REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master 2 professionnel en Génie civil.

Option : Construction Civiles et Industrielles

THEME

Etude d'un bâtiment (R+8+S/Sol) à usage d'habitation, commercial à pour une structure mixte avec l'application du logiciel ETABS V9.7.0

Dirigé par :

M r : MEGHLAT.E

Présenté par :

Melle: MARBOUTI DJAMILA

Melle: ZEROUKHI CHERIFA

Melle: MEBAREK FAZIA

2013/ 2014

Remerceiment

Au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M r : MEGHLAT.E, pour ses conseils précieux et à toute personne ayant contribué de prés où de loin a l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail et l'ensemble des enseignants qui ont contribué a notre formation.

Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chères parents, que dieu les protéges.

Mon mari hakim et ma belle famille.

Mes sœurs.

Mes frères..

Tous mes amis (es).

Mes binômes.

Toute la promotion 2013-2014.

Djamila

Dédicaces :

Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

A mes très chère parents.

A mon Amour .

A ma belle famille.

A mes très chères frères HOCIN et sa femme SALIHA ,LOUNAS et sa femme RABIHA sans oublier son fils ASMA ,DJAMAL.

A mes binômes FAZIA et DJAMILA

A tous mes proches .

A tous mes amis (es) .

A toute ma famille .

A tous ceux qui me connaissent et me sont chers.

CHERIFA.

Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chères parents, que dieu les protéges.

Ma sœur et ma petite fille samia

Mon mari hocine et ma belle famille

Mes frères et ses femmes

Mon mari hocine et ma belle famille.

Tous mes amis (es).

Mes binômes.

Toute la promotion 2013-2014.

Fazia

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 1

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments 12

Chapitre III : : Calcul des éléments

- Acrotère.....28
- Plancher..... 36
- Escaliers.....55
- Salle machine 80
- Poutre de chainage..... 91

Chapitre V : : Etude du contreventement 103

Chapitre VI Modélisation de la structure et vérification.....123

Chapitre VII : Ferraillage des Poutres.....140

Chapitre VIII : Ferraillage des Poteaux 157

Chapitre VIII : Ferraillage des Voiles 175

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure 185

Chapitre X : Etude du mur plaque 202

Bibliographie

Conclusion générale

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des technique concernant tous les types de Constructions

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitions d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

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

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différents études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimises les déplacements et à limites les risque de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

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

Dans notre projet d'étude d'une tour (R+8+SS) en portique et voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99/VERSION2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

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

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers…).

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

Apres avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferraillage et aux 7 vérifications des différentes sollicitation. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans déxécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéresserons aux plans d'exécutions.
Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances
acquises ouvrant à des perspectives.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et des matériaux

I- Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil se fait de telle manière à assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages étudiés, tout en assurant un maximum de sécurité des personnes pendant et après leurs réalisations, et tout en minimisant le coût.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueurs, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, commerciale **(R+8+S/SOL)**, qui est implanté à **TIZI-OUZOU :** zone **IIa** classé selon le **RPA99** version **2003** comme étant une zone de moyenne sismicité.

I-2- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur total du bâtiment……31.38 m

Longueur total du bâtiment……17.40m

Largeur total du bâtiment……14.00m

Hauteur du RDC…….. ……03,24m

Hauteur d'étage courant et du sous sol……03,06 m

Hauteur de l'acrotère .....00.60 m

I-3-Eléments de l'ouvrage :

I-3-a - OSSATURE :

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte), d'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure dépassent une hauteur de 14métre en zone IIa , Son contreventement est assuré par deux types :

•Contreventement par portique :

C'est une ossature constituée de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

-Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.

-Transmettre directement les efforts aux fondations.

•Contreventement par voiles :

Composé des éléments verticaux « voiles »en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

-D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).

-Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

-ainsi ils minimisent les effets de torsion.

I-3-b- Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent êtres conçus d'une façon à :

-Supporter leurs poids propres et les surcharges.

-Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

-Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

Dans notre projet les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

I-3-c- Les escaliers :

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Dans notre cas, les escaliers seront constitués de paillasses et de palier en béton armé coulés sur place.

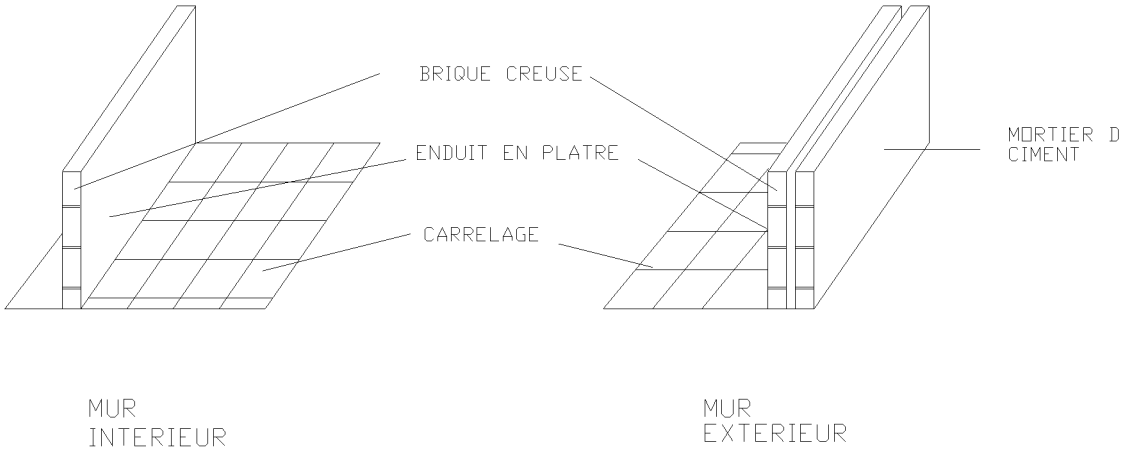
I-3-d- Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

I-3-e -Maçonnerie :

Mur extérieurs : sont en briques creuses, composés de double cloison de 10cm, séparé d'une lame d'aire de 5cm…….(10+5+10).

Mur intérieurs : cloison simple en brique de 10cm d'épaisseur.



I-3-f -Revêtements :

Les revêtements utilisés sont **:**

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades.
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- En céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisine, avec un soubassement de 1,5cm.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

I-3-g-Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60(m)de hauteur ,réalisé en béton armé coulé surplace ,il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I-3-h- Coffrage :

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

I-3-i -Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liege ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I-3-j -Fondations :

Les fondations sont des éléments en béton armée ont pour objet de transmettre eu sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles … etc.).
Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe :(cas des semelles reposants sur pieux).
Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions des résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques de sol.

I-4- Principes des justifications (ArtA1.2BAEL91) :

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

I-4-1- les différents états limites :

a- États limites ultime (ELU) :

Qui correspondant à la limite :

- soit de l'équilibre statique
- soit de la résistance de l'un des matériaux : concerne la non rupture de différents éléments résistant de l'ouvrage.
- états limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures
- soit à la stabilité de forme.

b- Etats limite de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

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

I-5-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

I.5.1. Le béton :

a- Définition :

Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau.

Le béton armé peut être défini comme l'enrobage par du béton, d'aciers disposés judicieusement. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce, des armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPA 325.Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

- **La résistance caractéristique du béton à la compression:(B.A.E.L.91 Art 2-1-11)**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur (Ø=16cm, h=32cm).

Nous prenons fc28 = 25 MPa.

La résistance du béton à la compression avant 28 jours est donnée par :

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

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

La résistance du béton à la compression après 28 jours est donnée par :

$$f_{cj} = 1{,}1\, f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPA}.$$

- **L a résistance caractéristique du béton à la traction : (B.A.E.L91 Art2-1-12).**

$f_{tj} = 0,6 + 0,06\, f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60$ MPa

f_{t28}= 0, 6 + 0, 06 (25) = 2,1 MPa Pour f cj=25MPa

I.5.2-Contrainte à la compression :

- **ELU (Etat Limite Ultime) :** Correspond à la perte d'équilibre statique

(basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc}= \frac{0,85\, f_{c28}}{\theta\, \gamma_b} \qquad \text{(Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99)}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ; $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{en situation accidentelle} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots t > 24\ h \\ \theta = 0,9 \ldots\ldots\ldots\ldots 1h \le t \le 24\ h \\ \theta = 0,85 \ldots\ldots\ldots\ldots t \le 1h \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À j =28 jours en situation courante, θ =1(situation durable) :

$$f_{bc}= \frac{0,85.\,(25)}{1.\,(1,5)} = 14,2\ \text{MPa}$$

➢ **Diagramme Contrainte – Déformation :**

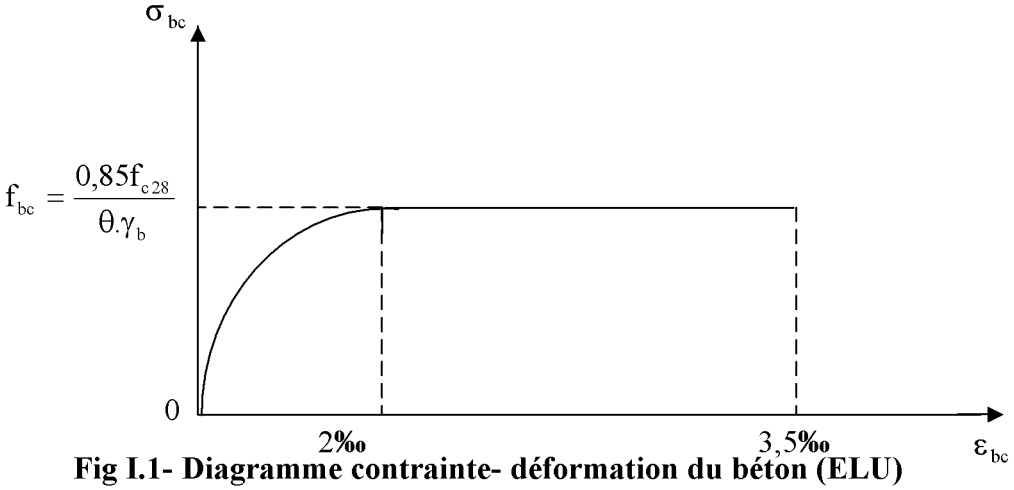


Fig I.1- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Le diagramme est composé :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2%(état élastique).

- D'une partie rectangle (état plastique

- $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5‰ \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85.f}{\theta \gamma_b} = f_{bc}$.

- **ELS (Etat Limite de Service) :** c'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de issuration.

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6. f_{c28}$ Avec

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS

A j = 28 jour :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

➢ **Diagramme Contrainte – Déformation** :

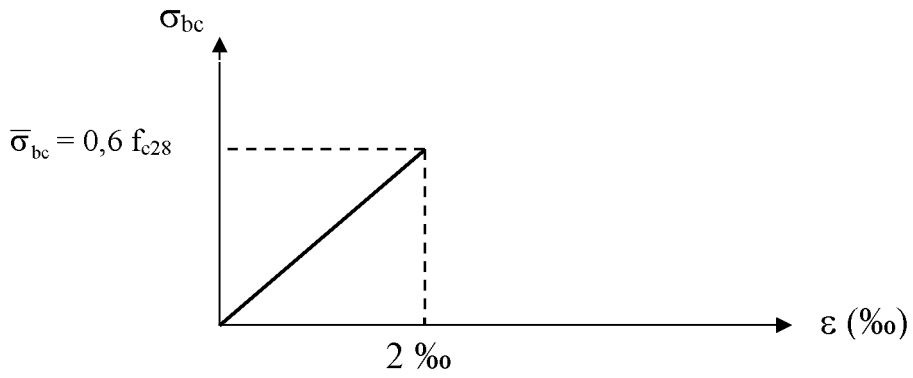


Fig I.2- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELS)

I.5.3- Module de déformation longitudinale :

On distingue 2 modules de déformation longitudinale

- **Instantanée :** $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ en[MPa] (Art A-2.1, 21BAEL91).

  Pour la durée d'application de contraintes normales est inférieur à 24heures.

- **Différée :** $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1,22BAEL91).

  Pour les charges de longue durée d'application.

$$\grave{a}\ \ j = 28\ jours \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}2\ MPa \\ E_{vj} = 10818{,}86\ MPa \end{cases}$$

I.5.4- Module de déformation transversale :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99),le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young

$$\upsilon = \frac{déformation\ relative\ trasversale}{déformation\ relative\ longitudinale}$$

υ : Coefficient de Poisson ;

υ =0…… pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

υ =0.2……pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.

Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste très mal.

Le ferraillage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400)……fe = 400 MPa
- Treillis soudés (TL520)……...fe = 520 MPa pour Ø≤ 6mm

  Treillis soudés (TL500) ……fe= 500 MPa pour Ø≥ 6mm

fe : limite d'élasticité.

1- Module de déformation longitudinale :

$E_S = 2.\ 10^5$ MPa (Art A.2.2.1, BAEL91modifié99)

2-Coefficient de poisson :

$\upsilon = 0.3$

3- Contrainte limite:

- **Contrainte limite ultime :**

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ Avec: (Art A.2.1.2, BAEL91modifié99)

f_e: contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1{,}15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1{,}00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

- **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissuration sont possibles :

a)-Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est soumise à aucune limitation, dans le cas où les aciers sont protèges.

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = f_e$ (Art A.4.5.32 BAEL91modifié99)

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\overline{\sigma}_s = 235$ MPa ……pour les RL

$\overline{\sigma}_s = 400$ Mpa……Pour les HA

b)-Fissuration préjudiciable : les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

$$\sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3}fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$ (Art A.4.5.33, BAEL91modifié99)

c)-Fissuration très préjudiciable : dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs

$$\sigma_s = \min\left\{\frac{1}{2}fe, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$ (Art A. 4.5.34, BAEL91modifié99)

η : coefficient de sécurité $\begin{cases} \eta = 1{,}0 \ldots\ldots\ldots\ldots Pour\ les\ \ ronds\ lisses\ \ (R.L) \\ \eta = 1{,}6 \ldots\ldots\ldots\ldots Pour\ les\ hautes\ adhérences\ (H.A) \end{cases}$

Les valeurs exactes obtenues sont :

- $\overline{\sigma_s}$ = 165MPa……pour les HA
- $\overline{\sigma_s}$ = 130MPa…….. pour les RL

4- Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier :

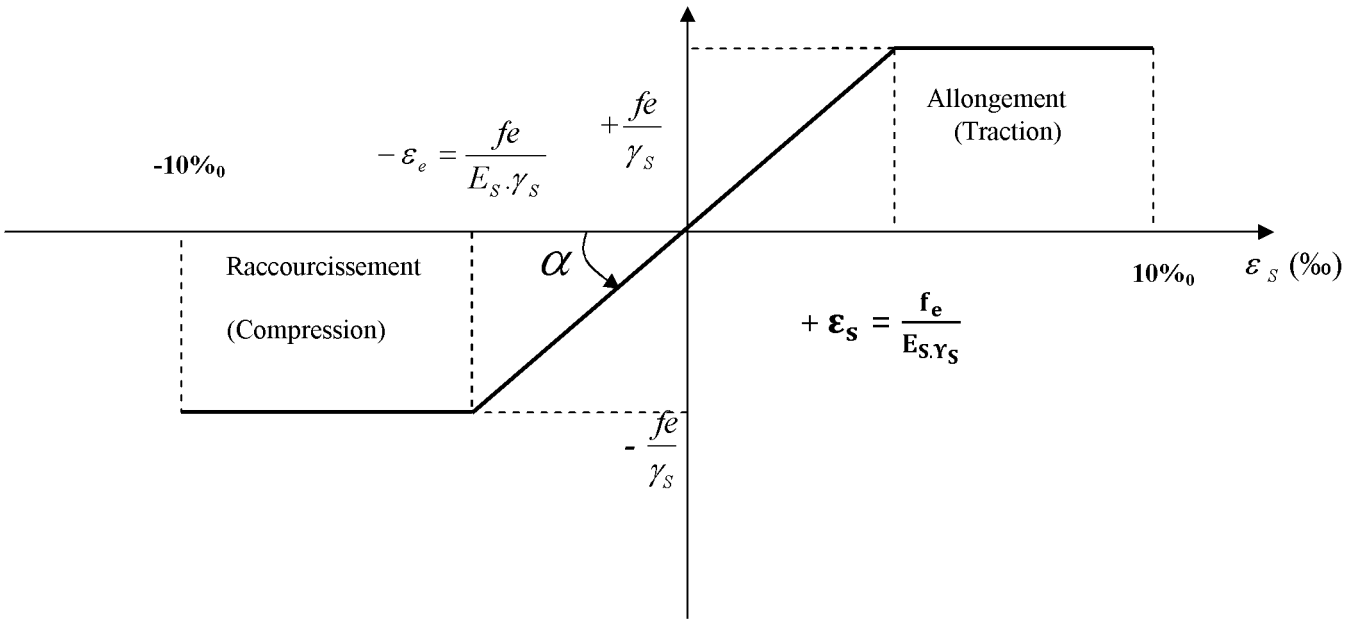


Fig I-3 Diagramme contraintes –déformation dans les aciers

5- Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$ (BAEL 91 modifié 99/ Art 5.11)

Avec :

V_u **:** valeur de l'effort tranchant à L'ELU

b_0 : largeur de la bande considérée

d : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non peu nuisible :

$$\tau_u \leq \min\left(0,1f_{c28}, 3[\text{MPa}]\right)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0,1f_{c28}, 4\text{MPa}).$$

6- Protection des armatures : (.Art A.7.1, BAEL91modifié99)

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

- $c \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $c \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $c \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer …).

Conclusion :

A se niveau on a définit toutes les éléments qui contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utilisées lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91Modifié99**, et le Règlement Parasismique Algérien **(RPA) .**

chapitre II

Predimensionnement des éléments

II. Introduction :

Après avoir définis les caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques des matériaux utilisés, nous procédons dans cette partie, au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment tels que; les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant les règlements (RPA99/V2003) et BAEL99, CBA93.

II.1 .Pré-dimensionnement des éléments :

II .1.A. Les planchers :

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

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

Dans le cas de notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

❖ **Plancher à corps creux :**

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$h_t \geq \frac{L}{22.5}$ Avec : h_t : hauteur du plancher.

L : portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Le RPA exige le min (b ,h)≥ 25cm en Zone (IIa) ,on prend min =25cm

Dans notre cas L= 340 - 25 = 310

$h_t \geq (315/22.5) = 14cm.$

On adopt h_t =20 cm. ⟶ Corps creux (16+4), valable pour tout les niveaux .

valable pour tout les niveaux.

Avec : Epaisseur du corps creux : 16cm.

Epaisseur de la dalle de compression : 4cm.

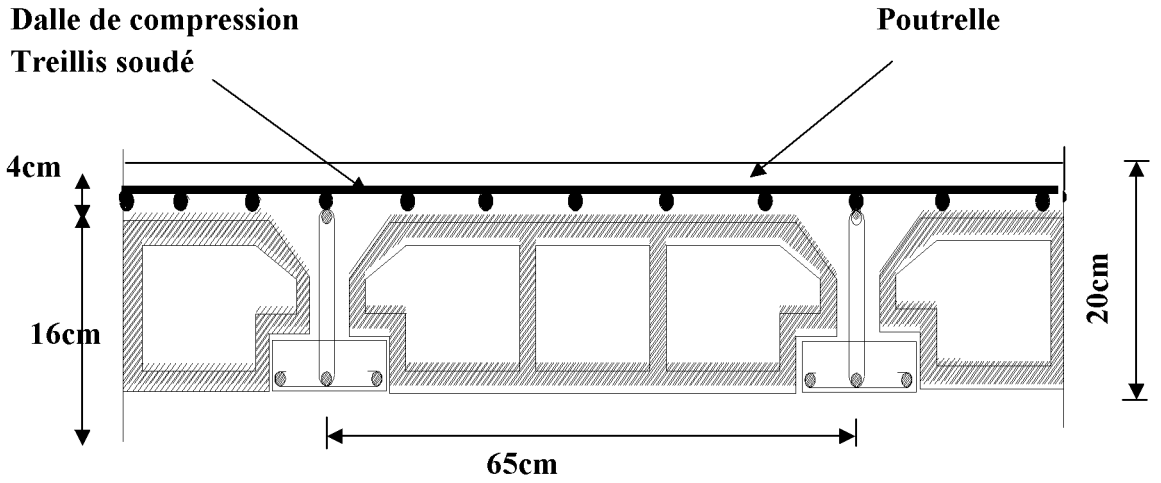


Fig .II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

❖ Plancher en dalle pleine :

L'épaisseur des dalles pleines (qui reposent sur trois appuis) pour les balcons est donnée par la formule suivant :

ep ≥ L/10 ou L désigne la largeur du balcon.

Dans notre cas L=130cm ⇒ep≥130/10=13cm

On adopte : e=15cm .

III.1.2 Les poutres :

Leurs dimensions sont données par référence au **BAEL91** comme suit :

$$\frac{L}{15} \le h_t \le \frac{L}{10}$$

avec L : la plus grande portée libre dans le sens considéré.
h_t : hauteur totale de la poutre.
b : largeur de la poutre.

a- **Poutre principales :(sens transversal)**

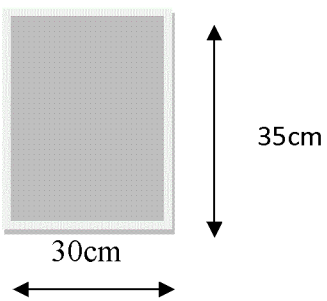
♣ **Hauteur h_t**

$$\frac{340\ cm}{15} \le h_t \le \frac{340\ cm}{10} \quad \rightarrow \quad 22,66\ cm \le h_t \le 34\ cm$$

On prend : $\mathbf{H_t = 35cm}$

♣ **Largeur b :**

$$0,4.35 \le b \le 0,7.35 \quad \rightarrow \quad 14cm \le b \le 24,5cm$$



On prend : **b=30cm**

b-**Poutre secondaire : (sens longitudinal)**

♣ **Hauteur h_t :**

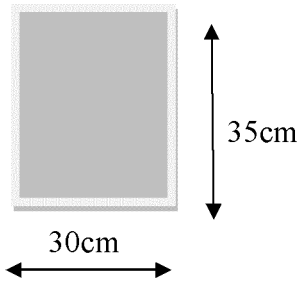
$$\frac{340\ cm}{15} \le h_t \le \frac{340\ cm}{10} \quad \rightarrow \quad 22,66\ cm \le h_t \le 34\ cm$$

On prend : **H_t=35cm**

♣ **Largeur b :**

$$0,4.35 \le b \le 0,7.35 \quad \rightarrow \quad 14 \le b \le 24,5$$

On prend : **b=30cm**



c-**Vérification** :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (Art7.5.1/RPA99 version2003)

$$\begin{cases} b \ge 20cm \\ h \ge 30cm \\ ht/b \le 4 \\ b_{max} \le 1.5h + b_1 \end{cases} \Rightarrow \textbf{Les conditions sont vérifieés}$$

♣ **Poutre principale :**

$$\begin{cases} h_t = 35cm > 30cm \\ b = 30cm > 20cm \\ \frac{35}{30} = 1,16 \le 4 \end{cases} \Rightarrow \textbf{Les conditions sont vérifies}$$

♣ **Poutre secondaire:**

$$\begin{cases} h_t = 35cm \\ b = 30cm > 20cm \\ \frac{35}{30} = 1.16 \le 4 \end{cases} \Rightarrow \textbf{Les conditions sont vérifieés}$$

Finalement on prend:

♣ **poutres principales: (30x35) cm²**

♣ **poutres secondaires:(30x35) cm²**

III.1.3 Les poteaux :

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

avec $\mathbf{N_s = G + Q}$ (effort normal de compression revenant au poteau le plus sollicité)

- Le poteau le plus sollicité est le poteau **(C3)**

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$S \geq \frac{Ns}{\overline{\sigma bc}} \quad avec :$$

S : La section transversale du poteau.

