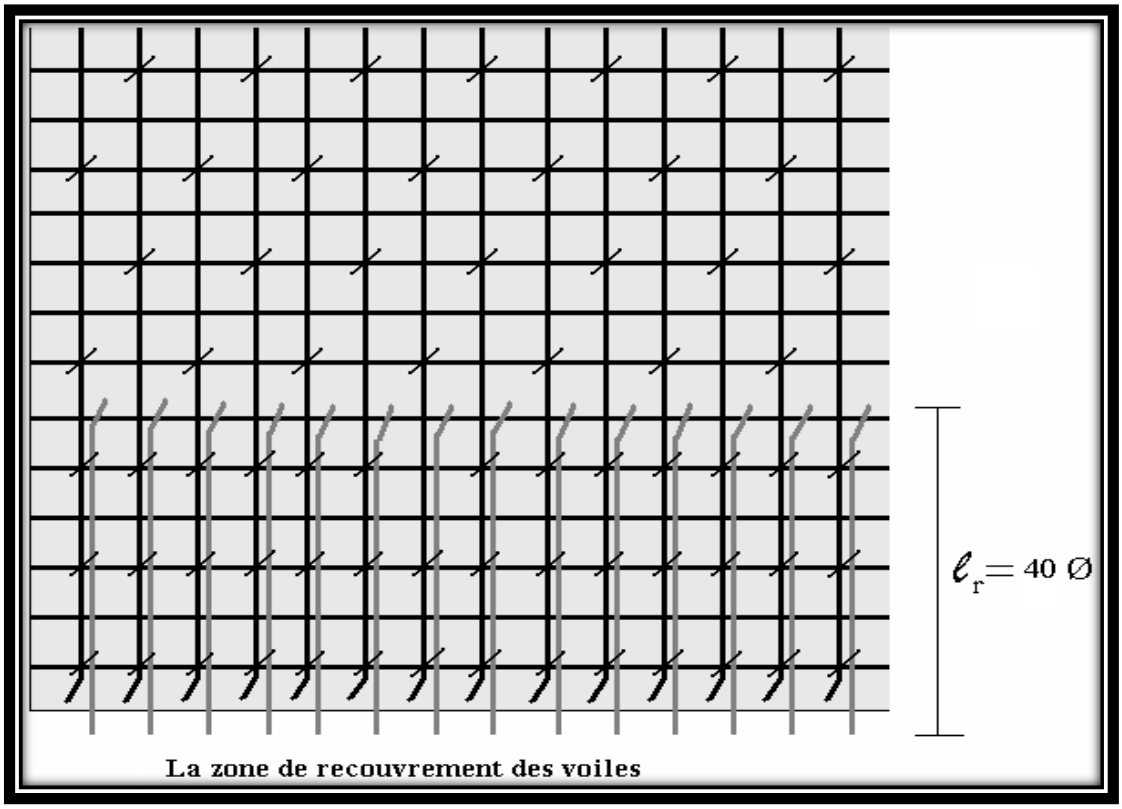


Fig. V. 11. La zone de recouvrement des voiles

➢ **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1] ♦♦ (Art 7.7.4.3.) ♦♦**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4Tcal}{b_0\ d}$$

Avec : T : l'effort tranchant à la ase du voile.

b0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est :

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$, Il faut vérifier la condition suivante : $\tau u \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Tableau .V.20. Vérification a l'effort tranchant des voiles (V1,V2,V3, V4,V5,V6)

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τu (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau u \leq \bar{\tau}$
V1 ; V2;V3 ; V5	15	846.76	0.271	5	C.V
V4	15	538.94	1.725	5	C.V
V6	15	521.83	0.167	5	C.V

D. Ferraillage horizontal :

- Calcul des armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

Comme At est connue, alors : At=2.at=2.πϕt2/4=1.00cm2, ϕt =8 mm.

L'espacement St des aciers horizontaux :

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{a \times \gamma_S \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

- K=1+3(σcm/ fcj) en flexion composée avec compression.
- K=1-10(σtm/ fcj) en flexion composée avec traction.
- σ_c =Nc/B, σ_t=Nt/B

Nc: effort normal de compression,

N_t: Effort normal de traction

- B=L*a : section totale du béton et Fcj : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que :

St ≤ Min (0.9d, 40cm) **[2]**

St ≤ min (1,5a, 30cm) [**1] ♦♦ (Art 7.7.4.3.) ♦♦**

Tableau .V.21. Détermination des armatures horizontales

Voile	Ep (cm)	N(kN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15%B	Ah≥ Amin
V1;V2 ; V3 ; V5	15	-138.82	1.03	99.70	22.5	20	**2(14HA10)** =11.00 cm2	6.63	C.V
V4	15	97.84	0.92	32.90	22.5	20	**2(14HA10)** =11.00 cm2	7.31	C.V
V6	15	117.02	1.10	71.63	22.5	20	**2(14HA10)** =11.00 cm2	2.25	C.V

V.5. FERRAILLAGE DES LINTEAUX : [1] ♦♦ (ART.7.7.3.) ♦♦

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux.

  Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V. Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.
- La méthode de ferraillage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.
- Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ; $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0{,}2\ f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0\ d} \qquad \text{Avec} \qquad \overline{V} = 1{,}4\ V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1{,}4\ \tau_u^{cal}$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.5.1 Premier Cas : [1] ♦♦ (ART .7.7.3.1.) ♦♦ $\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28}$

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts *M* et *V*)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z\ f_e}$$

Avec: $Z = h - 2d'$

Où:

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\overline{V} = 1{,}4\ V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

b.1. Premier sous cas : Linteaux Longs $(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1)$

On a : $S \leq \frac{A_t \ f_e \ Z}{\overline{V}}$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2\ d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\overline{V} = 1{,}4\ V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

b.1. Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts $(\lambda_g \leq 1)$

On doit avoir : $S \leq \frac{A_t \ f_e \ l}{V + A_t \ f_e}$

Avec : V = Min (V_1, V_2)

$V_2 = 2\ V_u^{cal}$

$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_l \ f_e \ Z$

Où : Z = h – 2 d'

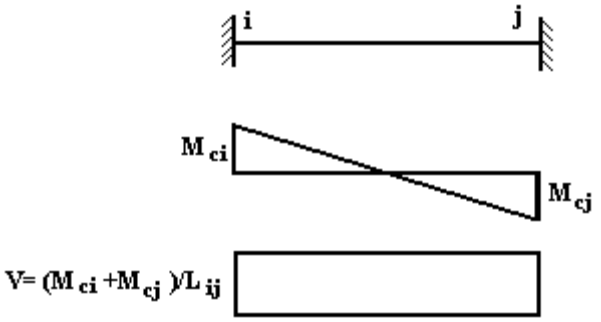


Figure .V.12. Sections d'about à droite et à gauche du

Linteau de portée l_{ij}

V.5.2. Deuxième Cas [1] ♦♦ (ART .7.7.3.2.) ♦♦ $\tau_b > 0{,}06\ f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts *(M, V)* sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule : $A_D = \dfrac{V}{2 f_e \sin\alpha}$

Avec : $tg\alpha = \dfrac{h - 2d}{l}$ (voir figure)

Et : $V = V_u^{cal}$ (sans majoration) $(\tau_u = \dfrac{V_u^{cal}}{e\ h} = S_{12})$

V.5.3. Ferraillage Minimal : [1] ♦♦ (ART.7.7.3.3) ♦♦

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$(A_l, A'_l) \geq 0{,}0015$ b h (0,15%) (Avec **A_l** lit inférieur et **A'_l** lit supérieur)

b. Armatures Transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0{,}025\ f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0{,}0015\ b\ S$
- si $\tau_b > 0{,}025\ f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0{,}0025\ b\ S$

$S_t \leq \dfrac{h}{4}$ (Espacement des cadres)

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%

C'est à dire : $A_c \geq 0{,}002\,bh$ (en deux nappes)

d. Armatures Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0{,}06\ f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si $\tau_b > 0{,}06\ f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0{,}0015\ b\ h$

V.5.4. Linteau de type (01)

Soit le linteau suivant :

h = 1.00 m

l = 1.20 m

b = 0,15 m

On a : $\tau_u^{cal} = 0.161 MPa$

Les calculs :

- $\tau_b = 0.161 MPa$
- $\overline{\tau_b} = 0{,}2\ f_{c28} = 5MPa \Rightarrow \overline{\tau}_b \succ \tau_b$
- $0{,}06\ f_{c28} = \tau'_b = 1{,}5MPa$

  $\tau_b \prec 0{,}06\ f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal (inférieur A_l et supérieur A'_l), sont calculés par la formule suivants :

a. Aciers Longitudinaux :

$$Al = A'l \geq \frac{M}{Z\ f_e}$$

$A_l = A'_l \geq 0.44\ cm^2$

$A_l = A'_l =$ **2HA12**$= 2.26\ cm^2$

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

b.1.linteaux longs : $(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1) \Rightarrow \lambda_g = \frac{1.20}{1.00} = 1.2 > 1$

$A_t = 1.57\ cm^2$

$A_t =$ **8HA10** $= 6.28\ cm^2$ (répartie en deux nappes) (soit 4 barres /nappe)

On a: $S \leq 11.75$ cm donc S = 11 cm

$A_t =$ **8HA10** $= 6.28\ cm^2$

S = 22 cm

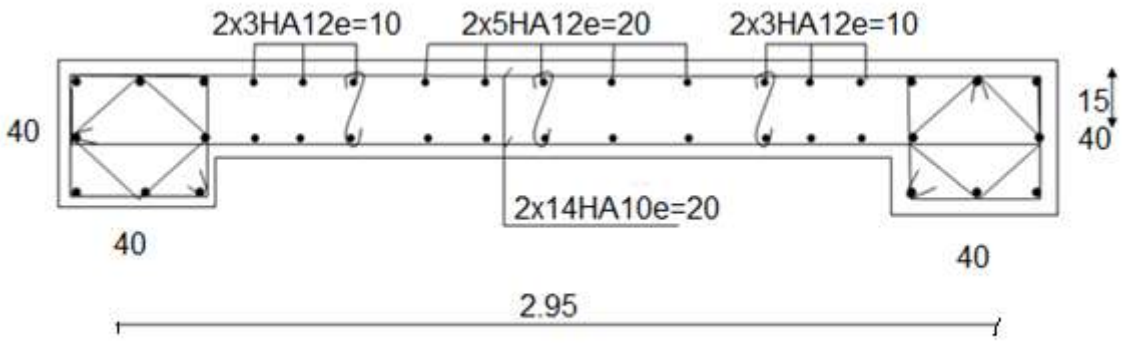


Fig. V.13. Disposition des armatures dans les voiles V1, V2, V3 ; V5 d'épaisseur 15 cm