Ns : Effort normal donné la descente des charges.

$\overline{\sigma}_{bc}$: La contrainte limite de service du béton en compression

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

III.4 Les voiles :

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

Ils sont considérés comme des voiles de contreventement si **L≥4a**,

leur prédimensionnement se fera conformément au **RPA**.

$he = h - h_t$

avec :
- **h_t** : l'épaisseur de dalle
- **h_e**: hauteur d'un voile
- **a** : l'épaisseur de voile
- **h :** hauteur d'un étage

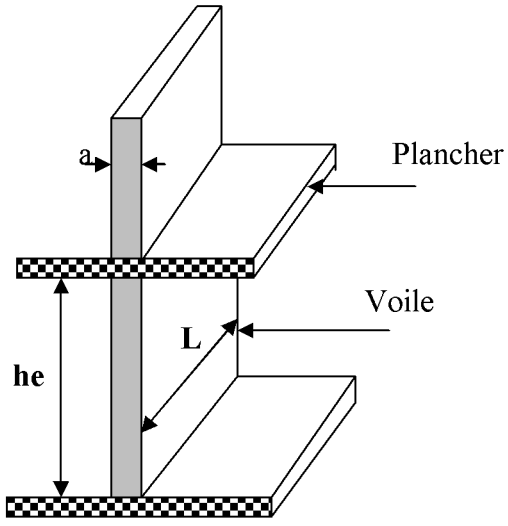


Figure III.9: coupe de voile en élévation

L'épaisseur de voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, elle doit être égale à **15cm** au minimum.

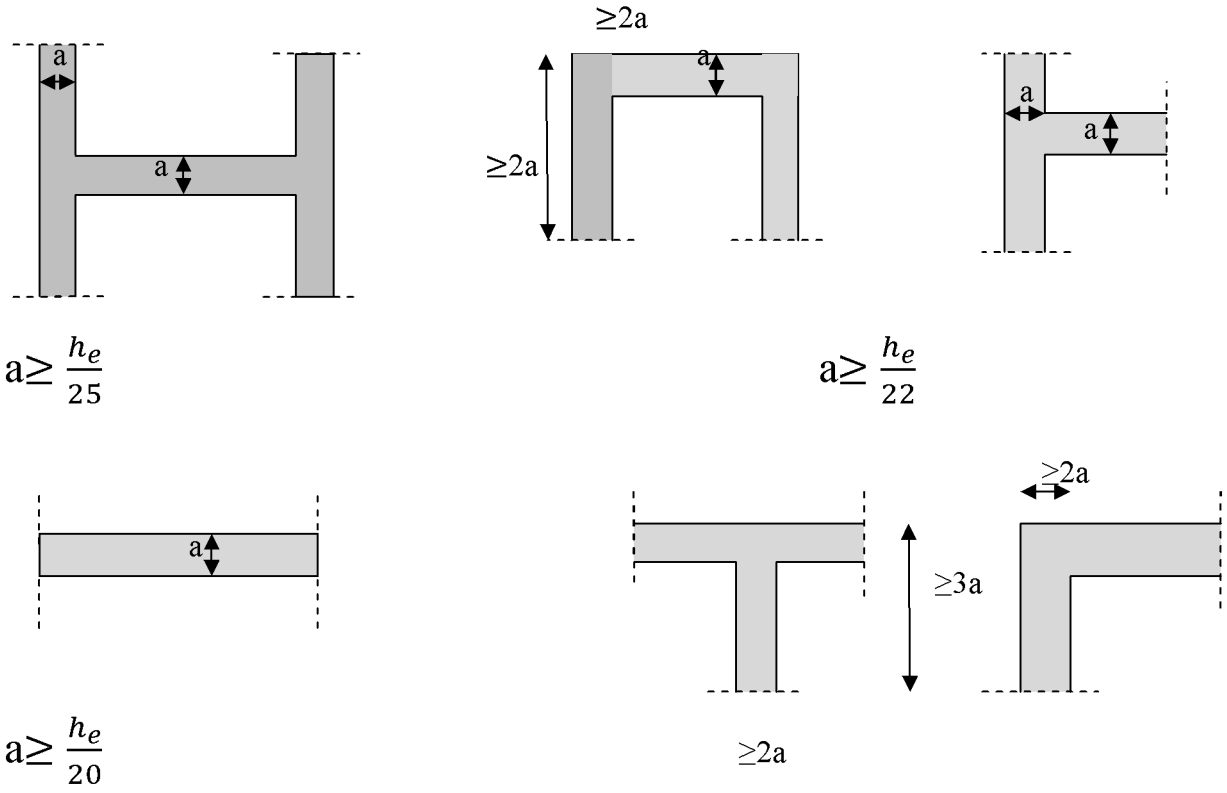


Figure III.10 : coupes de voiles en plans

pour notre cas : a≥ $\frac{h_e}{20}$

- **RDC :**

he=324-20=304cm donc a≥ $\frac{304}{20}$ =15,20cm

- **Etages** :

he=306-20=286cm donc a≥ $\frac{286}{20}$ =14.30cm

Conclusion: on prend a= **20cm**

II.5 Actions et combinaisons d'actions ;

a- Les actions :

L'étude des charges, est une étape cruciale dans tous projets et elle doit être faite avec un grand soin, on distingue :

❖ **Les actions permanentes G :**

- Le poids propre des éléments.

- Le poids propre des équipements permanents.
- Le poids des poussées de terres.

❖ **Les actions variables Q :**

- Charges d'exploitations appliquées au cours de l'exécution.
- Charges climatiques.

❖ **Les actions accidentelles :**

- Séisme.
- Explosions.
- Chocs.

b- Combinaison d'actions :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments on utilise les combinaisons suivantes :

- Situations durables : ELU : 1.35G + 1.5 Q
  ELS : G + Q
- Situations accidentelles : G + Q ± E
  0.8G ± E
  G + Q ± 1.2E

III.1.3.1 Détermination des charges et surcharges :

♣ **Charges permanentes : G**

II.5.1.1.3 : L'acrotère :

☞ **Calcul de son poids propre :**

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \times \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right]$$

$$G = 1.7125 KN/ml$$

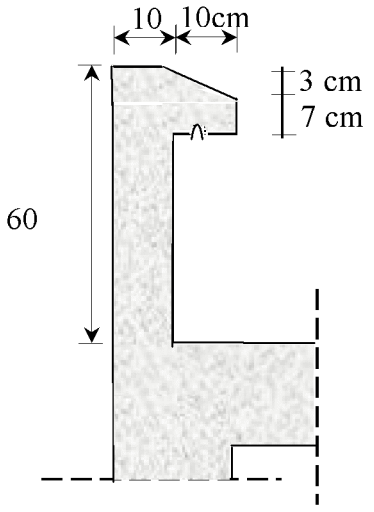


Fig .II.6. Coupe verticale de l'acrotère

II-2 Détermination des charges et surcharges :

II -2.1 Les charges permanentes :

a) Plancher terrasse :(inaccessible) :

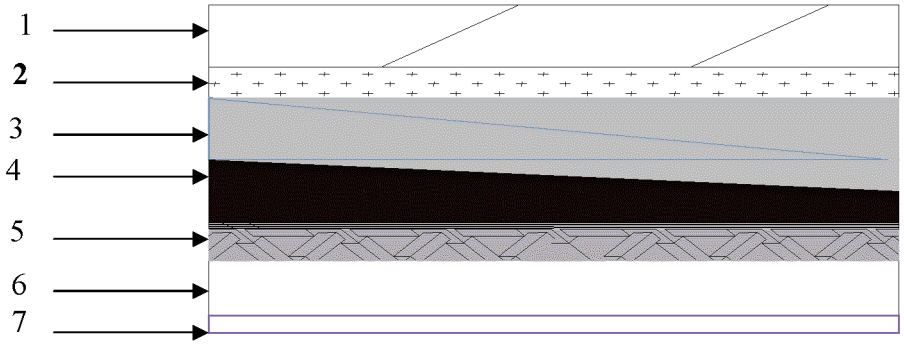
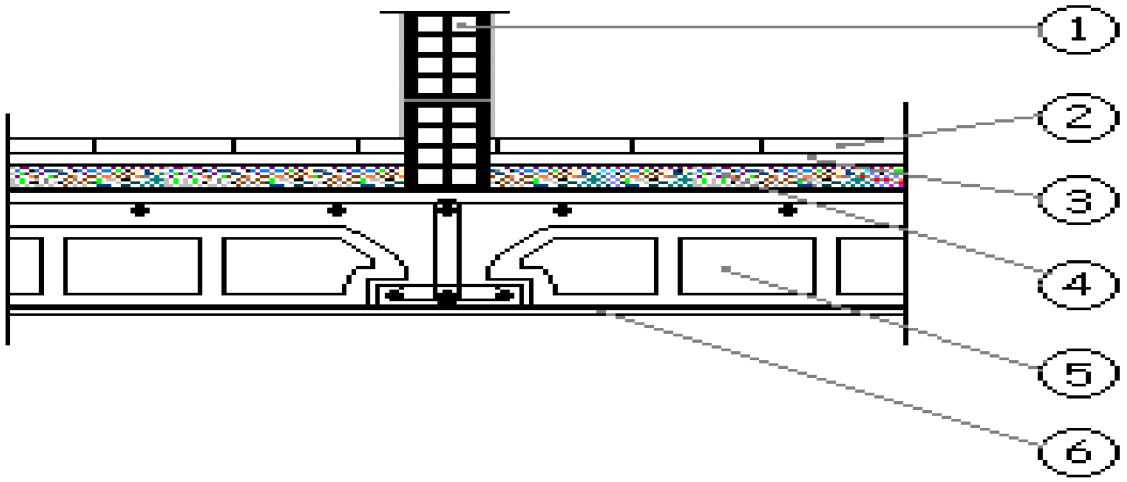


Figure II-2 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

Tableau III.1 : Charges revenants au plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m³)	G (KN / m²)
1	Couche de gravier roulé	6	25	1,5
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Béton en forme de pente	5	30	1,50
4	Polyane par vapeur	2	1	0,02
5	Isolation thermique	2	18	0,16
6	Plancher en corps creux	16+4	/	2.80
7	Enduit sous plafond	2	10	0.20
		G_{Total}		5.85

b) Plancher d'étage courant :



FigII-4 : coupe verticale du plancher à corps creux

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher d'étage courant:

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m^3)	G (KN / m^2)
1	Cloison en brique creuse+enduits	10	9	0,90
2	Revêtement carrelage	2	20	0.40
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Plancher en corps creux	20	14	2.80
6	Enduit sous plafond	2	10	0.20
		G Total		5,06

.c)Plancher dalle pleine :

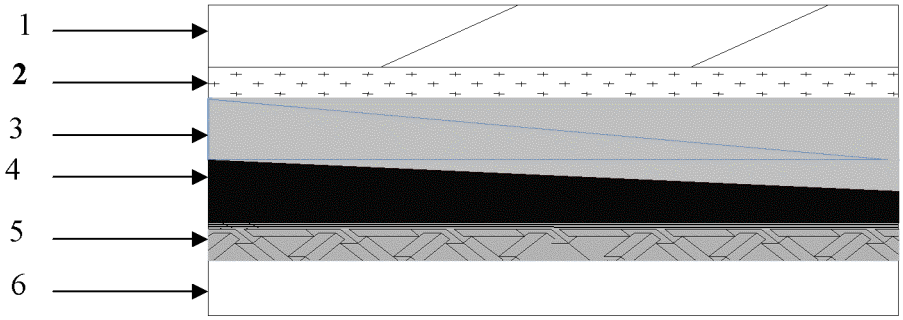


Figure II.6.b: Coupe transversale du plancher dalle pleine

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher dalle pleine

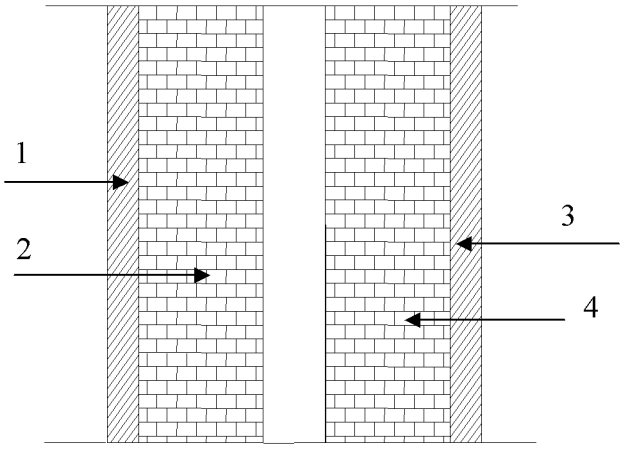
N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m^3)	G (KN / m^2)
1	Revêtement carrelage	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	15	25	3,75
5	Enduit ciment	2	18	0,36
		G Total		5,27

d-**Maçonnerie** :

- **Les murs extérieurs** :

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses de double cloison de**30cm** avec une lame d'air de **5cm**.

Tableau III-3 : charges revenants aux murs extérieurs



N°	Eléments	Poids volumiques [KN/m^3]	Epaisseur [cm]	Charges [KN/m^2]
1	Enduit en plâtre	10	2	0.20
2	Briques creuses	9	10	0,90
3	Enduit au mortier	18	2	0.36
4	Briques creuses	9	10	0.90
				2,36

- **Les murs intérieurs** :

Les murs intérieurs sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

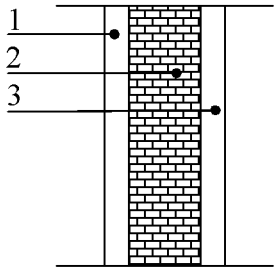


Fig.II.5. Coupe horizontale d'un mur interieur

Tableau III.4 : charges revenants aux murs intérieurs.

N°	Eléments	Poids volumiques [KN/m^3]	Epaisseur [m]	Charges [KN/m^2]
1	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
2	Briques creuses	9	0.10	0.9
3	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
				G_T=1.3

II. 3.Les surcharges d'exploitations :

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

Eléments	Surcharges (Q) [KN/m^2]
Acrotère	1.00 →
Terrasse inaccessible	1.00 ↓
Plancher étage courant et porte à faux	1.50 ↓
Etage de service (bureau)	2.50 ↓
Plancher RDC (commerce)	3.50 ↓
Plancher sous-sol a usage locaux	4.00 ↓
les balcons	3.50 ↓
Escalier	2.50 ↓

II-3) Localisation du poteau le plus sollicité C3 :

Le poteau le plus sollicité est celui du rez-de-chaussée correspondant au croisement des portique « **C** » et « **3** » comme le montre la figure ci-après.

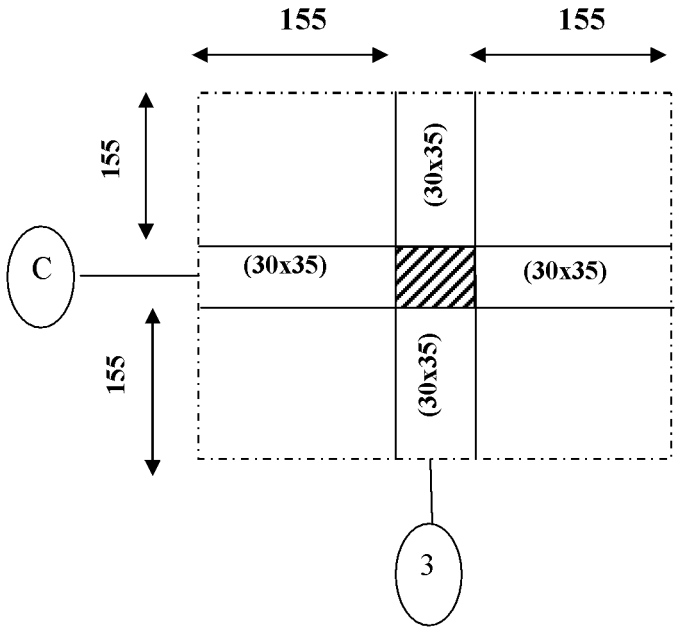


Fig. II.10. Surface revenant au poteau C3

II .7.1:Descente de charge :

❖ **Les efforts revenant au poteau le plus sollicité :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se refera dans un premier temps aux plans d'architecture et aux limites imposées par le **R.P.A**99 révisé en 2003(30X35) cm2. (Zone IIa).

- **La surface du plancher repris par le poteau le plus sollicité :**

$S = S_1+S_2+S_3+S_4$.

$S_1= S_2 = S_3=S_4= (1.55+ 1.55) \times(1.55+1.55)= 9.61m^2$.

$S = 9.61m^2$

II.7.1.1 : Poids propre de terrasse :

$P_{pt} = G_t \times S = 5.85 \times 9.61= 56.22KN$.

II.7.1.2: Poids propre du plancher étage courant :

$P_{pc} = G_c \times S = 5.06 \times 9.61 = 48.63KN$.

II.7.1.3: Poids propres des poutres :

✓ **Poutres principales :** $P_{pp} = (0.30 \times 0.35 \times 3.10) \times 25 = 8.1375KN$.

✓ **Poutres secondaires :** $P_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 3.10) \times 25 = 8.1375KN$

Donc : Le poids des poutres :

$P_{tot} = P_{p.p} + P_{p.s}$. $P_{tot} = 16.28KN$.

II.7.1.4: Poids propres des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre , pour calculer leurs poids nous avous fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure

b=30cm

h=30cm

Poids des poteaux du sous sol et l'étage courant :

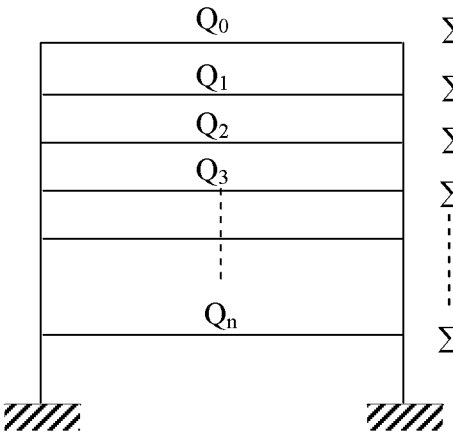
$\mathbf{P_{toteaux}}$=0.30x0.30x3.06x25=6 .86KN

Poids de RDC :

$\mathbf{P_{RDC}}$=0.30x0.30x3.24x25=7.29KN

II.8 : La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :

Les règles (B.A.E.L) nous imposent une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanéité de chargement sur tous les planchers.



$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0{,}95.(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0{,}9.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right).(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots Q_n) \quad \text{pour } n \geq 5$$

Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66

a) Surcharges d'exploitation :

- **plancher terrasse :** Q_0= 1,00 x9,61 = 9,61 kN
- **plancher d'étage courant 1et 7 :** $Q_1= Q_2= Q_3=\ldots= Q_7$= 1,50x9,61 =14,41 KN
- **plancher RDC et S/SOL :** $Q_8= Q_9$=2.5 x9,61= 24.02KN

Charges d'exploitation selon la loi de dégression :

NIV 10:$S_0 = Q_0$=9,61KN

NIV 9: S_1= Q_0+Q_1=9,61+14.41=24.02KN.

NIV 8: S_2= Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=9,61+0,95$(14.41 \times 2) = 36.98KN$

NIV 7: S_3= Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)=9,61+0,90$(14.41 \times 3) = 48.51KN$

NIV 6: S_4= Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=9,61+0,85$(14.41 \times 4) = 58.60KN$.

NIV 5:S_5= Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=9,61+0,80$(14.4 \times 5) = 67.27KN$.

NIV 4:S_6= Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=9,61+0,75$(14.41 \times 6) = 74.45KN$.

NIV 3:$S_{6=}Q_0$+0.72(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=9,61+0,714$(14.41 \times 7) = 84.35KN$

NIV 2:S_{RDS}= Q_0+0, 67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=9,61+0,69$(14.41 \times 8) = 89.15KN$

NIV 1:$S_{S\text{-}SOL}$= Q_0+0, 65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=9,61 +0,69(14.41 $\times 9) = 99.09KN$

Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niv	charges permanantes kN					charges exploitations kN		efforts normaux	section des poteaux cm²		
	Gplancher	G poutre	Gpoteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	$B \geq N_s/0,3xf_{c28}$	A_{min}	S adoptée
8	56. 22	16.28	0.00	72.50	72.50	9.61	9.61	82.11	10,46		30X30
7	48.63	16.28	6.86	71.77	144.27	24.02	33.63	177.90	15 ,40		30X30
6	48.63	16.28	6.86	71.77	216.04	36.98	70.61	286.65	19 ,54		30x30
5	48.63	16.28	6.86	71.77	287.81	48.51	119.12	406.93	23,29		35X35
4	48.63	16.28	6.86	71.77	359.58	58.60	177.72	537.30	26,76	25X25	35X35
3	48.63	16.28	6.86	71.77	431.35	67.27	244.99	676.34	30,02		35x35
2	48.63	16.28	6.86	71.77	503.12	74.45	319.44	822.56	33,11		40X40
1	48.63	16.28	6.86	71.77	574.89	84.35	403.79	978.68	36,12		40X40
RDC	48.63	16.28	7.29	72.20	647.09	89.15	492.94	1140.04	38,98		40x40
S-SOL	48.63	16.28	6.86	71.77	718.86	99.09	592.03	1310.89	41,80		45X45

$$N=\frac{1310,89}{0,3x25000}x10000 = 1747,85N$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma = \frac{Nt}{s} = \frac{1649.91}{0,12} = 9769,08KN/m^2 = 9,77MPa < 15\text{MPa} \longrightarrow \text{(condition vérifié)}$$

- **Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)**

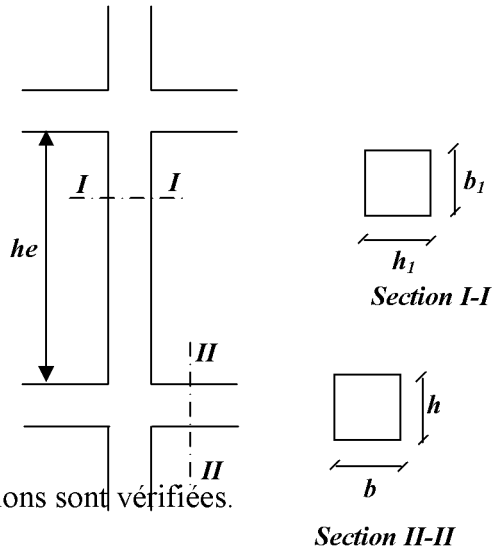
Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les dès de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$

$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$



Poteau (30x30)

$\min(30, 30) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$

$\min(30, 30) = 30 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{276}{20} = 13,80$

$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$ $\Rightarrow$ Les conditions sont vérifiées.