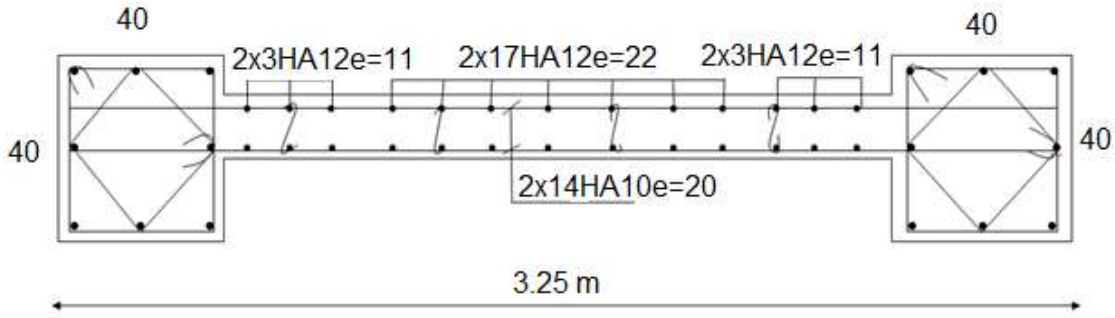


Fig. V.14. Disposition des armatures dans les voiles V4 d'épaisseur 15 cm

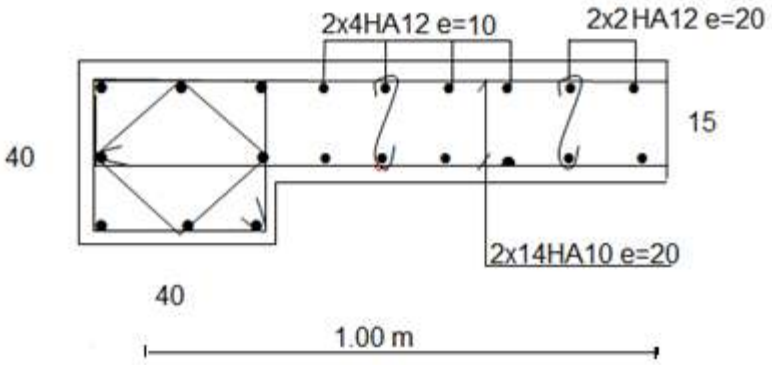


Fig. V.15. Disposition des armatures dans les voiles V6 d'épaisseur 15 cm

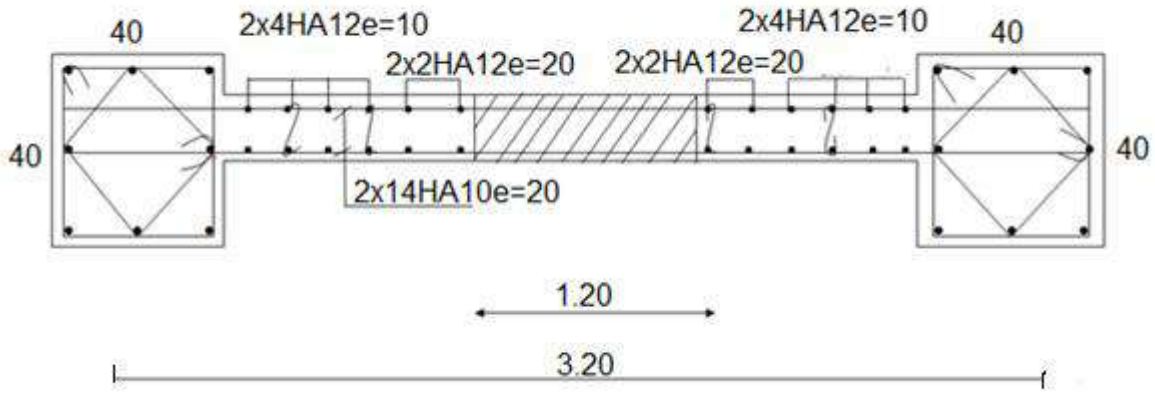


Fig. V.16. Voile V6 avec ouverture de linteaux d'épaisseur 15 cm

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure ; en :

- **Fondation superficielles :**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante .Elles sont réalisées prés de la surface (semelles isolées-semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes :**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits)

VI.2. Etude géotechnique du sol :

Le chois du type de fondation, repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier .les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.00 bars$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3. Chois du type de fondation :

Le chois du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la supère structure.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4. calcule des semelles :

VI.4.1. semelles isolées :

❖ **Semelles isolés sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Ns_{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

$S=B^2$

B est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec :

$B = \sqrt{S}$; σ_{sol} =2.00 bars

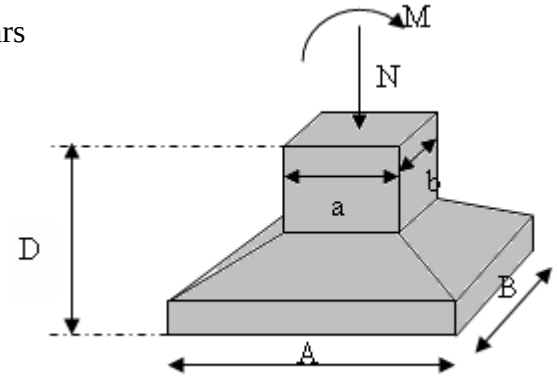


Fig.VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

Si M=0 :

$$ht \geq \frac{B-a}{4} \Rightarrow h \geq d + e + \frac{\emptyset}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d_b = h_{adp} - e - \frac{\emptyset_a + \emptyset_b}{2}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