Poteau (35x35)

$\min(35, 35) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}$

$\min(35, 35) = 35 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{276}{20} = 15,30$

$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$ $\Rightarrow$ Les conditions sont vérifiées

Poteau RDC (40x40)

$\min(40, 40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$

$\min(40, 40) = 40 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{284}{20} = 14,20$

$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$ $\Rightarrow$ Les conditions sont vérifiées

Poteau S /sol (45x45)

$\min(45, 45) = 45\text{cm} \geq 25\text{cm}$

$\min(45, 45) = 45 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{261}{20} = 13,05$

$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$ $\Rightarrow$ Les conditions sont vérifiées

- **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement (λ) qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

I : Moment d'inertie du poteau : I = $bh^3/12$

B : Section transversale du poteau (B = hb)

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous sugg[illegible] 21 adopter,

$l_f = 0,7\ l_0$ lorsque le poteau est à ses extrémités.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12}.0,7.l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12}\frac{l_0}{h}$$

- **Application numérique :**

$l_f = 0,7 \times 3,24 = 2,268$m pour le poteau du RDC,

$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142$m pour le poteau des étages courants et S/SOL

❖ **Pour le RDC (40x40) :**

$$\lambda = 0,7\sqrt{12}\frac{l_0}{h} = 0,7\sqrt{12}\frac{3,24}{0,40} = 19,641$$

❖ **Pour le S/SOL (45x45) :**

$$\lambda = 0,7\sqrt{12}\frac{l_0}{h} = 0,7\sqrt{12}\frac{3,24}{0,45} = 17,45$$

❖ **Pour les niveaux I et II (40x40) :**

$$\lambda = 0,7\sqrt{12}\frac{l_0}{h} = 0,7\sqrt{12}\frac{3,06}{0,40} = 18,55$$

❖ **Pour les niveaux III, IV et V (35x35) :**

$$\lambda = 0,7\sqrt{12}\frac{l_0}{h} = 0,7\sqrt{12}\frac{3,06}{0,35} = 21,20$$

❖ **Pour les niveaux VI, VII et VIII (30x30) :**

$$\lambda = 0,7\sqrt{12}\frac{l_0}{h} = 0,7\sqrt{12}\frac{3,06}{0,30} = 24,73$$

Toutes les valeurs de λ étant inférieurs à 50, il n'y a aucun risque de flambement.

CONCLUSION

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

- hauteur du plancher ht = 20cm soit un plancher de (16 + 4) cm
- section des poutres principales (30 × 35) cm²
- section des poutres secondaires (30 × 35) cm²
- section des poteaux
- Pour le S /SOL→ (45 × 45) cm²
  - Pour le RDC, 1er, 2em étage → (40 × 40) cm²
  - Pour le III,IV et V étage → (35 × 35) cm²
  - Pour le VI, VII et VIII étage → (30 × 30) cm²
- épaisseur des voiles e = 20cm.

chapitre III

Calcul des éléments

III) INTRODUCTION :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire(ne fait pas partie du système de contreventement) ;ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ;l'étude sera basée sur le dimensionnement ,le ferraillage et les différentes vérifications.
Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- L'acrotère ;
- Les planchers à corps creux et dalles pleines ;
- Les escaliers et la poutre palière;
- La salle machine ;
- Les balcons et porte à faux ;

III-1) L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, elle est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferraillage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

Le calcul se fera pour une bande de 1ml dans la section d'encastrement.

IL a pour rôle de :

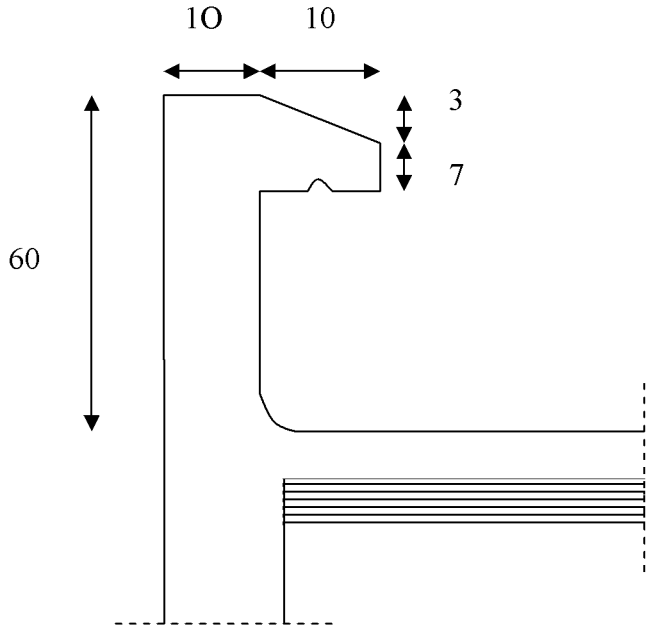
- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretient des façades.

III.1.A) PRINCIPE DE CALCUL :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

III.1.B) Dimension de l'acrotère :



FigIII-1-1: Coupe verticale de l'acrotère

- **Schéma statique :**

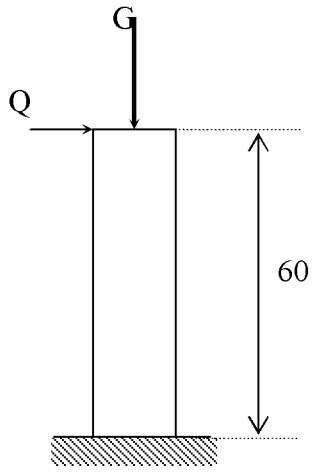


Fig III.1.2 : Schéma statique

III-1-C) Détermination des sollicitations :

• Le chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_b \times S = 25 \times 0{,}0685 = 1.713 kN/ml$

ρ_b : Masse volumique du béton=25KN/m^3

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Surcharge d'exploitation : Q=1,00 KN /ml

Effort normal dû au poids propre G : N=Gx1ml =1,713 KN

Effort tranchant : T=Qx1ml =1,00 KN

Moment fléchissant max dû a la surcharge Q : M=TxH=Qx1mlxH=0,60 KN m

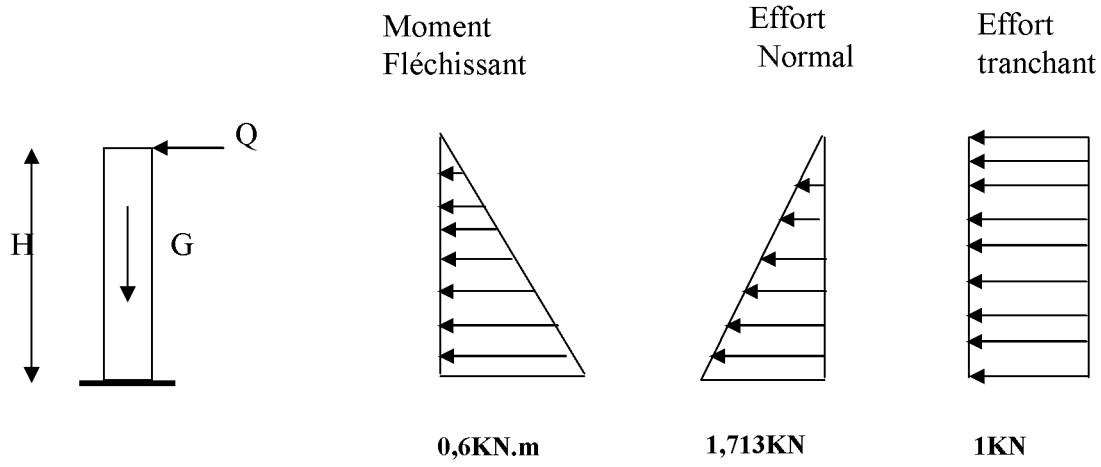


Fig.III.1.3 : Diagramme des efforts internes

III-1-D) Combinaison des charges :

a) A l'ELU: : La combinaison de charge a considérer est :1.35G+1.5Q

Nu=1,35xN=1,35x1, 713 = 2,313KN

Tu=1.5T=1.5x1=1.5KN.

Mu=1,5xM =1,5x0,6 = 0,9KN.m

b) A L'ELS: La combinaison de charge a considérer est :G+Q

Ns=N=1,713KN

Ms=M=0,60KNm

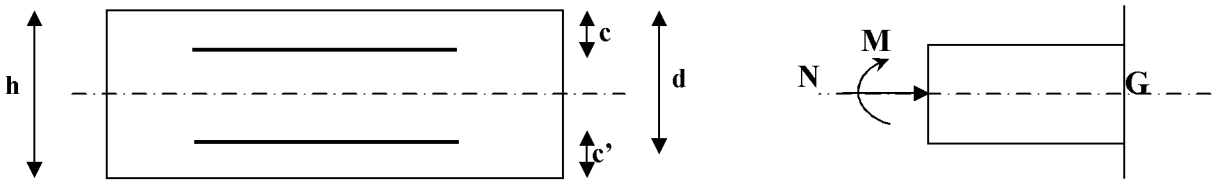
III.1.E) Ferraillage :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

☞ **Remarque :**

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

Le ferraillage revient à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur H = 10cm et de largeur b = 1 m = 100 cm). Pour se faire, on utilise l'organigramme de calcul, approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.



Avec :

h : Epaisseur de la section =10cm

b : largeur de la section =100cm

c et c' : Enrobage = 2cm

d = h – c : Hauteur utile

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

III.1.F) Calcul à L'ELU :

a)- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,313} = 0,39m = 40cm$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3\ cm$$

Avec :

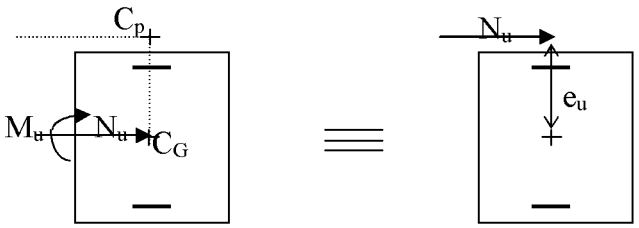
Mu : Moment dus à la compression ;

Nu : Effort de compression.

Eu : Excentricité.

$\frac{h}{2} - c \langle e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f, puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée



b) Calcul en flexion simple:

- **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \times (\frac{h}{2} - c) = 0.9 + 2.313 \times (0.03) = 0.97 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,010$$

$$\textbf{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 MPa$$

$\mu_u < \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée(SSA) donc A'=0

$\mu_u = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 347,83} = 0,350 cm^2$$

$$\textbf{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 MPa$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,350 - \frac{2,313}{34,8} = 0,284 \text{ cm}^2$$

III.1.G) Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité: (Art. A.4.2,1/BAEL 91) :

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{ft_{28}}{fe} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

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

$A_{min} = 0,966 cm^2 > A = 0,284 cm^2$

Conclusion :

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

$A_s = A_{min} = 0,966 cm^2/ml$

Soit **A_s = 4HA8 = 2,01cm²/ml** avec : un espacement St=100/4= **25cm**

➢ **Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,53cm^2/\text{ml}$$

Soit $\mathbf{A_r = 4HA8 = 2,01cm^2/ml}$ avec : un espacement St=70/4=17,5 ⟶ On prend S_t = **20cm**

b) Vérification au cisaillement :(Art. A.5.1,1/BAEL 91) :

la fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier $\tau_u \prec \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,15\frac{fc_{28}}{\gamma_b}, 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d}$$

avec : $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5$ KN

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875MPa$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ⟶ (Condition est vérifiée).

Conclusion : Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres:(Art. A.6.1.1,3/BAEL 91) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9d\sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum Ui = 5\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56cm$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,16MPa$$

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$ ⟶ (Condition est vérifiée).

d) Espacement des barres :

1. **Armatures principales** : St ≤ min {3h ; 33cm}=30cm.

   25cm < 30cm ⟶ (Condition vérifiée)

2. **Armature de répartition :** $S_t \leq \min\{4h ; 45cm\}=40cm$.

20cm<40cm ⟶ (Condition vérifiée)

e) Ancrage des armatures (longueur de scellement) : (Art. A .6 .1, 23 /BAEL 91) :

$$l_s=\frac{f_e \Phi}{4\tau_{su}}$$

avec $\tau_{su}=0,6\psi_s^2 f_{t28}=0,6\times1,5^2\times2,1=2,835MPa$

et $\psi_s=1$ pour RL et 1,5 pour HA

$$l_s=\frac{f_e \Phi}{4\tau_{su}}=\frac{400\times0,8}{4\times2,835}=28,22cm$$ soit Ls=30cm

III.1.H) Vérification à l'ELS:

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

-La contrainte dans les aciers : $\sigma st<\overline{\sigma}_{st}$

-La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc}\leq\overline{\sigma}_{bc}$

1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\sigma_s\leq\overline{\sigma}_s=\min\left[\frac{2}{3}fe\ ,\max(0.5\ fe;110\sqrt{\eta f_{tj}})\right]$$

Avec : n : coefficient de fissuration $\begin{cases} n=1.6 & \text{pour les HA} \\ n=1 & \text{pour les RL} \end{cases}$

dans notre cas :n=1.6

$$\overline{\sigma}_s t=\min[266.66;\ ,\max(200;201.63)]\Rightarrow\overline{\sigma}_s=201.63MPa$$

$$\sigma_{st}=\frac{M_S}{\beta_1 d A_S}\ ;\qquad \rho_1=\frac{100A_S}{b.d}=\frac{100\times2,01}{100\times8}=0,251\Rightarrow\beta_1=0,9205$$

$$\sigma st=\frac{0.6x10^3}{0.9205x8x2.01}=46.33Mpa$$

$$\Rightarrow\sigma_{st}=46.33<\overline{\sigma}_s t=201.63MPa\Rightarrow$$ Condition vérifiée.

2. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

On a $\sigma_{bc}=K.\ \sigma_s$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}.$$

α=3(1-B)=3(1-0.9205)=0.239

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.239}{15(1-0.239)} = 0.021$$

σ_{bc}=K. σ_s =0.021x46.33=0.973MPa

σ_{bc}=0.973MPa< $\overline{\sigma_{bc}}$=15MPa ⟶ (Condition vérifiée)

Conclusion : Suite aux différents calculs et vérifications effectués, on adopte pour le ferraillage de l'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St=25cm**.

Armatures répartissions : **4HA8** avec un espacement **St=20cm**.

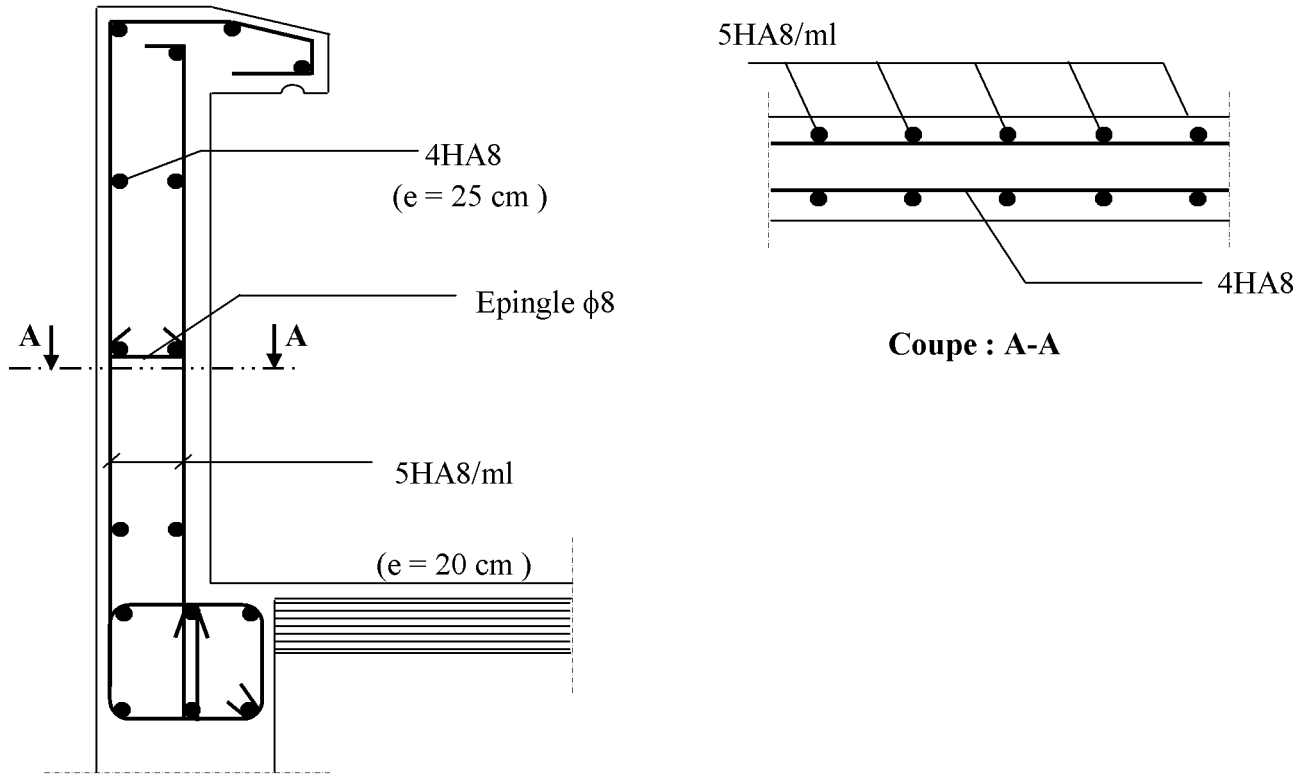


Fig III-1-4 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2. PLANCHERS.

Introduction :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm.

Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles.
- Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait.
  - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

III.2.1-Dalle de compression :

Epaisseur **ep=4cm**

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé TLS520.pour le BAEL91 (Art.B.6.8.423) ,CBA93.

Ø≤6mm dont les mailles ne doivent pas dépasser :

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

- **Calcul des armatures :**
  - Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_\perp \geq \frac{4xl}{f_e}$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

D'où $A_\perp \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5cm^2$

Soit : $A_\perp = 6\phi 6 = 1.7cm^2$; avec un espacement de 15 cm

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A\perp}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85\,cm^2$$

Soit $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7\ cm^2$; avec un espacement de 15 cm.

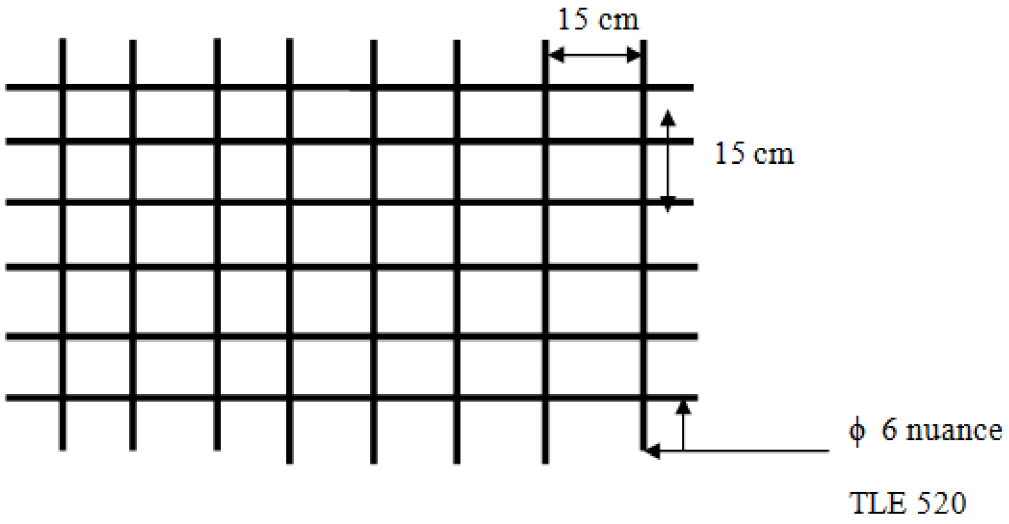
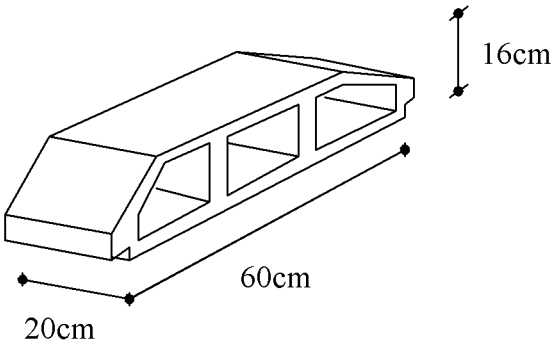
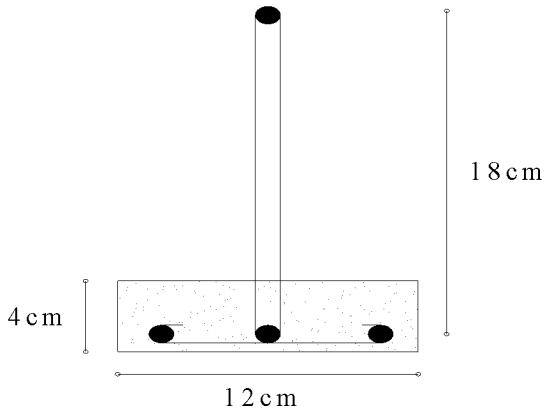


Fig. Treillis soudées de 15 x15 cm



Corps creux



poutrelle

III.2.2 – Etude des poutrelles :

Dans notre bâtiment les poutrelles à étudier sont :

1) Poutrelles des planchers à six travées.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

❖ **1ere étape :** avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

- **Charges permanentes :**

-Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 KN/ml$

-Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 KN/ml$

$G=G_1+G_2=$**0.74KN/ml**

- **Charges d'exploitation (surcharge) :**

-Poids de l'ouvrier (1KN/ml) : Q=1KN/ml

- **Combinaison de charges à l'ELU :**

q_u=1.35G+1.5Q=1.35x0.74+1.5x1=2.5 KN/ml

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,40)^2}{8} = 3,61 KN.m$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{2,5 \times 3,40}{2} = 4,25 KN.$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

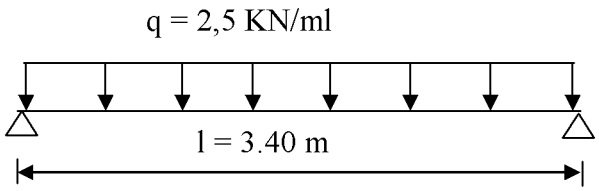


Figure .III.2.3 : Schéma statique de la travée poutrelle.

- **Calcul des armatures :**

✓ Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,61 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5.30$$

μ_b=5.30 >0.392

⟹ Donc notre Section est doublement armée

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser vue à la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

2éme étape : Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions :(BAEL .Art A.4.1.3), CBA93.

- **Largeur de la table (b) :**

$b=2b_1+b_0$

$2b_1$: Les débords

b0=12 cm, base de la nervure

h0=4cm, hauteur de la dalle de compression

h =20cm

$$b_1 \leq \min\{\frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0\}$$

L_0 : distance entre deux poutrelles voisines.

L_0=65-12=53cm

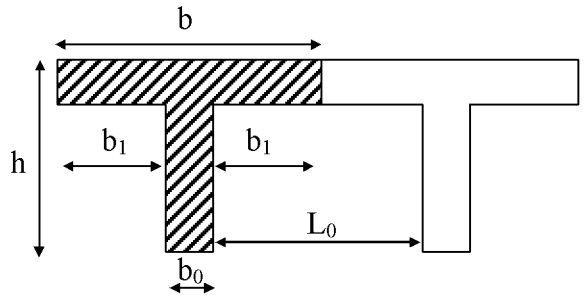


Fig.III.2.4 : Construction de la section en Té

L : largeur de la plus grande travée

L= 3.40 cm

D'où : $b_1 \leq \min\{40, 26.5, 32\} = 26.5$cm $\quad b=2b_1+b_0=2\times26.5+12=65$ cm

- ***Estimation de Charges et surcharges :***

* Plancher terrasse **:**

Poids propre du planches.....G=5,85x0,65=3,80KN/ml

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation).....Q=1x0,65=0,65KN/ml

q_u= 1,35G+1,5Q = 1,35 x 3,80 + 1,5 x 0,65 = 6,10KN/ml

q_u=6,10KN/ml

* Plancher d'étage courant :

Poids propre du plancher.....G=5,06x0,65=3,29KN/ml

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation)...Q=1,5x0,65=0,975KN/ml

q_u = 1,35 x 3,29 + 1,5 x 0,975 = 5,90 KN/ml

q_u=5,90KN/ml

❖ **Remarque :**

Pour la suite de calcul, nous considérons le plancher le plus sollicité, le plancher terrasse : **q_u=6.10KN/ml.**

- **Combinaisons des charges :**

ELU: q_u= 1.35G+1.5Q=1.35x3.80+1.5x0.65

q_u=6.10 KN/ml

ELS: q_s=G+Q=3.80+0.65

q_s=4.45 KN/ml

a) Choix de la méthode:

Les efforts internes sont détermines, selon le type de plancher; à l'aide des méthodes suivantes:

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthodes trois moments.

- **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

✓ **Méthode de calcul** : 1erchoix

Méthode forfaitaire

✓ **Domaine d'application :**

-La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

Q≤max {2xG ;5KN/ml}

Q=1.5KN/ml≤max{2x 3.80=7.6KN/ml ; 5KN/m} **condition vérifiée**.

-Bâtiment à usage d'habitation donc fissuration non préjudiciable.

Condition vérifiée.

-La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections⟶ **La condition est vérifiée.**

-Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire **:**

$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$

$$0,8 \prec \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.40}{3.40} = 1 \prec 1,25 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifié}$$

❖ **La condition est vérifiée.**

Conclusion : la méthode forfaitaire est applicable.

- **Principe de la méthode** : (BAEL91_modifie 99 J.P Mougins art 3III4)

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

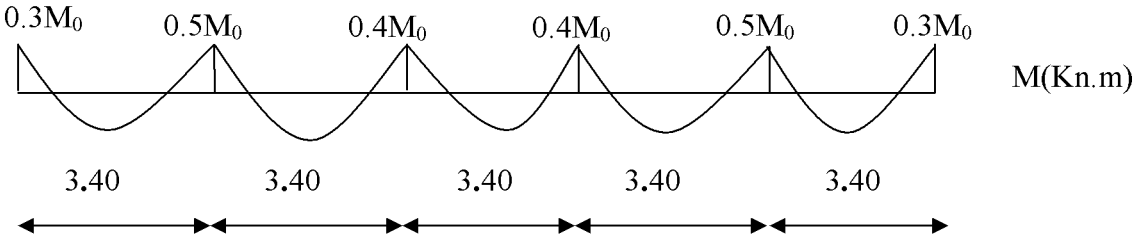


Fig. III.2.5 : Diagramme des moments

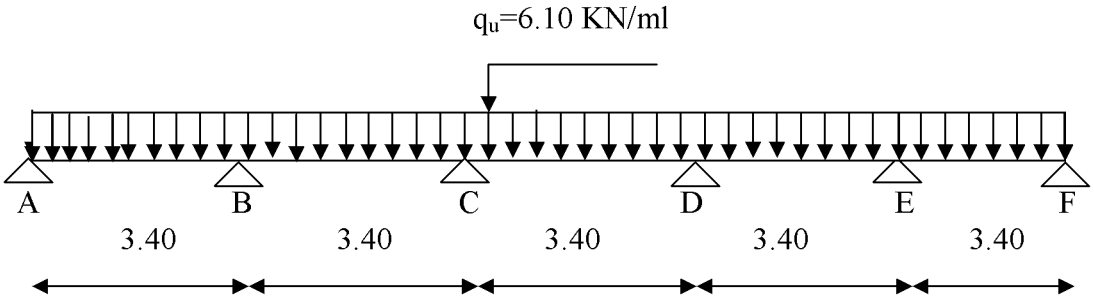


Fig. III.2.6 : Schéma statique de la poutrelle

- **Exposé de la méthode :**

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeurs non pondérées est : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$ dont L : est la longueur entre nus des appuis.

M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

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

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W, M_e, M_t, doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_W + M_e}{2} \geq \max\{1{,}05\ M_0\ ;\ (1+0{,}3\alpha)\ M_0\} \\ M_t \geq \left(\frac{1+0{,}3\alpha}{2}\right) M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \left(\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2}\right) M_0 \quad \text{dans une travée de rive} \end{cases}$$

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

- **0,6 M_0** pour une poutre à deux travées**.**
- **0,5 M_0** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0,4 M_0** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
  - ✓ Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de **M_a= 0,3 M_0**.

- **<u>Application de la méthode</u> :**

<u>Combinaisons de charges</u> :

ELU: q_u= 1.35G+1.5Q=1.35x3.80+1.5x0.65

q_u=6.10 KN/ml

ELS: q_s=G+Q=3.80+0.65

q_s=4.45 KN/ml

a) <u>Calcul du rapport des charges α</u> :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.65}{0.65+3.80} = 0{,}15$$

On a aussi :

$$\begin{cases} 1+0.3\alpha=1.045 \\ (1+0.3\ \alpha)/2=0.523 \\ (1.2+0.2\ \alpha)/2=0.615 \end{cases}$$

***b)* <u>Calcul des moments statiques</u> :**

$$M_{01}= M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.10 \times 3.40^2}{8} = 8.81 KN.m$$

***c)* <u>Calcul des moments fléchissant sur appuis</u> :**

$$\begin{cases} M_A = M_F = 0{,}3\ M_{01} = 2.64\ \text{KN.m} \\ M_B = M_E = 0{,}5\ M_{02} = 4.41\ \text{KN.m} \end{cases}$$

$M_C = M_D = 0{,}4\ M_{03} = 3.52$ KN.m

d) **Calcul des moments fléchissant en travées :**

- **la travée AB (de rive) :**

1) $M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1+ 0{,}3\alpha)\ M_0$

Avec : $(1+ 0{,}3\alpha) = 1{,}045 > 1{,}05 \Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

$$M_{t_{AB}} \geq (1.045 \times 8.81) - \frac{2.64 + 4.41}{2} = 5.68 \text{ KN.m}$$

2) $M_{t_{AB}} \geq 0.615 M_0$

$M_{t_{AB}} \geq 0.615 \times 8.81 = 5.42$KN.m

On prend $M_{t_{AB}} = 5.68$ KN.m

la travée BC :

$$M_{t_{BC}} \geq (1.045 \times 8.81) - \frac{4.41 + 3.52}{2} = 5.24 \text{ KN.m}$$

2) $M_{t_{BC}} \geq 0.523 M_0$

$M_{t_{BC}} \geq 0.523 \times 8.81 = 4.61$KN.m

On prend $M_{t_{BC}} = 5.24$ KN.m

- **la travée CD :**

$$M_{t_{CD}} \geq (1.045 \times 8.81) - \frac{3.52 + 3.52}{2} = 5.68 \text{ KN.m}$$

2) $M_{t_{CD}} \geq 0.523 M_0$

$M_{t_{CD}} \geq 0.523 \times 8.81 = 4.61$KN.m

On prend $M_{t_{CD}} = 5.68$ KN.m

- **la travée DE :**

$$M_{t_{DE}} \geq (1.045 \times 8.81) - \frac{3.52 + 4.41}{2} = 5.23 \text{ KN.m}$$

2) $M_{t_{DE}} \geq 0.523 M_0$

$M_{t_{DE}} \geq 0.523 \times 8.81 = 4.61$KN.m

On prend $M_{t_{DE}} = 5.23$ KN.m

- **la travée EF :**

$$M_{t_{EF}} \geq (1.045 \times 8.81) - \frac{4.41 + 2.64}{2} = 5.68 \text{ KN.m}$$

2) $M_{t_{EF}} \geq 0.615 M_0$

$M_{t_{EF}} \geq 0.615 \times 8.81 = 5.42 \text{KN.m}$

On prend $M_{t_{EF}} = 5.68$ KN.m

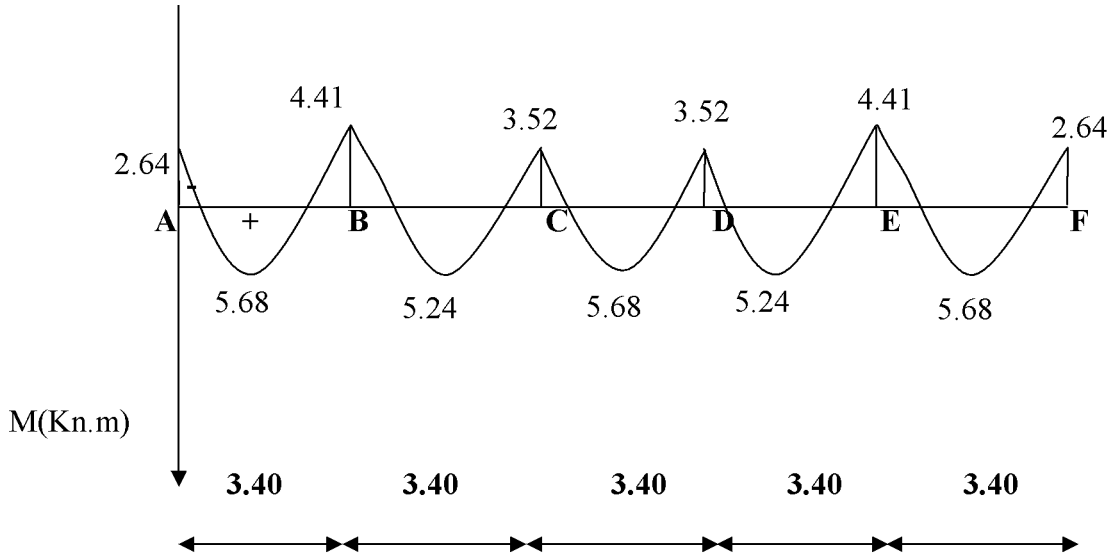


Fig.III.2.7 : Diagramme des moments fléchissant

e) Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

- **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.10 \times 3.40}{2} + \frac{(-4.41) - (-2.64)}{3.40} = 9.85 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{6.10 \times 3.40}{2} + \frac{(-4.41) - (-2.64)}{3.40} = -10.89 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_B = \frac{6.10 \times 3.40}{2} + \frac{(-3.52) - (-4.41)}{3.40} = 10.63 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{6.10 \times 3.40}{2} + \frac{(-3.52)-(-4.41)}{3.40} = -10.11 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{6.10 \times 3.40}{2} + \frac{(-3.52)-(-3.52)}{3.40} = 10.37 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{6.10 \times 3.40}{2} + \frac{(-3.52)-(-3.52)}{3.40} = -10.37 \text{ KN}$$

les autres résultats sont présents dans le tableau suivant :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
M_W	-2.64	-4.41	-3.52	-3.52	-4.41
M_e	-4.41	-3.52	-3.52	-4.41	-2.64
T_W	9.85	10.63	10.37	10.11	10.89
T_e	-10.89	-10.11	-10.37	-10.63	-9.85

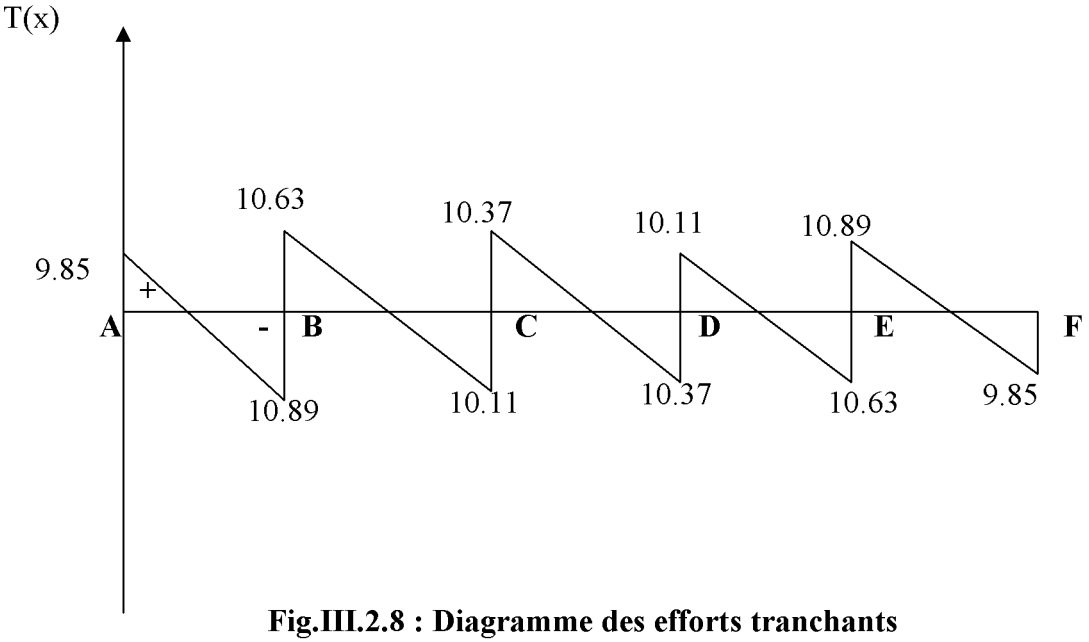


Fig.III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants

N.B :

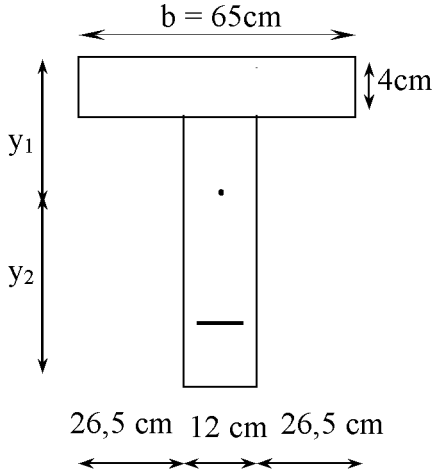
On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$M_{t\ max}$ = 5.68 KN.m et $M_{a\ max}$ = 4.41KN.m

III.2.3.Calcul des armatures :

- **Calcul à l'ELU :**

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



M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b.h_0.f_{bu}(d-\frac{h_0}{2})$$

$$M_0 = 0,65.0,04.14,2\ .10^3(0,18-\frac{0,04}{2}) = 59,072KN.m$$

M_{tmax} =5.68 KN.m < M_0 = 59,072 KN.m Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur (b=65cm) et de hauteur (h=20cm).

- **Calcul des armatures longitudinales**

  - **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.68}{0,65\times(0,18)^2\times14,2\times10^3} = 0,018$$

μ =0,018< μ_0=0,392 $\Rightarrow$ SSA

μ =0,019 $\xrightarrow{\text{tableau}}$ β =0,991

$$A_t = \frac{M_{t\max}}{\beta d\sigma_s} = \frac{5.68\times10^3}{0,991\times18\times348} = 0.915cm^2.$$

Soit : **A_t = 3HA10=2.35cm^2.**

  - **Aux appuis :** la section est de poutrelle qui sera calculé est de **: (12x20)**

$M_a^{\max}$ =4,41KN.m.

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4,41}{0,12\times(0,18)^2\times14,2\times10^3} = 0,080$$

μ =0,088< μ_0=0,392 $\Rightarrow$ SSA.

μ =0,088 $\longrightarrow$ β =0,954

$$A_a = \frac{M_{a\max}}{\beta d \sigma s} = \frac{4{,}41 \times 10^3}{0{,}954 \times 18 \times 348} = 0{,}737\ cm^2.$$

Soit : **A_a=1HA14=1.54 cm^2.**

- **<u>Armatures transversales</u> :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91.

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_\ell^{\max}\right) = \left(\frac{12}{10}, \frac{20}{35}, 1{,}4\right) = 0{,}57cm.$$

$\Phi_\ell^{\max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisit un cadre Φ_t**=8mm** avec **A_t=1HA**8

L'espacement : $S_t^{\min} \le$(0.9d ,40cm)=16,2cm

Soit:S_t=15cm.

Avec :

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

$\phi_{l\max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

h: hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

III.2.4- <u>Les vérifications à l'ELU</u> :

- **<u>Vérification de la condition de non fragilité</u> :**

A_{min}= 0.23b_0d f_{t28} /f_e= 0.23x12x18x2.1 / 400= 0.26

En travée : A_t = 2.35cm^2 > A_{min}= 0,26cm^2.....condition vérifiée.

Aux appuis : Aa = 1.54cm^2 > A_{min}=0,26cm^2.....condition vérifiée.

- **<u>Vérification de la contrainte de cisaillement :</u>** <u>(Art A.5.211/BAEL91,CBA 93)</u>

$T_{u\max}$ = 10.89KN

$\tau_u = \frac{10.89}{120 \times 180}$ X10^3= 0.504MPa

La fissuration est peu nuisible:

$\bar{\tau}$ =min (0.2 f_{C28} / γ_d, 5MPa)= 3.33MPa

$\tau_u < \bar{\tau}$ .....Condition est vérifiée

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (**Art A.5.211/BAEL91 , CBA93).

$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa.$

Avec : Ψ_s=1,5 pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u} = \frac{10.89 \times 10}{0,9 \times 18 \times (1x3.14x1.4)} = 1.53 MPa.$$

$\tau_{se} \langle \bar{\tau}_{se,u} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Ancrage des barres :**

$\tau_s = 0,6\ \Psi^2\ f_{t28}$ =0,6 x $(1,5)^2$ x 2,1 = 2,84 Mpa

La longueur de scellement droit : $L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 1,53} = 91.50 cm$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets : $L_c = L_s$ x 0,4 =91.50x 0,4 = 36.6cm

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :** (BAEL91/Art5.1.313).

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec:$a \leq 0,9d$.

T_{max} = 10.89Kn $\leq 0,4 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 129,6\ KN.$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

(BAEL 91 A5.1.321, CBA 93).

Lorsque : $T > \frac{M_u}{0,9d}$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (côté travée) et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à : $T + \frac{M_u}{0,9d}$

Appui intermédiaire:

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(V_u^{max} + \frac{M_{amax}}{0,9d})$$

$\frac{1,15}{400 \times 10} \times (10,89 - \frac{4.41}{0,9x0,18}) = -0.50 cm^2 \leq Aap$=1.50cm $\Rightarrow$ Condition vérifiée donc les armature calculer sont suffisantes.

III.2.5.Calcul à L'ELS :

Moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS **(BAEL 91.p.53)**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.45}{6.10} = 0,729$$

- **Les moments en appuis :**

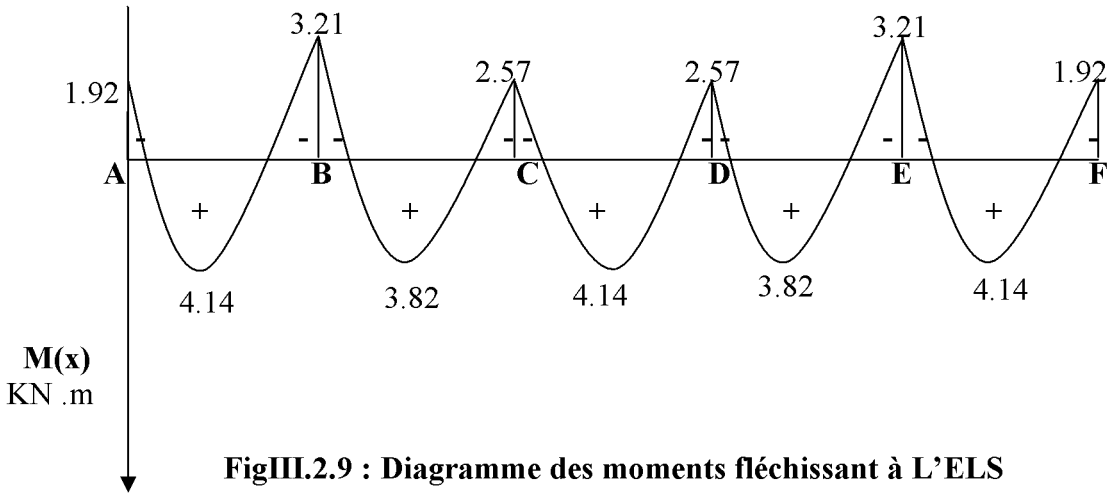
$M=M_{u\ appui} \times q_s/q_u$

$M_A = M_F = -1.92$ KNm
$M_B = M_E = -3.21$ KNm
$M_C = M_D = -2.57$KNm

- **Moments en travée :**

$M=M_{u\ trav} \times q_s/q_u$

$$\begin{cases} Mt_{(AB)} = Mt_{(CD)} = Mt_{(EF)} = 4.14 \text{ KNm} \\ Mt_{(BC)} = Mt_{(DE)} = 3.82 \text{KNm} \end{cases}$$