A_a = N (B - a) / 8.d_a.σ_s

A_b = N (B - b) / 8.d_b.σ_s

Si M ≠0 :

On procède comme suit:

Tableau VI.1. Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

Répartition trapézoïdale	
Dimensionnement des semelles	
$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq B/6$	
$\frac{a}{b}.\sigma_s.B^3$ - N.B - 3. e_{0b}.N ≥ 0 **[1]**	
Ma = 0	⇒ B ⇒A
Ma ≠ 0	$\frac{a}{b}.\sigma_s.A^3$ - N.A - 3. e_{0a}.N ≥ 0 **[2]**
Ferraillage des semelles	
e_{0b}≤ B/18	A_b= N (1+ (3 e_{0b}/B)) / ((B - b) / 8.d_b.σ_s)
Ma=0	Aa = N (1+ (3 e_{0b}/B)) / ((A - a) / 8.d_a.σ_s)
Ma 0 et e_{0a}≤ A/18	Aa = N (1+ (3 e_{0b}/A)) / ((A - a) / 8.d_a.σ_s)

L'espacement est le suivant :

$$Sa = \frac{B-2(e+\emptyset b+\frac{\emptyset a}{2})}{na-1}$$

$$Sa = \frac{A-2(e+\frac{\emptyset b}{2})}{na-1}$$

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 445.12KN$

$\sigma_{sol} = 0.20MPa.$

$$B \geq \sqrt{\frac{445.12}{200}} = 1.49m \Rightarrow A = B = 1.50m$$

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles isolées S1, S2, S3 à l'ELS

	N_s (kN)	M_{XS} (kN.m)	M_{YS} (kN.m)	A (m)	B (m)	h (cm)	d_a (cm)	d_b (cm)	e (cm)
S1	445.12	0.33	3.71	1 .50	1 .50	35.00	20.7	18.6	15
S2	450.98	0.61	1.70	1 .50	1 .50	35.00	20.7	18.6	15
S3	350.18	1.47	0.12	1.40	1.40	30.00	15.7	13.6	15

Tableau VI.3. Vérification des contraintes des semelles isolées S1, S2, S3 à l'ELU

	N_{ELU} (kN)	$M_{X\,ELU}$ (kN.m)	$M_{Y\,ELU}$ (kN.m)	[1]	[2]
S1	638.75	0.38	5.23	C.V	C.V
S2	647.86	0.93	2.37	C.V	C.V
S3	500.15	2.12	0.17	C.V	C.V

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'est ya pas de chevauchement des semelles, alors on réalise une semelle isolées.

VI.4.2. Ferraillage des semelles isolées :

On adopte le ferraillage maximal des semelles isolées à l'ELU.

VI.4.Calcul du ferraillage des semelles isolées S1, S2, S3 à l'ELU

	N (kN)	Méthode des bielles		Aa ELU (cm^2)	Ab ELU (cm^2)
		$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	$e_{0b\ ELU} \leq B/18$		
S1	638.75	C.V	C.V	10.78	12.00
S2	647.86	C.V	C.V	10.84	12.06
S3	500.15	C.V	C.V	10.05	11.60

Tableau VI.5. Ferraillage final des semelles isolées S1, S2, S3 et leur espacement

	A_a final (cm^2)	A_b final (cm^2)	S_a (cm)	S_b (cm)
S1	**12HA12** = 13.57	**12HA12** = 13.57	10.57	10.57
S2	**12HA12** = 13.57	**12HA12** = 13.57	10.57	10.57
S3	**11HA12** = 12.44	**11HA12** = 12.44	10.64	10.64

Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale : à : $Ls \geq \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau s} = 42.32$ (cm)

Tableau VI.6. Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées S1, S2, S3.

	B(m)	A(m)	A/4 (cm)	Ls (cm)	Ls≥ A /4	A/8 (cm)	A/8≤Ls≤ A/4
S1	1.50	1.50	37.5	42.32	C.V	18.75	C.V
S2	1.50	1.50	37.5	42.32	C.V	18.75	C.V
S3	1.40	1.40	35.0	42.32	C.V	17.50	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés de 1350.

- **Vérification de la stabilité au renversement : [1] ♦♦ (Art 10.1.5.) ♦♦**

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e= M/N \leq B/4$).

Tableau VI.7. Vérification de la stabilité au renversement des semelles isolées S1, S2, S5

	NELU (kN)	MX ELU (kN.m)	MY ELU (kN.m)	e_x (m)	e_y (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
S1	638.75	0.38	5.23	$5.94.10^{-4}$	$8.18.10^{-3}$	1.5	0.375	C.V
S2	647.86	0.93	2.37	$1.43.10^{-3}$	$3.65.10^{-3}$	1.5	0.375	C.V
S3	500.15	2.12	0.17	$4.23.10^{-3}$.	$3.39.10^{-4}$	1.4	0.350	C.V

VI.4.3. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement.