FigIII.2.9 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

- **Efforts tranchants :**

$$travée(AB): \begin{cases} T_w = 7.19KN \\ T_e = -7.94KN \end{cases}$$

$$travée(BC): \begin{cases} T_w = 7,75KN \\ T_e = -7.38KN \end{cases}$$

$$travée(CD):\begin{Bmatrix} T_w = 7{,}57KN \\ T_e = -7.57KN \end{Bmatrix}$$

$$travée(DE):\begin{Bmatrix} T_w = 7.38KN \\ T_e = -7.75KN \end{Bmatrix}$$

$$travée(EF):\begin{Bmatrix} T_w = 7.94KN \\ T_e = -7.19KN \end{Bmatrix}$$

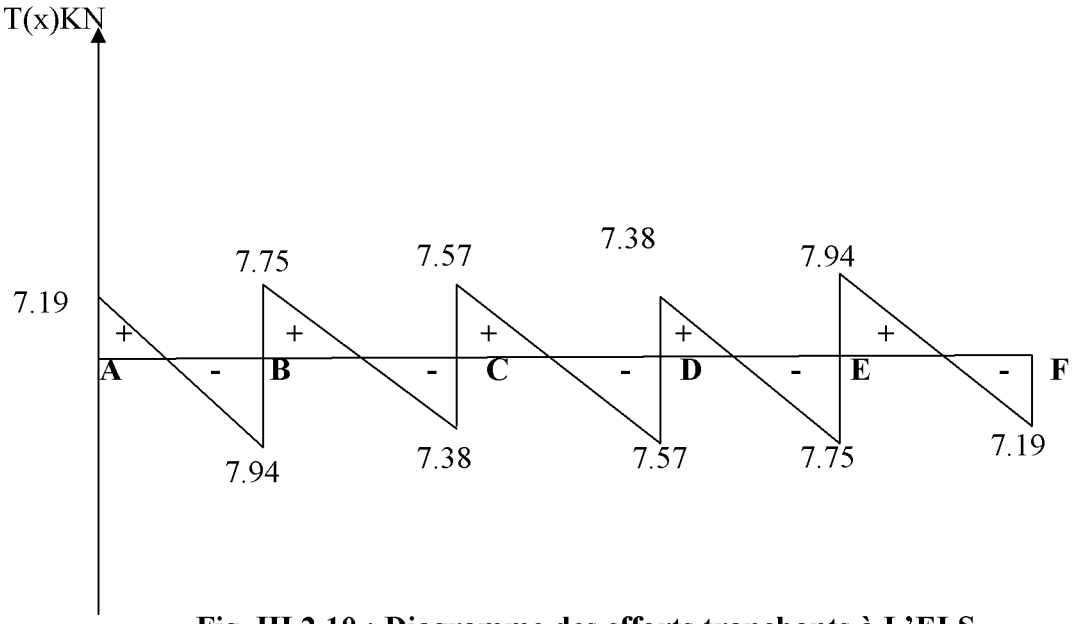


Fig. III.2.10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

➢ **Aux appuis:**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 18} = 0{,}713$$

$$\rho = 0{,}713 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}8775 \qquad K = 25.82$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t} = \frac{3.21 \times 10^3}{0{,}8775 \times 180 \times 1.54 \times 10^2} = 131.96MPa \langle \overline{\sigma}_s.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{131.96}{25.82} = 5{,}11\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5{,}11\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\text{x}25 = 15\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➢ **En travée:**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088$$

$$\rho = 1.088 \Rightarrow \beta_1 = 0.8565 \qquad K = 19.84$$

$$\sigma_s = \frac{M_{t\max}}{\beta_1 d A_t} = \frac{4.14 \times 10^3}{0{,}8565 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 121.72MPa \langle \overline{\sigma_s}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{121.72}{19.84} = 6.140\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.14\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

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

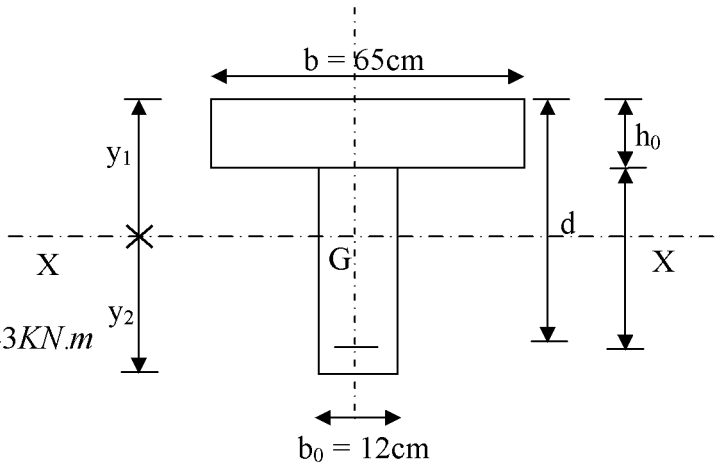
- **Etat limite de déformation (vérification de la flèche** BAEL91 A.3.6.51 ,CBA 93**) :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15}.\frac{M_t^S}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{fe} \text{ [MPa]}$$



$$Avec: \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4{,}45 \times 3{,}40^2}{8} = 6{,}43KN.m$$

On a :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0{,}058 \succ \frac{1}{22.5} = 0{,}044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{L} = 0.058 \geq \frac{1}{15}.\frac{4.14}{6.43} = 0.043 \longrightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée ;}$$

la 3eme condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche obligatoire

✓ **Calcul de la flèche :** (BAEL 91 Article : B.6.5.2, CBA 93)

- Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

$f_v = \frac{M_s.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \frac{L}{500}$ avec : $E_v = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}}$, $I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1+0,4.\lambda_i.\mu}$ et $\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})}$

Où :

M_s : est le moment de flexion maximal dans la travée à l'E.L.S ;

L : est la longueur de travée, $\rho = A/b_0 d$;

b et b_0 les largeurs de la table de compression et de la nervure ;

I_0 : est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec n = 15 ;

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

Pour la poutre étudiée, nous avons les caractéristiques suivantes :

b = 65 cm ; b_0 = 12 cm ; d = 18 cm ; h = 20 cm ; h_0 = 4 cm ; c = 2 cm ; A = 2,35 cm^2.

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_t^S.L^2}{10.E_v.If_v} < \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

Avec :

$\overline{f}$: La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différé.

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$

E_v = 110818.865MPa.

If_v : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$If_v = \frac{1,1.I_0}{1+\mu.\lambda_v}$ Avec :

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n = 15), par rapport au CDG de la section.

μ : Coefficient d'équivalence acier, béton.

y_1 : Position de l'axe neutre. $y_1 = \frac{S/_{XX}}{B_0}$

S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

B_0 : Section du béton.

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

$B_0 = 12x20 + (65 - 12)4 + 15 \times 2.35$

$B_0 = 487.25\ cm^2$

$S/XX = b_0.h.\frac{h}{2} + (b - b_0).h_0.\ \frac{h_0}{2} + 15.A_t.d$

$S/XX = 12x\frac{20^2}{2} + (65 - 12)\ \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$

$= 3458.5\ cm^3$

D'où :

$$y_1 = \frac{S/_{XX}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10\ cm$$

$y_2 = h - y_1 =$ 20-7.10=12,90cm

- ✓ **Calcul du moment d'inertie**

$$I_0 = \frac{b_0}{3}\left[y_1^3 + y_2^3\right] + h_0.(b - b_0).\left[\frac{h_0^2}{12} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2\right] + 15.A.(y_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}\left[7.10^3 + 12.90^3\right] + 4.(65 - 12).\left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2\right] + 15.2.35.(12.90 - 2)^2$$

$I_0 = 20003.239\ cm^4$

Avec :

A : Section d'armatures tendues.

B_0 : Section du béton.

S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 : \Longrightarrow \quad \beta = 0.982$$

- ✓ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{0,02.ft_{28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}).\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}).0,011} = 1,49$$

$$\sigma_s = \frac{A_t}{bxd} = \frac{M^{ser}{}_t}{\beta.d.A_t} = \frac{4.14 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 2.35} = 99.66Mpa$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1,75.ft_{28}}{4.\rho.\sigma_S + ft_{28}}\ ;\ 0\right\} = \left\{1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 99.66 + 2,1} = 0.566\ ;\ 0\right\} = 0.566$$

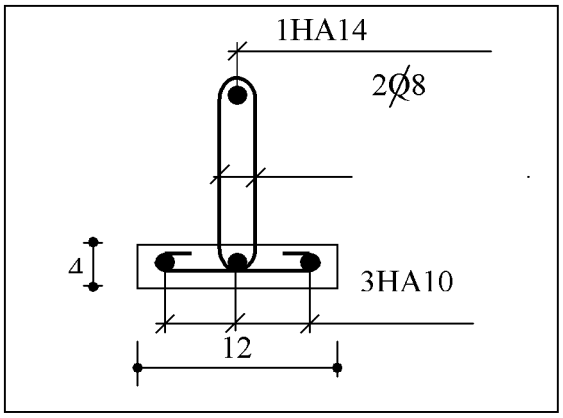
$$If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + 0.4\mu.\lambda_v} = \frac{1,1 \times 20003.239}{1 + 0.4 \times 0,566 \times 1.49} = 16453.27\ cm^4$$

$$f_v = \frac{M_t^S.L^2}{10.E_v.If_v} = \frac{4,14 \times 10^6.\overline{4000^2}}{10 \times 10819 \times 16453.27 \times 10^4} = 3.72\ mm = 0.372cm$$

$F_v = 0.372mm < \overline{f} = 0.8mm$ ……Condition est vérifiée.

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications conformément aux réglementations, on adopte pour les poutrelles des planchers d'étage courants et rez-de-chaussee les ferraillages donnés par la figure ci-dessous :



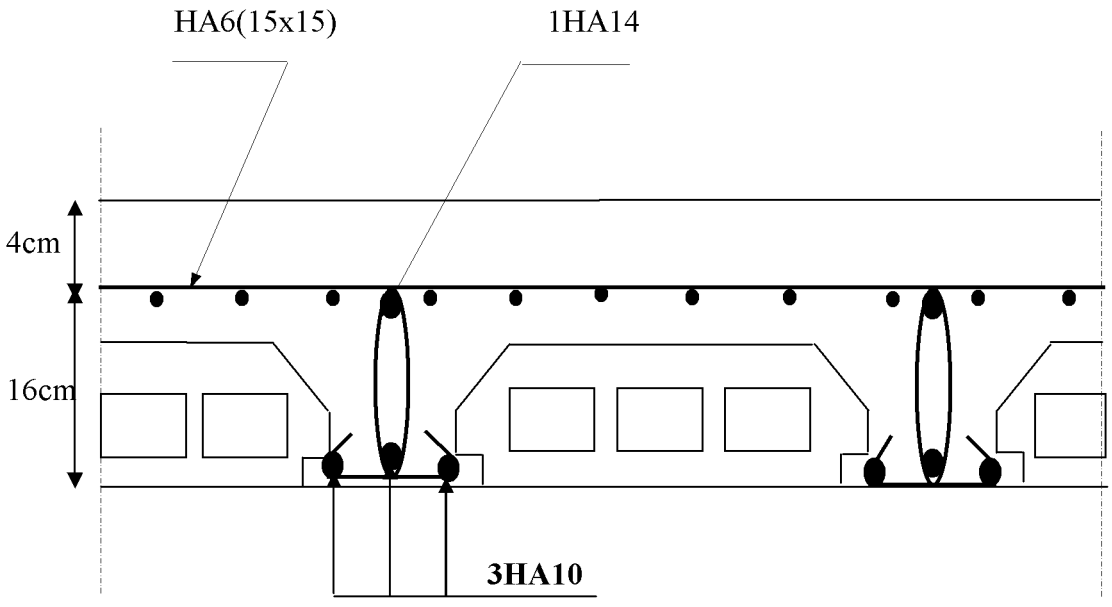


Fig.III.B.8. Plan de ferraillage du plancher

III- 3-A) L'escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent la circulation verticale entre les différents niveaux.

III-3-1) Terminologie et définitions :

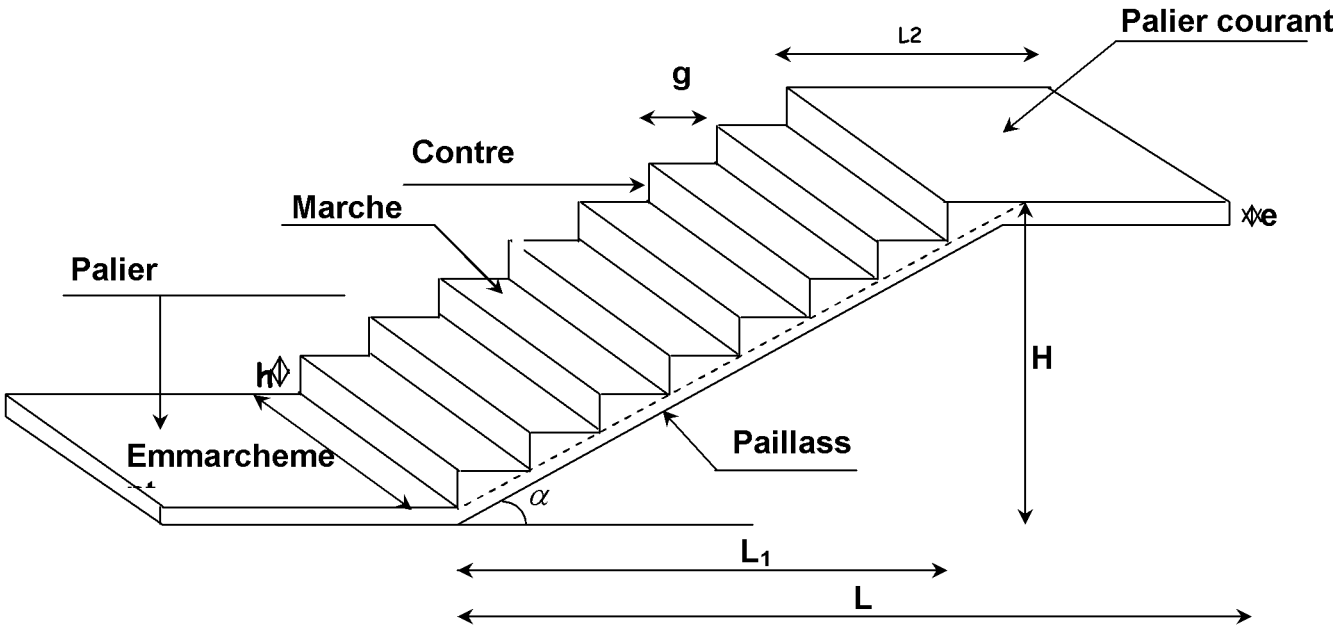


Fig. III-3-1: présentation de l'escalier.

g : Giron (largeur des marches).
h : Hauteur de la contre marche.
E : Emmarchement.
e : Epaisseur de la paillasse et du palier.
H : Hauteur de la volée.
L_1 : Longueur projeté de la volée.
L_2 : Largeur du palier.
L : La somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

- L'escalier de notre immeuble est un escalier droit conçu en béton armé coulé sur place,

  La paillasse assimilée dans le calcul à des poutres isostatiques.

Nous calculerons l'escalier d'étage et nous adopterons le même ferraillage pour les escaliers de RDC

III-3-2) Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

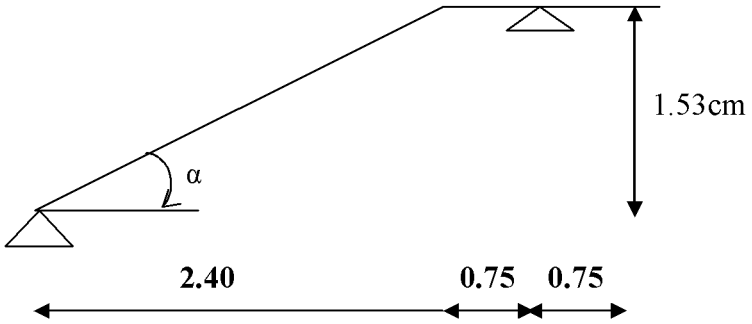


Fig.III.3.1. Schéma statique de l'escalier.

III.3.3. Calcul des escaliers de l'étage courrant :

Pour que l'escalier soit confortable il faut que :

$14\ cm \leq h \leq 18\ cm$ on prend H = 17 cm.

H : hauteur de contre marche

$$n = \frac{153}{17} = 9$$

n : nombre des contres marches

$$G = \frac{L}{(n-1)} = \frac{240}{(9-1)} = 30cm$$

G : giron

L : longueur de volée.

- **Vérification la loi de BLONDEL :**

Il faut vérifier que :

$$59cm \leq G + 2H \leq 65cm$$

$$59cm \leq 64cm \leq 65cm$$

Alors : H = 17cm

G= 30 cm

$$tg\alpha = \frac{17}{30} = 0{,}566 \Rightarrow \alpha = 29{,}53^0$$

$$L = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos 29{,}53^0} = 275{,}83cm$$

L_0 =275,83+150= 425,83cm

III.3.4. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

- **paillasse :**

$$\frac{L}{30} \le e \le \frac{L}{20}$$

L : portée totale de l'escalier L= 425,83cm

e : épaisseur de la paillasse

$$\frac{425,83}{30} \le e \le \frac{425,83}{20}$$

$14,19 \le e \le 21,29$ On prend e = 16cm.

- **Palier de repos :**

$e \ge \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$ On prend e = 16cm

L : portée du palier

e : épaisseur du palier de repos.

III.3.5. Détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :

a)- Charges permanentes :

Pour l'étude de l'escalier on prend une bande de 1m de largeur.

- **Paillasse :**

Désignation	Ep (m)	densité KN/m^3	poids KN/m^2
Poids propre du carrelage	0,02	22,00	0,44
poids propre de la paillasse = $\frac{25 \times 0,16 \times 1m}{\cos 29,53}$	0,16	25,00	4 ,59
Lit de sable fin	0,02	22,00	0,44
Poids du garde corps	0,02	30,00	0.6O
Poids propre du mortier de pose	0,02	22,00	0.44
poids des marches = $\frac{22 \times 0.17 \times 1m}{2}$	0 ,17	22,00	1 ,87
Total	**G= 8,38**		

- charge permanente **: G=8.38 x1 ml = 8 , 38KN/ml.**
- -Surcharge d'exploitation **: Q=2,5 x1ml=2.5 KN/ml .**

Palier de repos :

❖ Palier

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m^3)	Poids KN/m^2
Poids propre du palier repos	0,16	25,00	4,00
Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
Mortier de pose	0,02	22,00	0,44
Lit de sable fin	0,02	22,00	0,44
Total	**G=5,32 KN/ml**		

b)- Surcharges d'exploitations :

Q= 2.5KN/ml.

(Bâtiment à usage d'habitation)

III.3.6 Calcul à l'ELU :

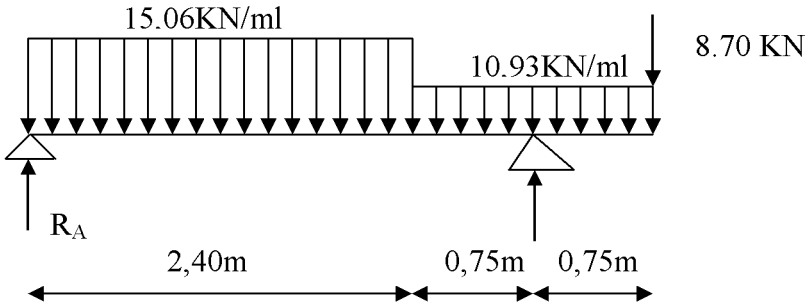
a)- Combinaison des charges : qu =1,35G + 1,5Q

- **Paillasse :** qu_{ps}=1,35(8,38)+1,5(2,5)=15,06KN/ml. :
- **Palier de repos :** qu_{pr}=1,35(5,32)+1,5(2,5)=10,93KN/ml
- **Charge concentrée due au poids propre du mur extérieur :**

q_m= 2,22(3,06-0,16)=6,44 KN

q_{mu}=6,44×1,35=8,70 KN.

b)- Calcul des réactions d'appuis :



$R_A + R_B = 8{,}70 + 10{,}93.(1{,}50) + 15{,}60 \times 2{,}40$

$\Rightarrow R_A + R_B = 62{,}53KN$ ..... ①

$\sum$ M/b=R_ax3.15-(15.06x2.40)x1,95-(10.93x0.75x0.37)+(10.93x0.75x0. 37)+(8.70x0.75)=0

$\Rightarrow R_A = 20{,}30KN$.

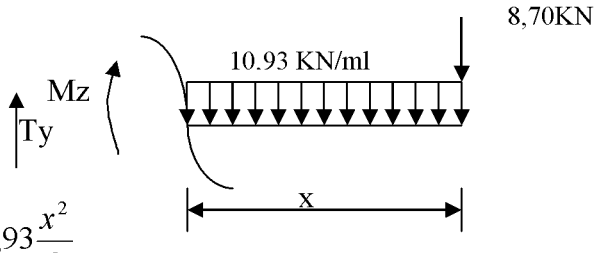
On remplace R_B dans l' équation ① :

$\Rightarrow R_B = 62{,}53 - 20{,}30 = 42{,}23KN$

Donc : **R_B=42,23 KN ; R_A=20,30 KN.**

c)- les efforts internes :

- **Tronçon 1 :** 0m ≤ x ≤ 0,75m



Moment fléchissant :

$$M(x) = -8{,}70x - 10{,}93\frac{x^2}{2}$$

pour : $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$x = 0{,}75 \Rightarrow M(0{,}75) = -9{,}60KNm$

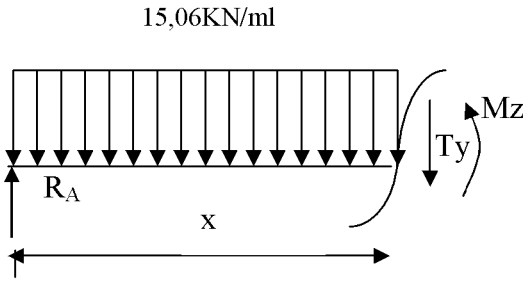
- L' effort tranchant :

$$T(x) = -8{,}70 - 10{,}93x$$

pour : $x = 0 \Rightarrow T(0) = -8{,}70KN$

$x = 0{,}75 \Rightarrow T(0{,}75) = -16.89KN$

Tronçon 2 : 0 m ≤ x ≤ 2,40m (venant de gauche à droite)



- Moment fléchissant :

$M(x)=20{,}30x-7{,}53x^2$

pour : $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$x = 2{,}40 \Rightarrow M(2{,}40) = 5.35KNm$

-L' effort tranchant :

$T(x)=20{,}30-15{,}06x$

pour : $x = \Rightarrow T(0) = 20{,}30KN$

$x = 2{,}40 \Rightarrow T(2{,}40) = -15{,}84KN$

Le moment max :

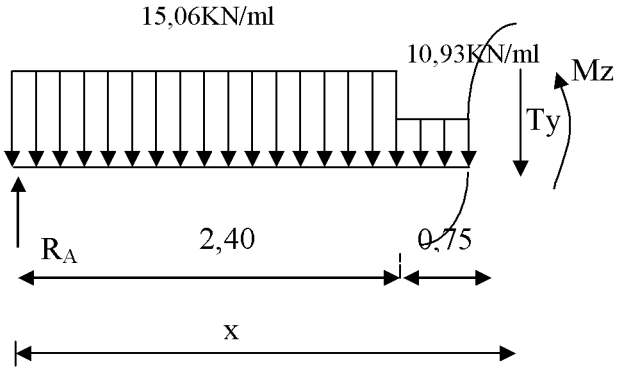
$T(x)=20{,}30-15{,}06x = 0$

$$\Rightarrow x = \frac{20{,}30}{15{,}06} = 1{,}34m$$

On remplace x dans l'équation :

$M(1{,}38) = M_{max} = 13{,}68KNm$

• **Tronçon 3 :** $2{,}40 \leq x \leq 3{,}15m$.



- Moment fléchissant :

$$M(x) = 20{,}30x - \left[(15{,}06 \times 2{,}40)(x - 1{,}20)\right] - \left[10{,}93(x - 2{,}40)^2 / 2\right] \ldots\ldots ①$$

pour : $x = 2{,}40 \Rightarrow M(2{,}40) = 5{,}35KNm$

$x = 3{,}15 \Rightarrow M(3{,}15) = -9{,}61KNm$

-L' effort tranchant :

$$T(x') = 20{,}30 - (15{,}06 \times 2{,}40) - 10{,}93(x - 2{,}40)$$

pour $x = 2{,}40 \Rightarrow T(2{,}40) = -15{,}84KN$

$x = 3{,}15 \Rightarrow T(3{,}15) = -24{,}03KN$

III.3.7 <u>diagramme des sollicitations</u> :

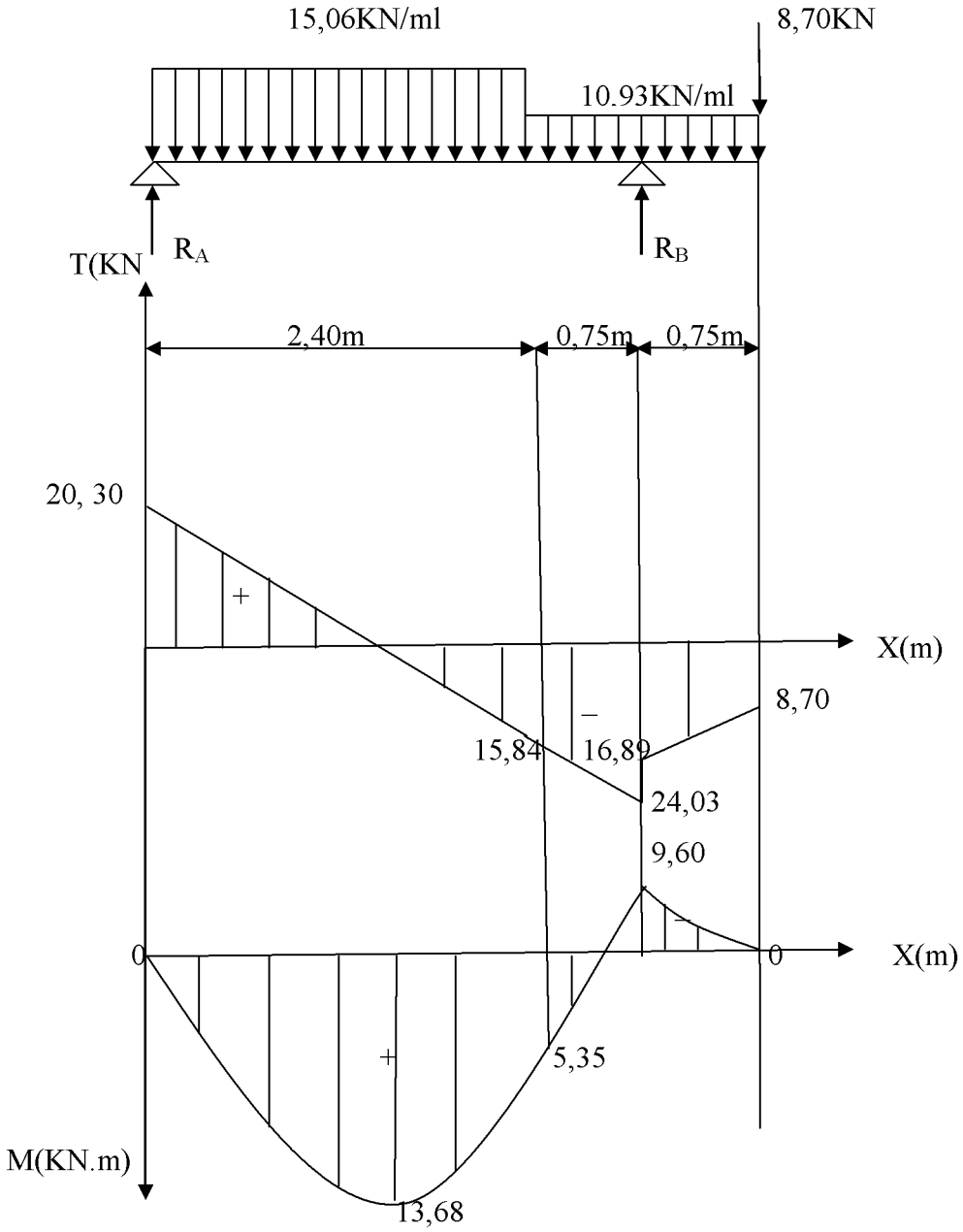
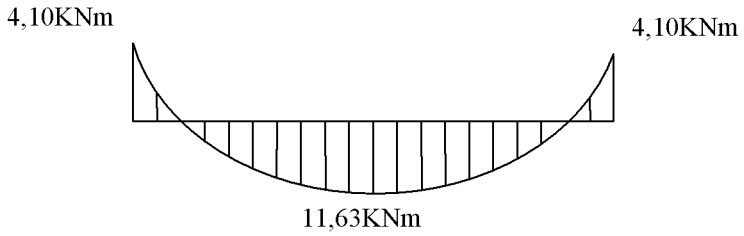


Fig.III.3.7. 1. Diagramme des efforts internes a l'ELU .

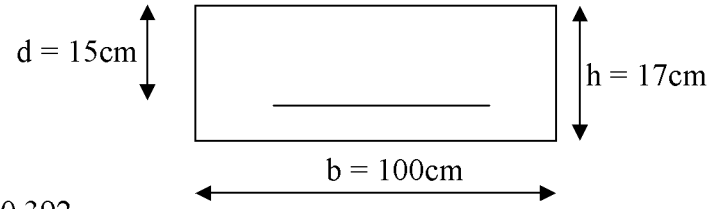
En tenant compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis,et on prend les corrections suivantes :

Appuis : -0.30 M_{max} = -0,30×13,68 =-4,10 KN.m

Travée : 0.85 M_{max} = 0,85×13,68 = 11,63 KN.m



III.3.8. Calcul des armatures:



❖ **Aux appuis :**

$M_u = 4.10$ KN.m

- **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{4.10\times10^3}{100\times15^2\times14,2} = 0,012 < \mu_r = 0,392$$

$\Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,012 \Rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{4.10\times10^3}{0,994\times15\times348} = 0.79\ cm^2$$

On opte pour : **4HA10/ml** ($A_a = 3,14cm^2$) avec un espacement de S_t **=25cm.**

❖ **En travées :**

$M_t = 11.63$KN.m

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{11.63\times10^3}{100\times15^2\times14,2} = 0,036 < \mu_r = 0,392$$

$\Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,036 \Rightarrow \beta_u = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{11.63\times10^3}{0,982\times15\times348} = 2.26\ cm^2$$

On opte pour : **5HA12/ml** ($A_t = 5.65cm^2$) avec un espacement de S_t **=20cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2$$

On opte pour **4HA8/ml** ($A_{rt} = 2,01cm^2$), avec S_t **= 25cm**.

III.3.9. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** [BEAL 91, Art. A.4.2.1,CBA 93]

$$A_{min} = 0,23bd\frac{ft_{28}}{f_e} = 0,23\times100\times15\times\frac{2,1}{400} = 1,81 cm^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,14cm^2 > A_{min} = 1,81cm^2$..... La condition est vérifiée
- En travées : $A_t = 5.65cm^2 > A_{min} = 1,81cm^2$..... La condition est vérifiée

- **Espacement des barres :**

- Armatures principales :

- Aux appuis : e = 25cm
- En travées : e = 20cm

} < min {3h , 33cm}.
min {45cm , 33cm} =33cm..... la condition est vérifiée

- Armatures de répartition :

- Aux appuis : e = 25cm
- En travées : e = 20cm

} < Min {4h , 45cm}
min { 60cm,45cm}=45cm..... la condition est vérifiée

- **Effort tranchant** : (BAEL, Art A.5.1.2,CBA 93)

$T_{umax} = 20.30KN$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{20.30 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.14\,MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 fc_{28} ; 5MPa\} = 3,25MPa$$

$\tau_u = 0.14MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa$ ..... La condition est vérifiée.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**
(BAEL 91, Art A.6.1.3,CBA 93)

Il faut vérifier que : $\tau_{Se} \le \bar{\tau}_{Se} = \Psi_S . ft_{28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\,MPa$

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

$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 4 \text{ x } 3,14 \text{ x } 1 = 12,56cm$

$$\tau_{se} = \frac{20.30 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 125,6} = 1,19\,MPa$$

$\tau_{se} = 1,19MPa < \bar{\tau}_{Se} = 3,15MPa$ ..... La condition est vérifiée.

- **Ancrage des armatures aux appuis** :

$$L_S = \frac{\phi . fe}{4\bar{\tau}_S}$$ Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 ft_{28} = 2,835MPa$

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

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

$L_c = L_s \times 0,4 = 35,27 \times 0,4 = 14,10cm$

III.3.10. Calcul à l'ELS :

a) Combinaison des charges :

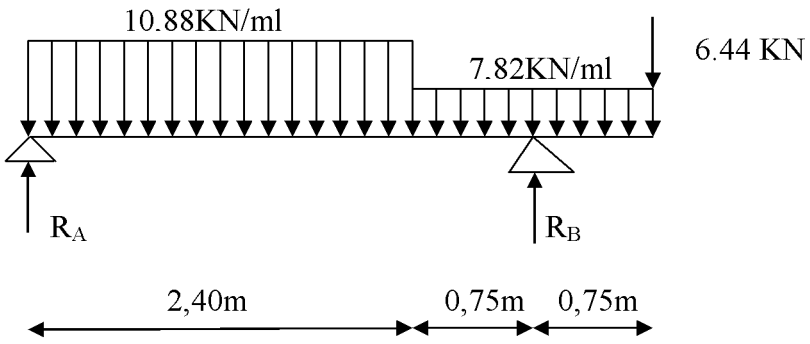
qs =G+Q

- **Paillasse :** qs_{ps}=8,38+2,5=10,88KN/ml. :
- **Palier de repos :** qs_{pr}=5,32+2,5=07,82KN/ml
- **Charge concentrée due au poids propre du mur extérieur :**

q_m= 2,22(3,06-0,16)=6,44 KN

q_{ms}=6,44=8,70 KN.

b) Calcul des réactions d'appuis :



$$R_A + R_B = 6,44 + 7,82.(1,50). + 10,88 \times 2,40$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 44,28KN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ①$$

$\sum$ M/b=R_ax3.15-(10.88x2.40)x1,95-(7.82x0.75x0.37)+(7.82x0.75x0. 37)+(6.44x0.75)=0

$$\Rightarrow R_A = 14,62KN .$$

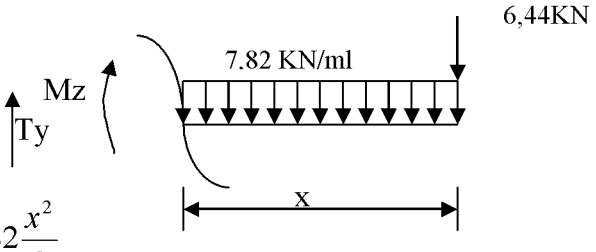
On remplace R_A dans l' équation ① :

$$\Rightarrow R_B = 44,28 - 14,62 = 29,66KN$$

Donc : **R_B=29,66 KN ; R_A=14,62 KN.**

c)- les efforts internes :

- **Tronçon 1 :** $0m \leq x \leq 0,75m$



Moment fléchissant :

$$M(x) = -6,44x - 7,82\frac{x^2}{2}$$

pour : $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$x = 0,75 \Rightarrow M(0,75) = -7,02KNm$

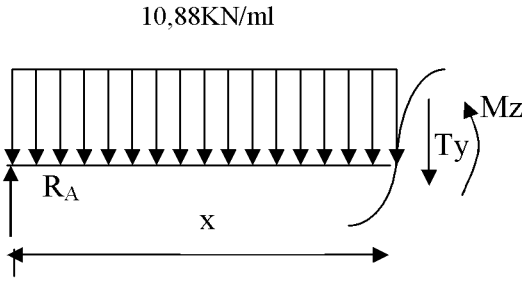
- L' effort tranchant :

$$T(x) = -6,44 - 7,82x$$

pour : $x = 0 \Rightarrow T(0) = -6,44KN$

$x = 0,75 \Rightarrow T(0,75) = -12.30KN$

Tronçon 2 : $0\ m \leq x \leq 2,40m$ (venant de gauche à droite)



- Moment fléchissant :

$M(x)=20,30x-5,44x^2$

pour : $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$x = 2,40 \Rightarrow M(2,40) = 17.38KNm$

-L' effort tranchant :

$T(x)=20,30-10,88x$

pour : $x = \Rightarrow T(0) = 20,30KN$

$x = 2,40 \Rightarrow T(2,40) = -5,81KN$

Le moment max :

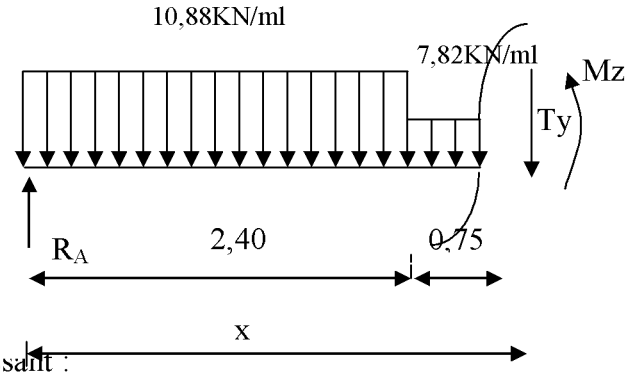
$T(x)=20,30-10,88x = 0$

$$\Rightarrow x = \frac{20,30}{10,88} = 1,86m$$

On remplace x dans l'équation :

$M(1{,}38) = M_{max} = 17{,}65KNm$

- **Tronçon 3 :** $2{,}40 \leq x \leq 3{,}15m$.



- Moment fléchissant :

$$M(x) = 20{,}30x - [(10{,}88 \times 2{,}40)(x - 1{,}20)] - [7{,}82(x - 2{,}40)^2 / 2] \ldots\ldots ①$$

pour : $x = 2{,}40 \Rightarrow M(2{,}40) = 17{,}38KNm$

$x = 3{,}15 \Rightarrow M(3{,}15) = 10{,}83KNm$

-L' effort tranchant :

$$T(x') = 20{,}30 - (10{,}88 \times 2{,}40) - 7{,}82(x - 2{,}40)$$

pour $x = 2{,}40 \Rightarrow T(2{,}40) = -5{,}81KN$

$x = 3{,}15 \Rightarrow T(3{,}15) = -11{,}67KN$

3.11 :<u>diagramme des sollicitations :</u>

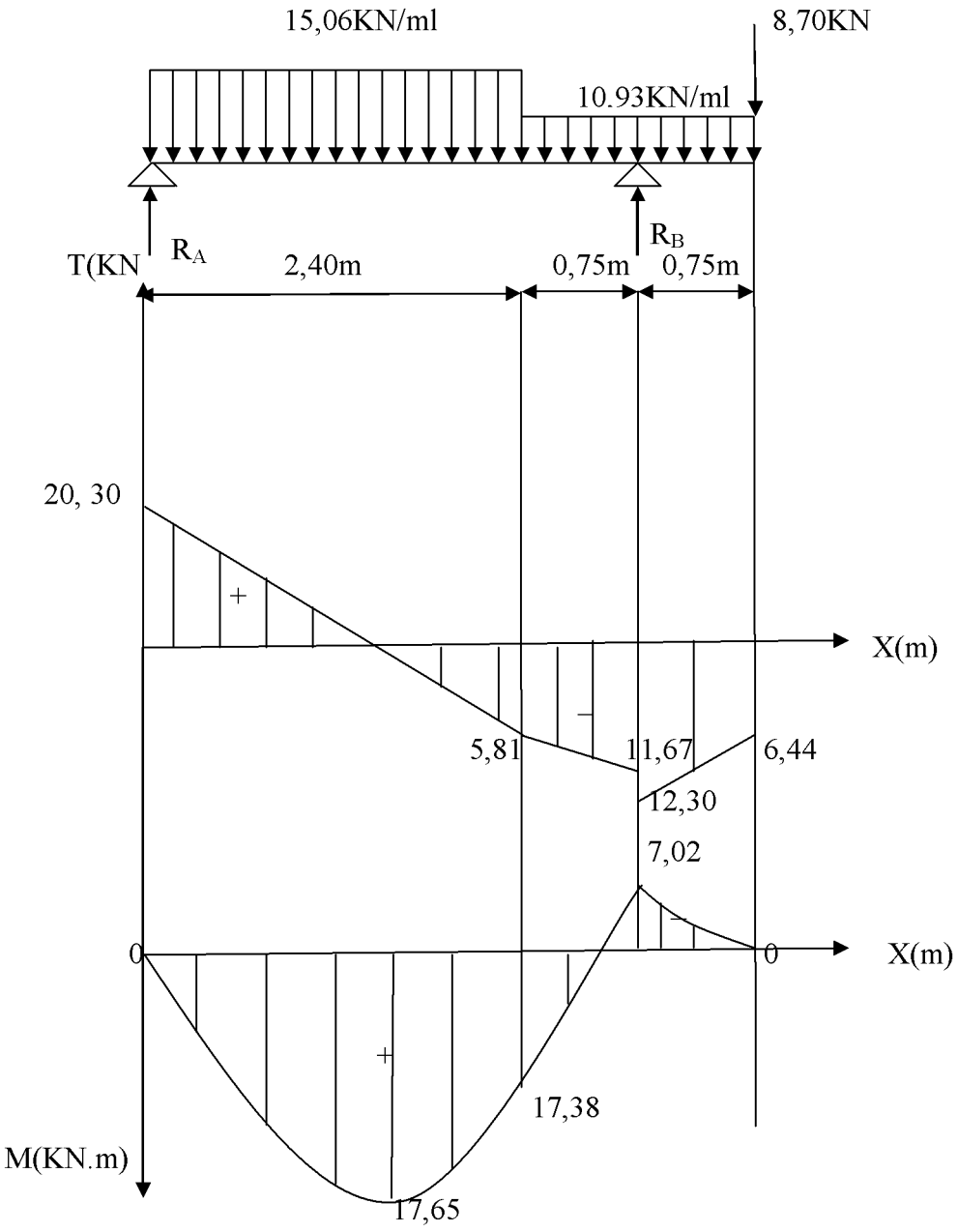
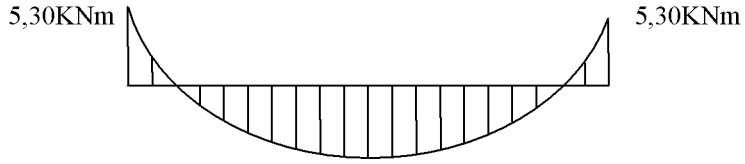


Fig.III.3.11. 1. <u>Diagramme des efforts internes a l'ELS.</u>

En tenant compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis,et on prend les corrections suivantes :

Appuis : -0.30 M_{max} = -0, 30×17,65 =-5,30 KN.m

Travée : 0.85 M_{max} = 0,85×17,65 = 15,00 KN.m



III.12. Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 fc_{28} = 15$ MPa

➢ **En travées :** At =5.65cm²

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100\times 5.65}{100\times 15} = 0.377$$

$\rho = 0,377 \Rightarrow \beta_1 = 0.905$ K=37.63

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_S.\beta d} = \frac{15x10^3}{5.65\times 0{,}905\times 15} = 195.57 \text{ MPa}$$

$$: \sigma_{bc} = \frac{195.57}{34.02} = 5.74Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 fc_{28} = 15Mpa$$

σ_{bc} = 5.74 MPa < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15MPa .....La condition est vérifiée.

➢ **Aux appuis :** A_a = 3,14cm²

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times 3{,}14}{100\times 15} = 0.205$$

$\rho = 0,205 \Rightarrow \beta_1 = 0,927$, K = 53.49

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_S.\beta d} = \frac{5.30\times 10^3}{3{,}14\times 0{,}927\times 15} = 121.38 \text{ MPa}$$

$$: \sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{121.38}{53.49} = 2.26Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$$

σ_{bc} = 2.26 MPa < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15MPa $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

Nous faisons le calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0{,}17}{3{,}15} = 0{,}0539 < \frac{1}{16} = 0{,}0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée

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

✓ **Calcul de la flèche :**

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

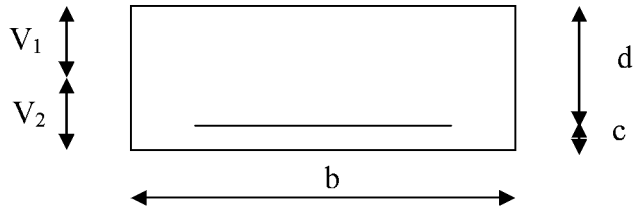
Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

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

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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



$$V_1 = \frac{Sxx}{B_0}$$

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times \overline{17}^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8.86\text{ cm}$$

$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.86 = 8.14$cm

D'où :

$$I = \frac{100}{3}\left(\overline{8.86}^3 + \overline{8.14}^3\right) + 15 \times 5.65(8.14 - 2)^2$$

$I = 41023.37\text{cm}^4$

$$f = \frac{5 \times (10.88 \times 5.40^4)}{384 \times 10818.87 \times 10^3 \times 41023.37 \times 10^{-8}} = 0.027\text{ cm}$$

$f < \bar{f} = 540/500 = 1{,}08\text{cm} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** (BAEL 91, Art A.5.34, CBA 93)
  La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectue.