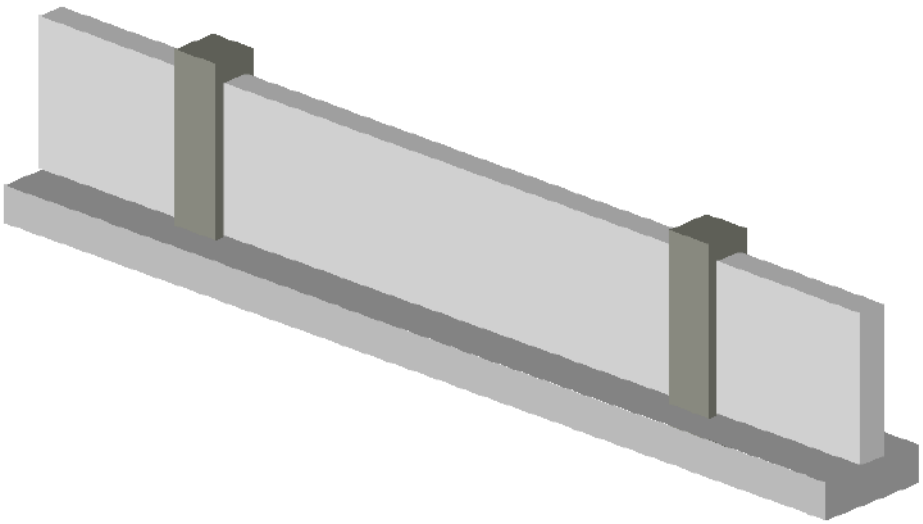


Fig.VI.2.Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4. 3.1. Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; \; M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \sigma_{sol}} \quad ; ht \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d - c - \frac{\emptyset}{2}$$

Tableau VI.8.dimensionnement des semelles filantes SF1, SF2 sous voiles à l'ELS

	N ELS/ml (kN)	Mx ELS/ml (kN)	B(m)	A(m)	ht (cm)	da (cm)
SF1	446.43	0.80	2.30	4.65	50	44.40
SF2	297.20	7.21	1.50	16.89	30	24.40

Tableau VI.9.Vérification des semelles filantes SF1, SF2 sous voiles àl'ELU

	NELU/ml (kN)	Mx ELU/ml (kN)	(1)
SF1	767.53	3.12	C.V
SF2	675.40	62.69	C.V

b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2) X\, B(m)}{4}$$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.10.ferraillage des semelles filantes SF1, SF2 sous voiles à l'ELU

	N (kN)	e_{0a}ELU ≤ A/18	Aa (cm^2)	Arep (cm^2)
SF1	767.53	C.V	23.07	13.62
SF2	675.40	C.V	14.55	5.46

Tableau VI.11.ferraillage des semelles filantes SF1, SF2 sous voiles à l'ELS

	N (kN)	e0a ELU ≤ A/18	Aa (cm^2)	Arep (cm^2)
SF1	446.43	C.V	13.39	7.70
SF2	675.40	C.V	6.33	2.37

Récapitulation:

Tableau VI.12.le ferraillage finale des filantes SF1, SF2 sous voiles

	A a finale (cm^2)	Arep finale (cm^2)	Sa (cm)	Srep (cm)
SF1	**22HA12=**24.88	**13HA12=**14 .70	9.35	16.36
SF2	**14HA12=**15.83	**7HA12=**7.92	8.18	17.73

- **Vérification des longueurs de scellement :**

Tableau VI.13. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes SF1, SF2

	B(m)	A(m)	A/4(cm)	Ls (cm)	Ls≥ A/4	A/8(cm)	A/8≤Ls≤ A/4
SF1	2.3	4.65	116 .25	42.32	C.N.V	58.125	C.N.V
SF2	1.5	16.89	422.25	42.32	C.N.V	211 .125	C.N.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Tableau VI.14. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes SF1, SF2

	NELU(KN)	M ELU (kN.m)	e(m)	A(m)	A/4 (m)	e ≤A/4
SF1	767.53	3.12	4.06.10-3	4.65	1.16	C.V
SF2	675.40	62.69	$9.28*10^{-2}$	16.89	4.22	C.V

VI.4.3.2. Semelles filantes sous voiles périphériques :

a. Dimensionnement :

Tableau VI.15.Dimensionnement des semelles filantes SF 3, SF 4 sous voiles àl'ELS

	NELS/ml (kN)	B(m)	A(m)	h(cm)	db (cm)
SF3	251.51	1.30	1	30	24.4
SF4	197.07	1.20	1	25	19.4
SF5	295.94	1.50	1	30	24.4

Tableau VI.16.Vérification des semelles filantes SF3, SF4, à l'ELU

	NELU/ml (kN)	My ELU/ml (kN)	(2)
SF3	393.99	1.37	C.V
SF4	279.85	0.14	C.V
SF5	649.23	5.01	C.V

Tableau VI.17.Dimensionnement des semelles filantes SF6, SF7, SF8 à l'ELS

	NELS/ml (kN)	B(m)	A(m)	h(cm)	da(cm)
SF6	133.99	1.00	1	20	14.4
SF7	168.31	1.00	1	20	14.4
SF8	150.05	1.00	1	20	14.4

Tableau VI.18.Vérification des semelles filantes SF6, SF7,SF8 à l'ELU

	NELU/ml (kN)	Mx ELU/ml (kN)	(1)
SF6	328.91	2.75	C.V
SF7	239.15	3.07	C.V
SF8	480.87	2.53	C.V

Remarque :

Pour faciliter la réalisation des semelles filantes sous voile périphérique on adopte le même dimensionnement et le même ferraillage pour toutes les autres semelles par l'effort le plus défavorable.

b. Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.20.ferraillage des semelles filantes SF5 sous voiles à l'ELU

	N (kN)	e_{0a}ELU ≤ A/18	Ab (cm2)	Arep (cm^2)
SF5	649.23	C.V	9.30	3.50

Tableau VI.21. Ferraillage de la semelle filante SF5 à l'ELS

	N (kN)	e_{0a}ELU ≤ A/18	Ab (cm^2)	Arep (cm^2)
SF5	295.94	C.V	4.35	1.65

Récapitulation:

Tableau VI.22. Ferraillage finale de la semelle filante SF5

	A a finale (cm^2)	Arep finale (cm^2)	Sa (cm)	Srep (cm)
SF5	**10HA12=**11.31	**6HA12=**6.79	9.35	12.93

Vérification des longueurs de scellement :

Tableau VI.23. Vérification de la longueur de scellement de la semelle filante SF5

	B(m)	A(m)	B/4(cm)	Ls (cm)	Ls≥ B/4
SF5	1.50	1.00	37.5	42.32	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés de 135°.