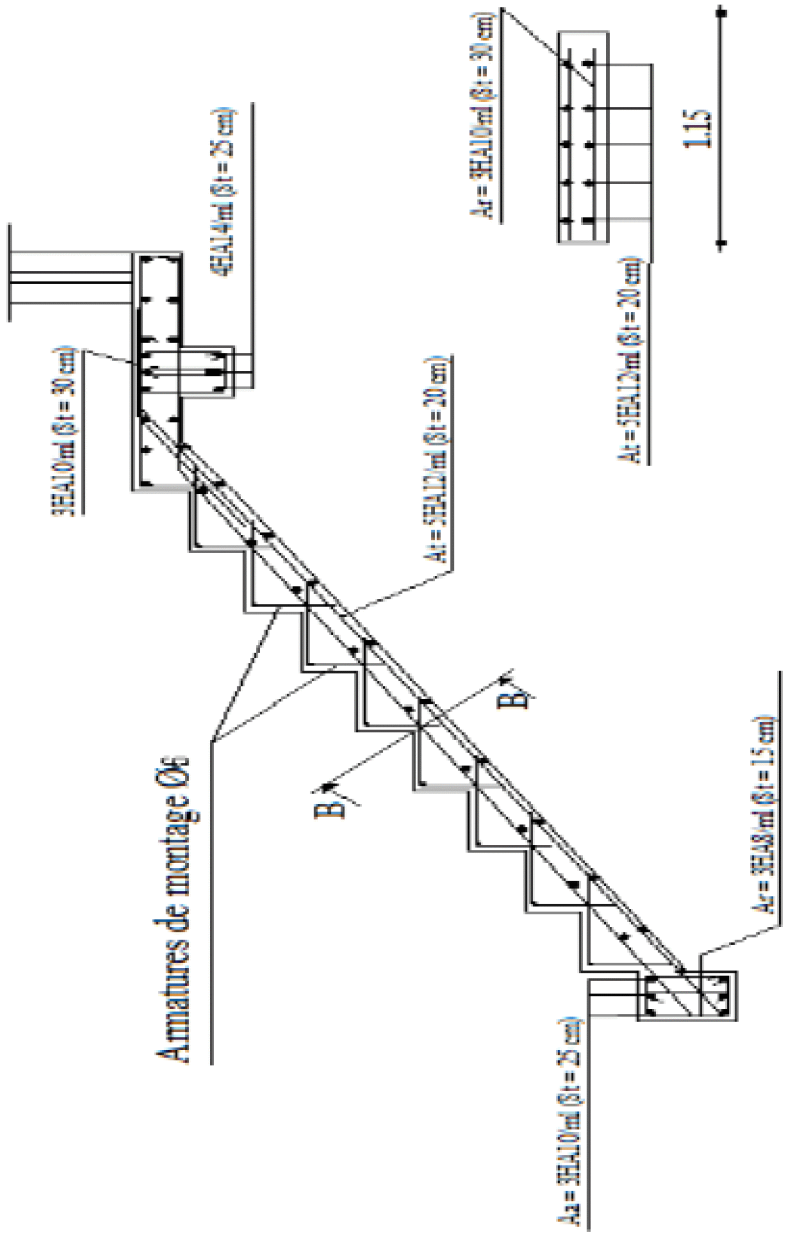


Fig. 3.12.1 : Schéma de ferraillage des escalier

III.3.B) Poutre palière :

Cette poutre palière est considérée comme étant semi-encastrée dans les deux poteaux de la cage d'escalier sa portée est L = 3,10 m, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

$Ma=0,3M_0$

$M_t=0,85M_0$

III.B.1) Pré dimensionnement de la poutre :

Hauteur :

$L/15 \leq h_t \leq L/10$

Avec :

h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

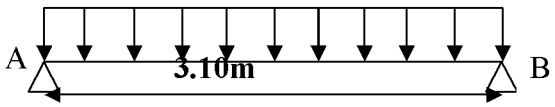


Fig. III.B.1

$310/15 \leq h_t \leq 310/10 \longrightarrow 20.66cm \leq h_t \leq 31cm$

On prend : $h_t = 35$ cm

Largeur :

$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \Rightarrow 0,4x35 \leq b \leq 0,7x35$

$14\ cm \leq b \leq 24,5\ cm$

On prend : b = 25 cm

- **Selon le RPA99/ version 2003**

$h \geq 30$: vérifier , h = 35**.....**Condition vérifiée

$b \geq 20$: vérifier , b=25**.....** Condition vérifiée

h/b = 35/25 = 1,4 < 4 **.....** Condition vérifiée

Alors on opte pour la poutre palière d'une section de (25x35) cm²

III.B.2. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre .....25x0, 35x0,25 = 2,2KN/ml.

Réaction du palier à l'ELU ..... R = 42,23KN.

Réaction du palier à l'ELS ..... R = 29,66KN.

- **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u = 1,35.G + R_B = 1,35(2,2)+42,23 = 45,2KN/ml$.

ELS: $q_S = G + R_B = 2.2+29,66 = 31.86KN/ml$.

III.B.3 Calcul du ferraillage (ELU) :

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{45,2 \times 3,10}{2}$$

$$R_A = R_B = 70,06\text{KN}$$

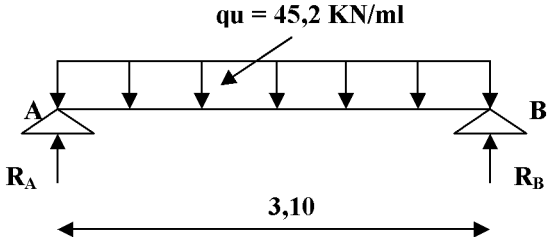


Fig. III.B.2. Schéma statique

b) L'effort tranchant :

T = $R_A = R_B$ = 70,06 KN

c) Le moment fléchissant :

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{45,2 \times 3,10^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_0 = M_{max} = 54,30 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments :

Aux appuis : $M_{au} = -0,3M_0 = -0,3x54,30 = -16,29$ KN.m

En travée : $M_{tu} = 0,85M_0 = 0,85x54,30 = 46,16$ KN.m

e)Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

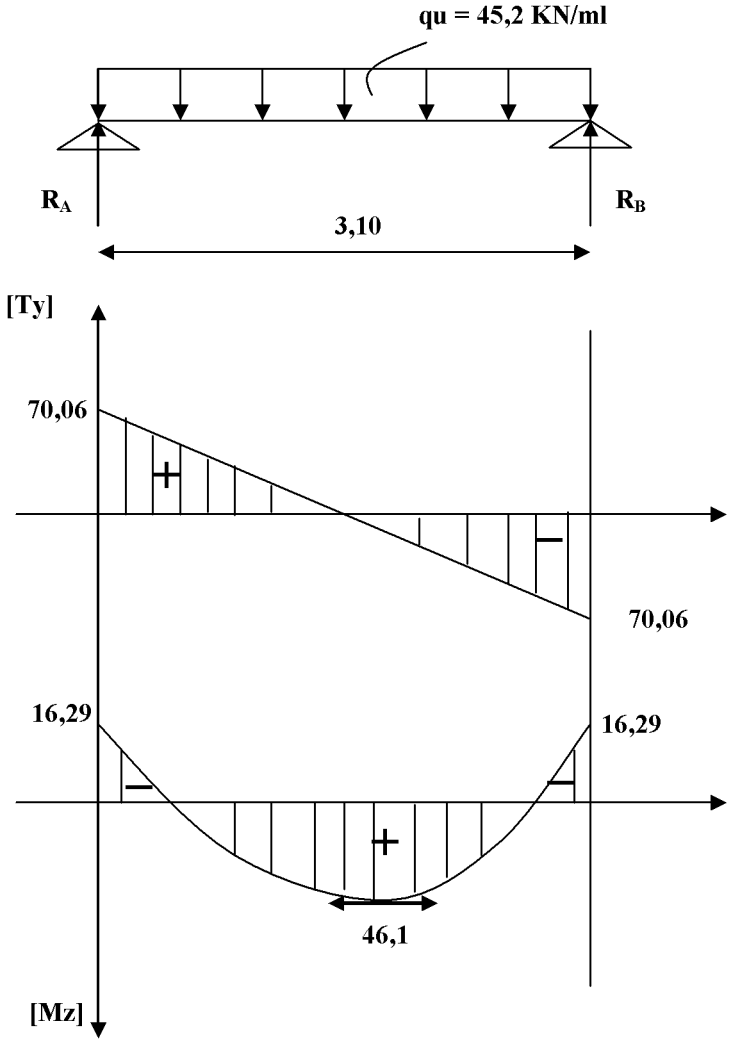


Fig. III.B.3. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

➢ **Calcul des armatures :**

a) Aux appuis :

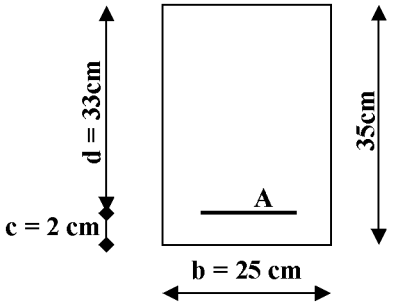
M_{au} =16,29 KN.m ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_S = 348 MPa ; c = 2 cm

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,29 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,042 \Rightarrow \quad \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{16,29 \times 10^3}{0,979 \times 33 \times 348} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3,39cm²



b) En travée : M_{tu} =46,1KN.m

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{46,1 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,120 \Rightarrow \quad \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\mu = 0,183 \Rightarrow \beta = 0,936$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{46,1 \times 10^3}{0,936 \times 33 \times 348} = 4,28 \text{cm}^2$$

Soit : 3HA14 = 4,62cm²

III.B.4. Les différentes vérifications à l'ELU :

(BAEL 91, modifié 99/Art. A.4.2.1, CBA93) :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \ cm^2$$

A_{ap} = 3,39 cm² > A_{min} = 0,996 cm² ⇒ Condition vérifiée

A_{tr} = 4,62cm² > A_{min} = 0,996 cm² ⇒ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :**

$$\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Seu} = \Psi_S.ft_{28} = 1,5x2,1 \Rightarrow \bar{\sigma}_S = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_S = \frac{T_u}{0,9.d.\sum Ui} = \frac{70,06 \times 10^3}{0,9 \times 33 \times 3 \times 3,14 \times 1,2 \times 10^2} = 2,08 \text{ MPa.}$$

τ_S = 2,08 MPa < $\bar{\tau}_S$ =3,15MPA. ⇒ Condition vérifiée.

- **L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➢ **L'influence sur le béton :**

On doit vérifier : $\frac{2T_{u\max}}{0,9.d.b} \leq 0,87\frac{fc_{28}}{\gamma_b}$

$\Rightarrow T_{u\max} \leq 0,4.d.b.0,9\frac{fc_{28}}{\gamma_b} = 0,4\times 33\times 0,9\frac{2,5}{1,5}\times 25$ =495KN.

$T_{u\max}$ = 70,06 KN < 495 KN $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Sur l'acier : (BAEL 91/Art A.5.1,312)

On doit vérifiée que :

$$A_{st\ adopté} \rangle A_{st\ \min\ à\ ancrer}$$

$$A_{st\ adopté} = 4,62\,cm^2 \rangle A_{st\ \min\ à\ ancrer} = 3,24\,cm^2$$

Condition vérifiée.

- **Condition de l'effort tranchant** :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \frac{Vu}{b\cdot d} \leq Min\left(\frac{0.2\cdot fc_{28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\,Mpa\right)$$

$$\Rightarrow \frac{70,06x10}{25x33} \leq \frac{0.2\cdot 25}{1.5}$$

$\Rightarrow$ 0.84MPa $\leq$ 3,33MPa $\rightarrow$ *Condition* Vérifiée.

- **Ancrage des barres :**

$$l_S = \frac{\Phi}{4}.\frac{fe}{\tau_{Se}}$$

Avec : $\tau_{Se} = 0,6.\Psi_S^{\ 2}.ft_{28} = 0,6(1,5)^2x2,\ 1 = 2,835$ MPa

$$l_S = \frac{400\times 1,2}{4\times 2,835} \qquad \Rightarrow l_S = 42,32cm$$

Pour des raisons pratiques il n'est nécessaire d'adopter un crochet normale ,d'après le BAEL 91 ;la longueur nécessaire pour les aciers HA est de 0.4Ls .

0.4Ls=0.4x42.32=16.93 cm ⟶ On prend 17 cm.

III.B.5. Les armatures transversales (BAEL 91, modifié/ Art.A.7.22 ,CBA93) :

- **Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10}\right)$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Rightarrow \quad \Phi \leq \min (1 ; 1,2 ; 2,5) \text{ cm.}$$

$\Phi \leq 10$ mm $\Rightarrow$ $\Phi = 8$ mm

On prend un cadre et un étrier en **HA8**.

III.B.6 Vérification selon le RPA 99 : (Art. A.7.5.2.2 , CBA93**)**

- **L'espacement des armatures transversales :**

  - En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30cm\right) = \min\left(\frac{35}{4} ; 12x1,2 ; 30\right) = \min \{8, 75; 14,4; 30\} \text{ cm.}$$

St $\leq$ 3, 39 cm $\Rightarrow$ St = 8 cm.

  - En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

Soit : St = 15 cm.

III.B.7 .Les différents calculs à l'ELS :

- **Les efforts internes :**

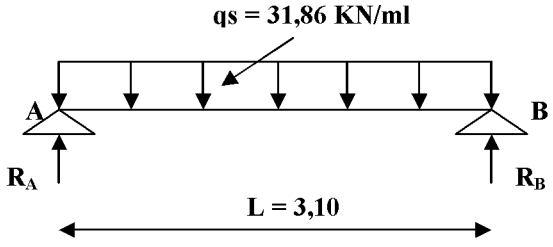


Fig. III.B.4. Schéma statique.

a)Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{31,86 \times 3,10}{2}$$

$R_A = R_B$ =49,38 KN.

b)L'effort tranchant :

T = $R_A = R_B$ = 49,38 KN.

c)Le moment fléchissant :

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{31{,}86 \times 3{,}10^2}{8} \Rightarrow \quad M_0 = M_{max} = 38{,}27\text{KN.m.}$$

Correction des moments :

Aux appuis : $M_{as} = -0{,}3M_0 = -0{,}3x38{,}27 = -11{,}48$ KN.m.

En travée : $M_{ts} = 0{,}85M_0 = 0{,}85x38{,}27 = 32{,}52$ KN.m.

d)Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

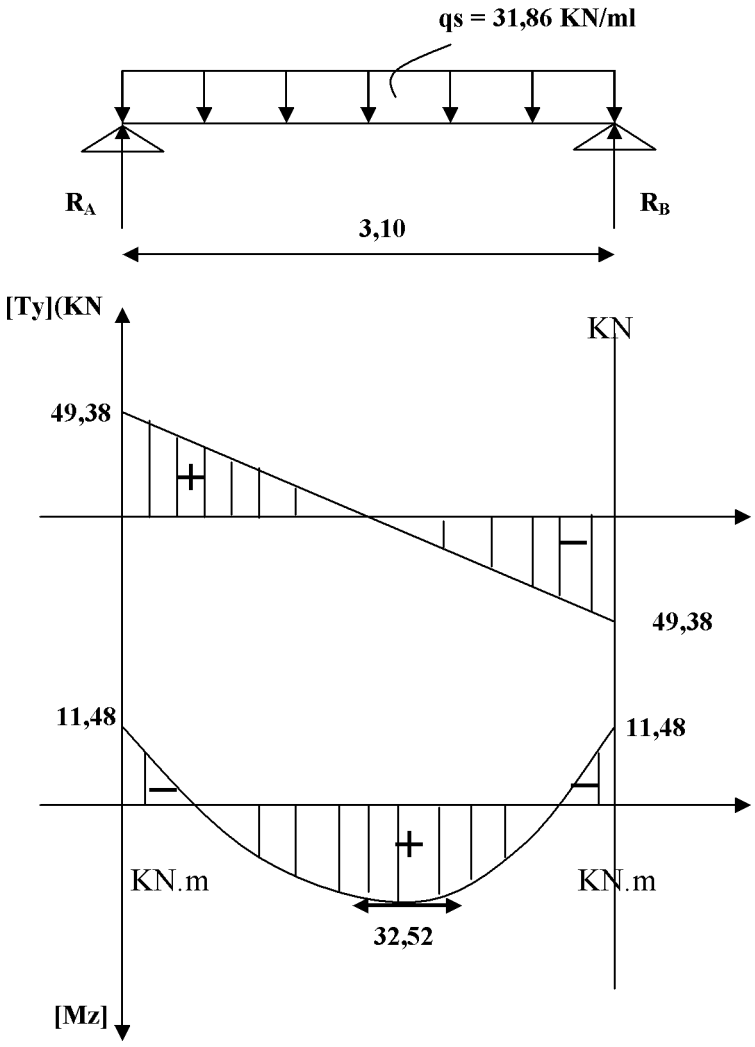


Fig. III.B.5. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

III.B.8 .Les différentes vérifications à l'ELS :

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

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times fc_{28} = 15MPa.$

➢ **En travée :** Mt^{ser} = 32,52 KN.m

$$\rho_1 = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 4{,}62}{25 \times 33} = 0{,}56.$$

$\rho_1 = 0{,}56 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}888$; $K_1 = 29{,}64$.

$$\sigma_s = \frac{Mt^{ser}}{Ast \times \beta_1 \times d} = \frac{32{,}52 \times 10^3}{4{,}62 \times 0{,}888 \times 33} = 240{,}20MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{240{,}20}{29{,}64} = 8{,}10MPa \langle \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➢ **Aux appuis :** Ma^{ser} = 11,48 MPa

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{b \times d} = \frac{100 \times 3{,}39}{25 \times 33} = 0{,}41$$

$\rho_1 = 0{,}41 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}9015$; $K_1 = 35{,}76$.

$$\sigma_s = \frac{Ma^{ser}}{Aa \times \beta_1 \times d} = \frac{11{,}48 \times 10^3}{3{,}39 \times 0{,}9015 \times 33} = 113{,}83MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{113{,}83}{35{,}76} = 3{,}18MPa \langle \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0{,}112 \geq 0{,}063 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Condition Vérifiée$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0{,}085 \geq 0{,}084 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Condition Vérifiée$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{33 \times 25} = 0{,}0041 \leq 0{,}011 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Condition Vérifiée$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées a l' ELU sont suffisantes .

Conclusion

Le ferraillage de la poutre palière est comme suit :

- Appuis :3**HA12**(3.39cm^2)
- Travée :**3HA14**(3.39 cm^2)
- Cadre et étriers de **HA8**

III. B.9. Plan de ferraillage de la poutre palière :

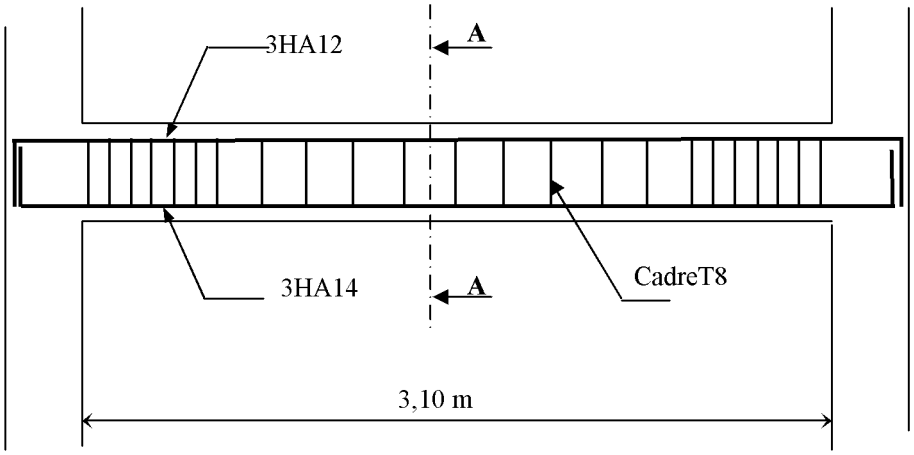
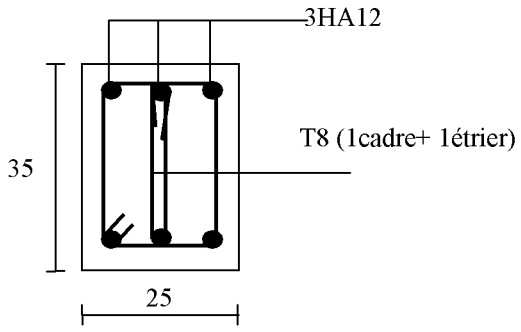


Fig III-17 : Ferraillage de la poutre palière



Coupe A-A

III.4. Etude de la salle machine :

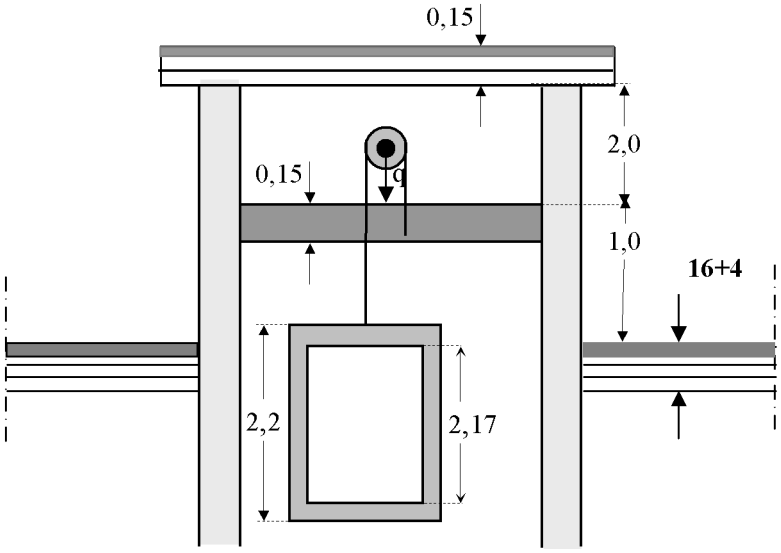
➢ Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1{,}40 \times 1{,}35 = 1{,}89 m^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.



➢ Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{155}{30} = 5{,}17\,\text{cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm

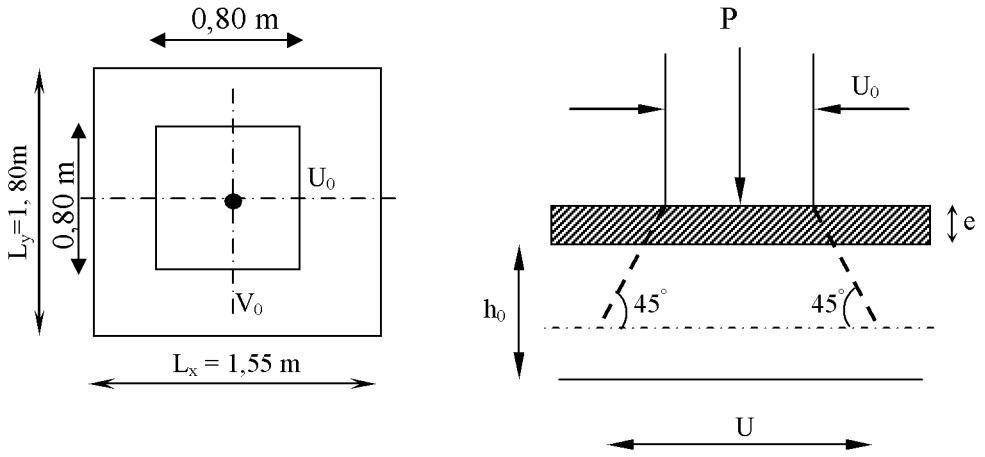


Fig. III.4.1. : Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105cm$

$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105cm$

Pour le calcul de la dalle, premièrement on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour, dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastrements sur les appuis de rive.

Les cotes U_0 et V_0sont supposés parallèles respectivement à Lx et Ly tel que .