Tableau VI.24. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF5

	NELU (kN)	MELU (kN.m)	e (m)	B(m)	B/4 (m)	e≤B/4
SF5	649.23	5.01	$7.71*10^{-3}$	1.50	0.375	C.V

VI.5. Etude du voile périphérique : [1] ♦♦ (Art 10.1.2) ♦♦

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

VI.5.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du parking.

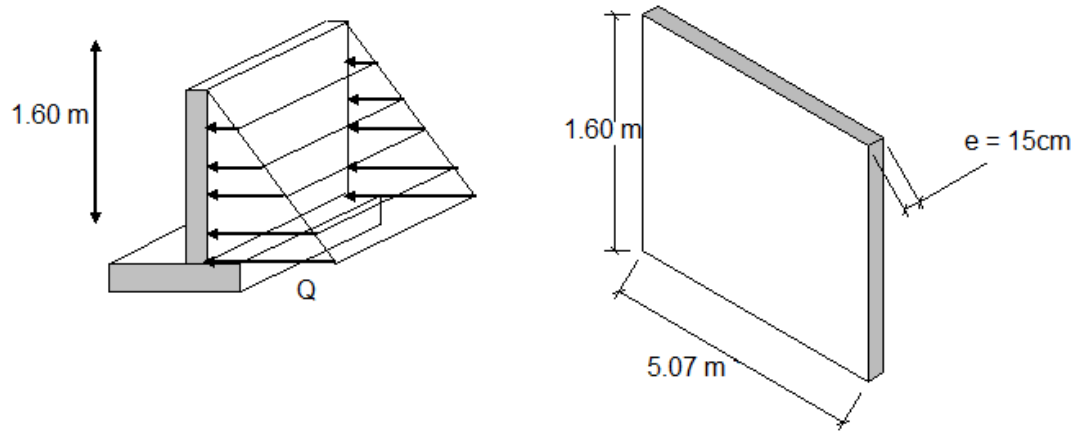


Fig. VI.3.Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

a. charge permanente :

Pour ce bloc on à :

- un terrain plat ⇒ β 0
- mur droit ⇒ λ 0
- le poids volumique du terrain: 18.5 (kN/m3)
- l'angle de frottement interne : φ 22°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à:

P =1/2 ($K_{\gamma a}.\gamma$ .h²)

$$G= K_{\gamma a} .\gamma.h$$

Le coefficient de contrainte : k a = $tg^2[(\pi/4) - (\emptyset/2)]$

D'où : $K_{\gamma a}$ = 0.455

Alors :

G= 0.455 * 18.5* 1.60 = 13 .46 kN/m²

b. charge d'exploitation :

Pour cette bloc on à :

- Q =K_q . q
- K_q = K_γ/cos (β - λ) = 0.455

Alors : Q = 0.455 x 2.5=1.14 kN/m²

c. combinaisons d'actions :

- qu = 1.35G+1.5Q = 19.90 kN/m²
- qser = G+Q = 14.60 kN/m²

Pour une bande de 1m:

- qu = 19.90 kN/ml
- qser = 14.60 kN/ml

VI.5.2. Ferraillage des voiles périphériques :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$\rho = \frac{1.60}{5.07} = 0.31 < 0.4$ Donc la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée .

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

$M_0 = q.l_{x^2}/8$

M t= 0.8 M_0

Ma = Mb = -0.5Mo

a. Détermination des moments a l'ELU :

$M_0 = 6.37\ (KN.M)$

M t = 5.09 $(KN.M)$

Ma = Mb = -3.18 $(KN.M)$

b. Détermination des moments a l'ELS :

M_0 = 4.68 $(KN.M)$

M t = 3.75 $(KN.M)$

Ma = Mb = 2.34 $(KN.M)$

c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableau.VI.25. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A calcul (cm²)	Amin RPA (cm²)	Amin/2 (cm²)	A calcul ≥Amin/2
Travée	X	5.09	12.5	0.15	1.75	0.87	C.V
appui	X	3.18	12.5	0.09	1.75	0.87	C.V

Tableau.VI.26. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	A final/2(cm²)	A final (cm²)	A rep (cm²)	A rep final (cm²)
Travée	**4HA12**=4.52	**8HA12**=9.04	2.26	**8HA10**=6.28
appui	**4HA12**=4.52	**8HA12**=9.04	2.26	**8HA10**=6.28

d. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.27. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS

	Sens	AELU (cm²)	Mser (kN.m)	σ_S (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_S \leq [\sigma_S]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	4.52	3.75	9.39	0.25	C.V	C.V
appui	X	4.52	2.34	5.85	0.13	C.V	C.V

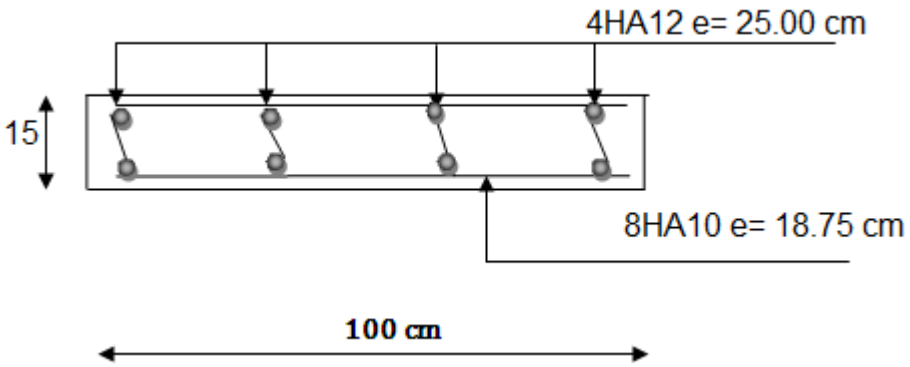


Figure VI.4.disposition de ferraillage du voile périphérique

e. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Suivant X on a :

Vx=q.lx/2 = 74.125*1.60/2 =59.30 KN

Et on vérifie :

$$\tau_u = \frac{V_x}{b_0 . d} \leq \frac{0.07.F_{c28}}{\gamma_b}$$

τ_u = 0.47 ≤ 1.6 …… C.V

VI.6. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.6.1. Pré dimensionnement : [1] ♦♦ (Art. 10.1.1.b.) ♦♦ Pour un sol de fondation de catégorie ''S3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm². On opte une section de 30 x 35.

VI.6.2. Sollicitations : [1] ♦♦ (Art .10.1.1.b.) ♦♦

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha}$$

Avec :

N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.

α: Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.28. Valeurs de α

site zone	zone I	**IIa zone**	IIb et III
S3	15	**12**	10

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{152.84}{12} = 12.73$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{32.41}{12} = 2.70$$

VI.6.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

a. à l'état limite ultime.

Les armatures longitudinales sont données par: $\mathbf{A_U = \frac{F_U}{\sigma_s}}$

Fu = 12.73 kN

$$A_U = \frac{12.73 \times 10^3}{400} = 0.31\text{cm}^2$$

b. condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \Longrightarrow A \geq 5.51\text{cm}^2$$

Donc on adopte **A=6HA12**=6.78cm²

c. vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Fser = 2.70 kN Alors:

$$\sigma_s = \frac{f_{ser}}{A} = \frac{2.70 \times 10^3}{679} = 3.99\,\text{MPa} \leq \bar{\sigma_s} = 202\text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : (**RPA 99)**

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3cm^2$$

Donc on adopte A=6HA12=6.79 cm²

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **RPA [1] ♦♦ (Art 10.1.1.b) ♦♦**qui doit inférieur au Min (20 cm ; 15Φt).

d.1. section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_t}{3} = 4\text{mm on adopte } \varphi_t = 8\text{mm}$$

$$A_t = 4\varphi_6 = 2.01\text{cm}^2$$

d.2. Espacement:

(RPA 99) :$S_t \leq \min[20\text{cm}; 15\varphi_t] = 18\text{cm}$

On adopte St = 15 cm.

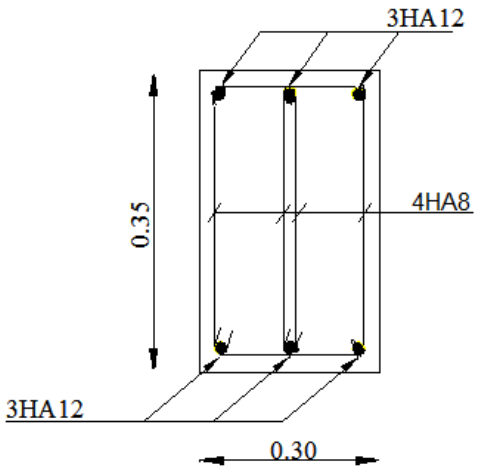


Fig. VI.5. Ferraillage de la longrine

Conclusion Générale:

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude.

-L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure ; en effet, elle permet de donner une vision proche à la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA99, CBA93, BAEL91,...etc.).

-La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite, trancher sur le type de fondation (superficielle ou profonde).

-Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des méthodes numériques tel que le logiciel ROBT et le programme EXCEL permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude. Néanmoins, pour le ROBT, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les améliorer, et de les enrichir par des nouvelles telles que le logiciel ROBOT.

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est nécessairement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail on a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieurs, Le travail est se divisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après, on a fait une étude dynamique et sismique.

En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le 6^{eme} chapitre on a entamé l'étude des fondations, à la fin on a terminé notre travail par une conclusion générale.

I.1. Introduction :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de mastère à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 05 étages (R+5), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques - voiles.

Après une descente de charges et un pré dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

I.2 Présentation del'ouvrage étudié

I.2 .1.Situation

Le projet est implanté à**(BENI SLIMANE)** wilaya de **MEDEA**,est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA-99 version 2003), comme unezone moyennesismicité c'est-à-dire (zone II a).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- DTR-BC.2.41 Réglés de conception et calcul des structure en B-A "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation" (DTR BC2.2)
- DTR BC 2.48 Le règlement parasismique Algérienne "RPA99 version 2003"
- DTR BC 2.3.31 Règlement de calcule fondation superficiel

I.2.2. Description de l'ouvrage

Notre projet comporte un bloc, de forme irrégulière composé de(06) niveaux sur (R.D.C+5étages).

I.3. Caractéristiques du bâtiment

Le bloc est de forme irrégulière (angulaire),dont les caractéristiques sont :

II.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le " ***RPA99 version 2003*** " **[1]**, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux.

II.2.1.Plancher en corps creux

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

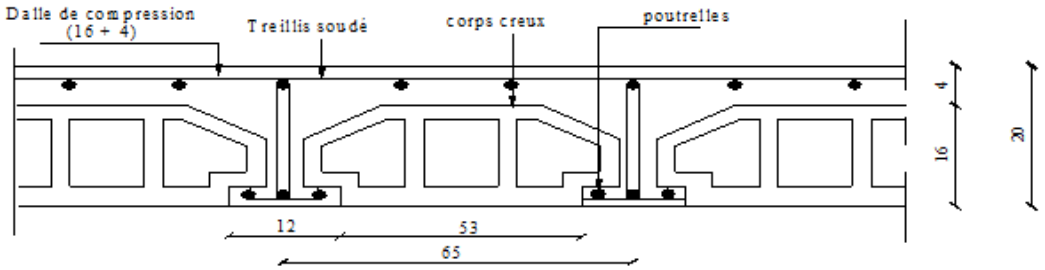


Fig. II.1. Dessin d'un plancher en corps creux

Le règlement CBA93 n'exige que $h_t \geq L/22.5$ d'où la nouvelle fourchette est

$$(L/22.5) \leq h_t \leq (L/20)$$

Avec : L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

$L = 3.60 \Longrightarrow 16.00 \leq h_t \leq 18.00$

On adoptera $ht = 20cm$ telle que $ht = d + e$

$d = 16cm$ (Hauteur de corps creux).

$e = 4cm$ (Hauteur de la dalle de compression).

Donc $\boldsymbol{ht = (16 + 4)\ cm}$.

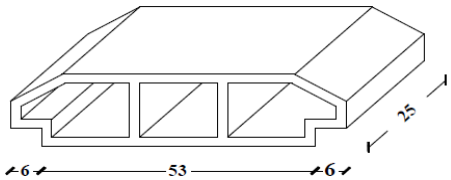


Fig. II.2. Dimensions du corps creux

II.4.1.2.Vérification de la flèche [2] ♦♦ (ART B.6.5.) ♦♦

On vérifier que $F \leq F_{Limite}$

On à $F = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I}$ et $F_{Limite} = \frac{L}{500}(cm)$

Détermination P total :

Poids propre de la poutre $Gp = 0.40\ x\ 0.30x25 = 3.00KN/ml$

Poids propre du plancher $G\ plancher = 3.60 \times 6.60 = 23.76\ KN/ml$

$Q\ plancher = 1.5 \times 3.6 = 5.40\ KN/ml$

$P\ total = (Gp + G\ plancher + Q\ plancher) = 32.16\ KN/ml$

- Calcul de la flèche :

$L = 4.75 \leq 5m \quad \Rightarrow \quad F \leq F_{Limite} = \frac{L}{500}(cm)$

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$$F = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} = 160000 cm^4$$

$$F = \frac{12 \times 5 \times 32.16 \times 4750^4}{348 \times 32164{,}20 \times 300 \times 400^3} \Longrightarrow F = 0.45cm$$

Donc $F = 0.45\ cm < F_{limite} = 0.95\ cm$

alors $F < F_{limite}$ CV

Toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes donc :

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

$$\mathbf{b \times h = (30 \times 40)\ cm^2}$$

II.4.2. poutres secondaires

La portée maximale des poutres secondaires à une longueur de : L_{max} =3.55m

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Longrightarrow 23.66 \leq h \leq 35.5$ on adopte $b = 30$ cm et $h = 30$cm

II.4.2.1.vérification selon le RPA 99

$b = 30 > 20$ cm ……. (cv)

$h = 30 \geq 30\ cm$ ……. (cv)

$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4$ ……. (cv)

Pour les poutres secondaires (non porteuses), on adoptera la section suivante :

$$(\boldsymbol{b \times h}) = (\mathbf{30 \times 30})\boldsymbol{cm^2}$$

Résumé

ملخص

هذا المشروع هو هيكلة و دراسة بناية ذات طابع سكني متكونة من (طابق ارضي +خمسة طوابق) و المقرر بناؤه في منطقة **بني سليمان** ولاية **(المدية)** المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا(IIa) .

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية مضمونة ومحققة بواسطة نظام الأعمدة والعارضات وجدران الخرسانة المسلحة .

قياس الابعاد و حساب كل العناصر المقاومة ثم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003)

قانون الخرسانة المسلحة (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة التي تعتمد اساسا على العناصر المنتهية باستعمال برنامج

(ROBOT 2012)

Résumé

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment à usage d'habitation contenant (RDC+5) sera implantée a **BENI SLIMANE (MEDEA)** classée comme une zone de moyenne sismicité zone(IIa)

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un Système mixte portiques-voile en béton armé.

Le dimensionnement et le calcul de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur les

Éléments finis moyennant le logiciel (ROBOT 2012)

Abstract

This project is a design study of a building for dwelling use containing (ground+5floors) which will be implemented in **BENI SLIMAN (MEDEA)** classified as a medium seismicity zone (IIa)

The structural strength to vertical and horizontal loads is ensured by a mixed system (frame + shells)

Sizing and calculation of all resistance elements were established in accordance to the algerian rules (CBA93 and RPA99 version 2003)

The seismic study was conducted following the numerical method based on the finiteelement method through the software (ROBOT 2012).