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{155}{180} = 0.86$$

$0,4 \le \rho_x = 0,86 \le 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

III-4.1. <u>Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage</u> :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD.**

a) Les moments dus au système de M_x M_y :

$$M_x = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$
$$M_y = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν **:** Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\begin{cases} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{155}{180} = 0,86 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{155} = 0,70 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{180} = 0,60 \end{cases}$$

D'où $M_1 = 0,077$, $M_2 = 0,062$ (Tableau de PIGEAUD)

À L'ELU :

$v = 0$

$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 1,35G$

$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5KN$

$$\begin{cases} M_{x1} = Pu\left(M_1 + vM_2\right) \\ M_{y1} = Pu\left(vM_1 + M_2\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 121,5 \times 0,077 = 9,356KN.m \\ M_{y1} = 121,5 \times 0,062 = 7,533KN.m \end{cases}$$

III.4.2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2{}_x$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{155}{180} = 0.86$$

$0,4 \le \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \le 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

$\mu_x = 0,0498 \quad \mu_y = 0,693$

$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q$

$q_u = 1,35 \times (25 \times 0,15) + 1,5 \times 1$

$q_u = 6,56 KN/m^2$

$M_{x2} = 0,0498 \times 6,56 \times (1,55)^2 = 0,785 KN.m$

$M_{y2} = 0,693 \times 0,785 = 0,544 KN.m$

- **Superposition des moments :**

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,356 + 0,785 = 10,141 KN.ml$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,533 + 0,544 = 8,077 KN.ml$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles

III.4.3. Ferraillage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Sens x-x :

- **Aux appuis :**

$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10.141 = 3,042 KN.m$

$h_t - 2 = 15 - 2 = 13 cm$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,042 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_R = 0,392$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu_b = 0,013 \xrightarrow{tableau} \beta = 0,994$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma st} = \frac{3,331 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,676 cm^2$$

Soit : $5HA12 = 5,65 cm^2$

S_t=20cm

- **En travée :**

$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 10,141 = 8,620 KN.m$

$$\mu_b = \frac{8,620 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_R = 0,392 cm$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée :

$\mu_b = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$

$$A_t = \frac{8,620 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,940 cm^2$$

Soit : $5HA12 = 5{,}65cm^2$

S_t=20cm

Sens y-y :

- **En travée :**

$M_t = 0{,}85M_Y = 0{,}85 \times 8{,}077 = 6{,}865KN.m$

$$\mu_b = \frac{6{,}865 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}028 < \mu_R = 0{,}392cm$$

$\Rightarrow$La section *est* simplement armée :

$\mu_b = 0{,}028 \rightarrow \beta = 0{,}986$

$$A_t = \frac{6{,}865 \times 10^3}{0{,}986 \times 13 \times 348} = 1{,}54cm^2$$

Soit : $5HA12 = 5{,}65cm^2$

S_t=20cm

- **Aux appuis :**

$M_a = 0{,}3 \times M_y = 0{,}3 \times 8{,}077 = 2{,}423KN.m$

$h_t - 2 = 15 - 2 = 13cm$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2{,}423 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}010 < \mu_R = 0{,}392$$

$\Rightarrow$La section est simplement armée.

$\mu_b = 0{,}010 \xrightarrow{tableau} \beta = 0{,}995$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma st} = \frac{2{,}423 \times 10^3}{0{,}995 \times 13 \times 348} = 0{,}538cm^2$$

Soit : $5HA12 = 5{,}65cm^2$

S_t=20cm

III.4.4.Résumé des résultats :

zone	sens	Mu (KN. m)	µ	ß	A (cm^2)	A Adop-tée
Sur appuis	**x-x**	3,042	0,013	0,994	5,65	5HA12
	y-y	2,423	0,010	0,995	5,65	5HA12
En travée	**x-x**	8,620	0,036	0,982	5,65	5HA12
	y-y	6,865	0,028	0,986	5,65	5HA12

III.4.5. Vérifications à l'état limite ultime :

A) Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principale :**

  $St \leq \min\{2.h;25cm\}$

  $St = 20cm < \min\{30cm, 25cm\}$ **…….Condition vérifiée.**

- **Direction secondaire** :

  $St < \min\{3.h;33cm\}$

  $St = 20cm < \min\{45cm, 33cm\}$…… **Condition vérifiée.**

B) Diamètre maximal des barres :

$\varphi_{MAX} \leq h/10 = 150/10 = 15mm.$

$\varphi_{MAX} = 12mm \leq 15$ mm…….**.** …**Condition vérifiée.**

C) Condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0{,}8‰$

- **Direction principale :**

$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3\text{-}0.86)/2 = 0.000856.$

$A_{min} = W_X \times b \times h = 0.000856 \times 100 \times 15 =$ **1,284cm² < 3.14cm²**

$A_{min} < A_x^t$**…….. Condition vérifiée.**

- **Direction secondaire :**

$W_X = \frac{Ay}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3\text{-}0.86)/2 = 0.000856.$

$A_y \geq 0{,}8‰ \times 100 \times 15 = 1.2cm^2$

$A_{min} < A_y^t$ **…….Condition vérifiée.**

D) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3\times(V)} = \frac{121.5}{3\times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2\times(U+V)} = \frac{121.5}{2\times(1,05+1,05)} = 28,92\text{KN.}$$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \dfrac{38,57\times10^3}{1000\times135} = 0.286\,\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = 0.07\times\dfrac{25}{1.5} = 1.16\ \text{MPa} \end{array}\right\} \rightarrow \tau_u = 0.286\text{MPa} < 1.16\ \text{MPa}$$

τ_u < 1.16 MPa…..... Condition vérifiée.

E) Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferraillage horizontal :

$$\mathbf{Qu \le 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}}$$

Q u : charge de calcul à l'ELU.
h : épaisseur total de la dalle.
U $_c$ =2× (U+V)=4.2m : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$q_u \le \frac{0,045\times\mu_c\times h\times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$q_u \le \frac{0,045\times4,2\times0,15\times25\times10^3}{1,5} = 472.5KN$$

$$q_u = 1,35\times90 = 121,5KN \le 472,5KN \Rightarrow$$ (Condition vérifiée).

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.4.6.Vérification à l'état limite de service :

A)Evaluation des moments M_{X1} et M_{Y1} :

$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$

$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$

À l'ELS :

$q_s = P = 90\ KN$; $\nu = 0.2$

$M_{x1} = 90\ (0.077 + 0.2 \times 0.062) \Longrightarrow M_{x1} = 8{,}046 KN.\ m$

$M_{y1} = 90\ (0.062 + 0.2 \times 0.077) \Longrightarrow M_{y1} = 6{,}966\ KN.\ M$

B) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$q_s = G + Q = 3,\ 75 + 0 = 3,\ 75\ KN/ml$

$$\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0498 \\ \mu_y = 0.693 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0498 \times 3{,}75 \times (1{,}55)^2 = 0{,}449 KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.693 \times 0.449 = 0.311 KN.m$$

C) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8{,}046 + 0.449 = 8{,}495\ KN.m$$
$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6{,}966 + 0.311 = 7{,}277\ KN.m$$

Remarque:

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

- **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8{,}620 = 8{,}02\ KN.m$$
$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6{,}865 = 6{,}35 KN.m$$

- **En appuis** :

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 3{,}042 = 0{,}913\ KN.m$$
$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 2{,}423 = 0{,}727\ KN.m$$

III-4.7. Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad Avec: \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X :

- **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,042}{0,913} = 3,332$$

$$\mu_u = 0,013 \rightarrow \alpha = 0,0164$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{3,332-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,416 > \alpha = 0,0164 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{8.620}{7.327} = 1,18$$

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 > \alpha = 0,0459 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

- **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{6.865}{5.835} = 1.18$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,034 > \alpha = 0,0355 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,423}{0.727} = 3,333$$

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=\frac{3{,}333-1}{2}+\frac{25}{100}=1.416>\alpha=0{,}0126 \Rightarrow \text{Condition vérifi}$$

III-4.8. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de la flèche :**

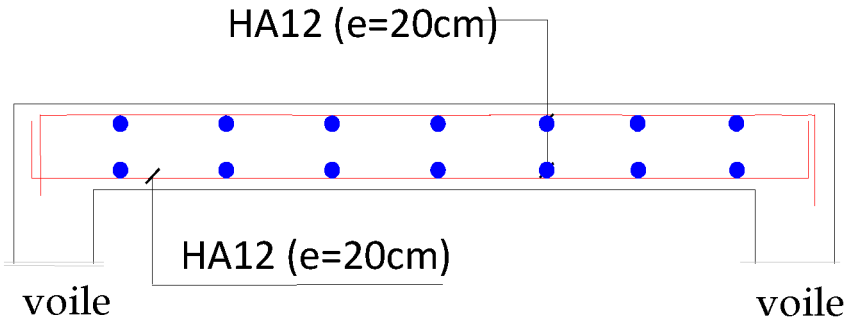
Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20Mx} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

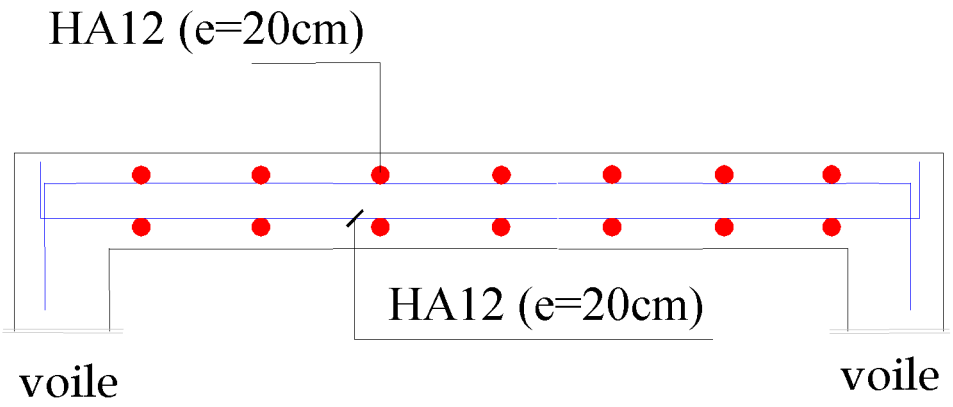
$$\frac{ht}{lx}=\frac{15}{155}=0.09 \geq \frac{10.141}{20\times 8.495}=0.060 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{condition vérifieè}$$

$$\frac{Ax}{b\times b}=\frac{5.65}{100\times 13}=0.0043 \leq \frac{2}{400}=0.005 \quad \ldots\ldots \text{condition vèrifieè}$$

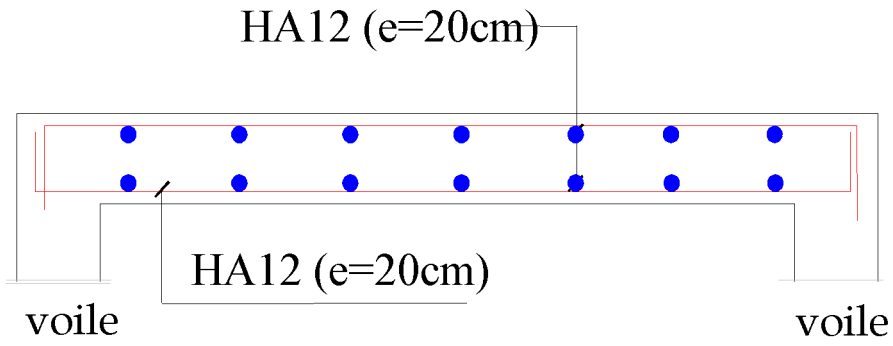
Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.



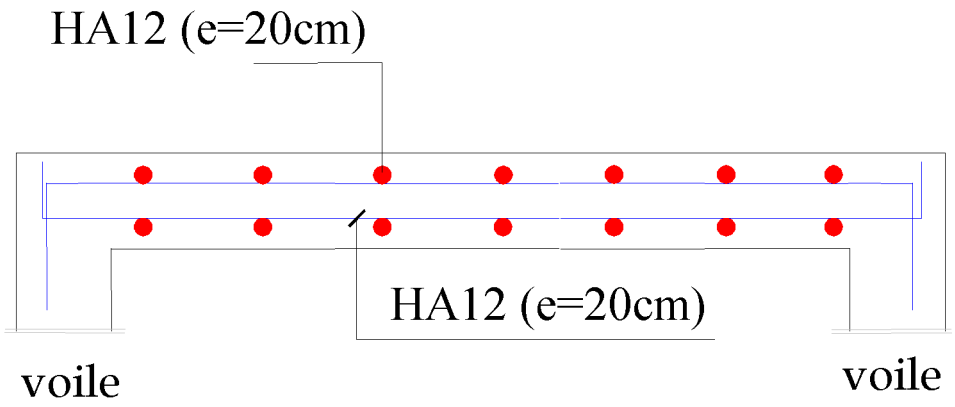
Sens xx



Sens YY



Sens xx



Sens YY

III-5) Etude de la poutre de chainage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

1) Prédimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **La hauteur h_t :**

$$\mathbf{L / 15 \leq ht \leq L / 10}$$

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La largeur b :**

$$\mathbf{0,4\ ht \leq b \leq 0,7\ ht}$$

h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

$$\frac{L}{15} = \frac{340}{15} = 22{,}66cm \; et \; \frac{L}{10} = \frac{340}{10} = 34cm$$

Ce qui donne $20{,}66 \leq ht \leq 34$

On prend ht = 30cm

Par conséquent la largeur b sera :

0, 4 ht =12 cm

0, 7 ht =21 cm

On prend b = 25cm.

2)Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1).

$$\left.\begin{array}{l} b = 25cm \geq 20cm \\ ht = 30cm \geq 30cm \\ \dfrac{h_t}{b} = \dfrac{30}{25} = 1{,}2 \leq 4 \end{array}\right\} \textbf{ Conditions vérifies}$$

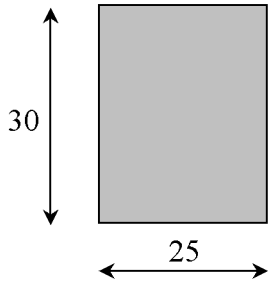


Fig. II-3 : Dimensions de la poutre chainage

REMARQUE :

- On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifie2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est (25x 30) cm^2

2) Evaluation des charges et surcharges :

❖ **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre : 0,25 x 0,3 x 25 =1,875 KN/ml
- Poids du mur (double cloison) : (3,06-0,3) x 2,36= 6,51 KN/ml
- Poids du plancher : (5,06 x0, 65/2) =1,644 KN/ml

G_T =10,02 KN/ml.

❖ **La surcharge d'exploitation :**

Q=1,5 x (0,65/2) =0,487 KN/ml.

3) Combinaisons de charges :

- **ELU :** q_u = 1,3 G + 1,5q= 1,35 x 10,02+1,5 x0, 487=14 ,25 KN/ml.
- **ELS :** q_s = G + Q= 10,02 +0,487=10 ,50 KN/ml.

4) Etude de la poutre a l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

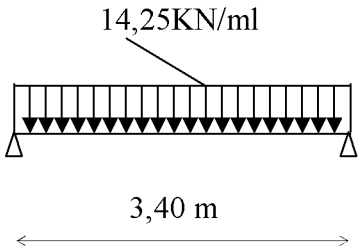


Fig III-8-1 : Schéma statique de calcul à L'ELU.

a) Calcul des efforts :

- **Calcul des moments :**

afin de tenir compte des semi-encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

En travée :

M_t = 0, 85 x14, 25 x (3, 4^2/8) = 17,50KN.m

Aux appuis :

M_a = -0, 30 x14, 25 x (3, 4^2/8) = -6,17KN.m

- **Calcul des réactions d'appuis:**

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 14,25 \times \frac{3,40}{2} = 24,22KN$$

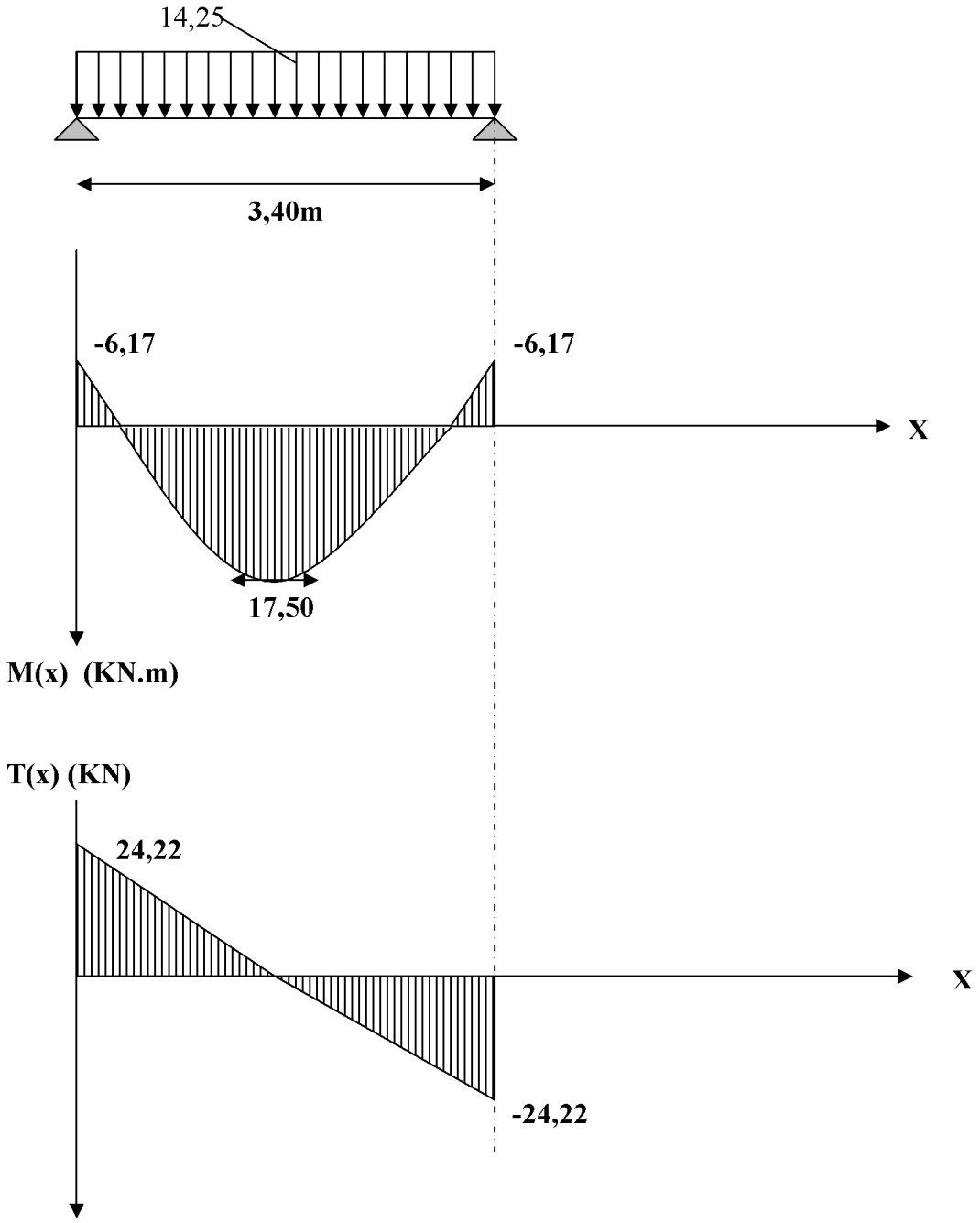


Fig III-8-2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

b) Calcul des armatures longitudinales :

- **Entravée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{17{,}50 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14{,}2} = 0{,}062$$

$\mu < \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$\mu = 0{,}062 \Rightarrow \quad \beta = 0{,}968$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{17{,}50 \times 10^3}{0{,}968 \times 28 \times 348} = 1{,}85 cm^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA12 = 3,39cm²

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{6{,}17 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14{,}2} = 0{,}022$$

$\mu < \mu_R = 0{,}392 \quad \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0{,}022 \Rightarrow \quad \beta = 0{,}989$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{6{,}17 \times 10^3}{0{,}989 \times 28 \times 348} = 0{,}64 cm^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA10 = 2,36cm²

5) Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)

❖ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2.1, BAEL91) **:**

$$A_{\min} = 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0{,}23 \times 25 \times 28 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}84 cm^2$$

$A_{\min} = 0{,}84 cm^2$

$A_{\min} = 0{,}84 cm^2 \quad < \left(A_t = 3{,}39 cm^2, A_a = 2{,}36 cm^2\right) \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

❖ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{24{,}22}{0{,}25 \times 0{,}28} = 346KN/m^2 346{,}57x10^{-3} = 0{,}346MPA$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15}{\gamma_b} f_{t28}, 4MPa\right\} = \min\{2{,}5; 4MPA\} = 2{,}5MPA$$ (Pour la fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = 0{,}346MPa < \overline{\tau}_u = 2{,}5MPa \quad \Rightarrow$$ Pas de risque de cisaillement.

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):**

1) dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :

$$T_u \le 0{,}4 \times b \times 0{,}9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 24{,}22KN \le 0{,}4 \times 25 \times 0{,}9 \times 28 \frac{2{,}5}{1{,}5} = 420KN \longrightarrow$$ (Condition vérifiée)

2)Sur les aciers :(BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321)

$$A_a = 2{,}36cm^2 \ge \frac{1{,}15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u}{0{,}9d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(24{,}22 + \frac{-6{,}17}{0{,}9 \times 0{,}28}\right) = -0{,}00075cm^2 \le 0$$

$\longrightarrow$ (Condition vérifiée)

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

❖ **Vérification à l'entrainement des barres(BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) :**

$$\sum Ui = n \times \prod \Phi = 3 \times 3{,}14 \times 10 = 94{,}2$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s = 1{,}5 pour(HA)$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{24{,}22x10^3}{0{,}9 \times 280 \times 94{,}20} = 1{,}02MPa$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1{,}5x2{,}1) = 3{,}15\,MPa$$

$$\tau_{se} = 1{,}15MPa < \overline{\tau}_{se} = 3{,}15\,MPa \longrightarrow$$ (Condition vérifiée)

❖ **Calcul des ancrages des barres (BAEL 91modifié 99 Art A.6.1, 21)**

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

$$L_s = \frac{f_e}{4\overline{\tau_s}}\phi = 35{,}27 \times 1 = 31{,}74 cm$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$Lc = 0{,}4 \times 31{,}74 = 12{,}69 cm$$

Soit : $L_c = 15 cm$

❖ **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right\}$$

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{30}{35} = 0{,}857; \frac{25}{10} = 2{,}5; 1{,}2\right\} = 0{,}857\, cm$$

Soit :

$\phi_t = 8mm \leq 8{,}57mm.$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; 4HA8=2 ,01cm²Donc(At=2,01)

Selon le (BAEL91 modifié 99Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0{,}9d; 40cm) = \min(0{,}9 \times 28; 40cm) = \min(25{,}20; 40) = 25{,}20cm$$

Soit : $s_t = 25cm$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0{,}40MPa \Rightarrow \frac{2{,}01 \times 400}{25 \times 25} = 1{,}28MPa > 0{,}40MPa \Rightarrow condition\ \ vérifiée$$

❖ **Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :**

- **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi_t) = \min(7{,}5\ ; 12)$$

Soit S_t = 7cm

- **En zone courante (travée) :**

$$st \leq \frac{h}{2} = 15cm$$

Soit S_t =15cm

- **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$At \geq A\min = 0{,}003 \times S_t \times b$

Amin= 0,003 x 15 x 25 =1,125 cm²

A_t=2,01≥A_{min}=1,125 cm² → (condition vérifiée)

6) Vérification à l'ELS :

- **Calcul à l'ELS :**

q_s=10,50 KN/m

❖ **Calcul des efforts :**

a) Réaction aux appuis :

$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10{,}50x\frac{3{,}40}{2} = 17{,}85KN$

b) Les moments

$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10{,}50 \times \frac{3{,}40^2}{8} = 15{,}17KN.m$

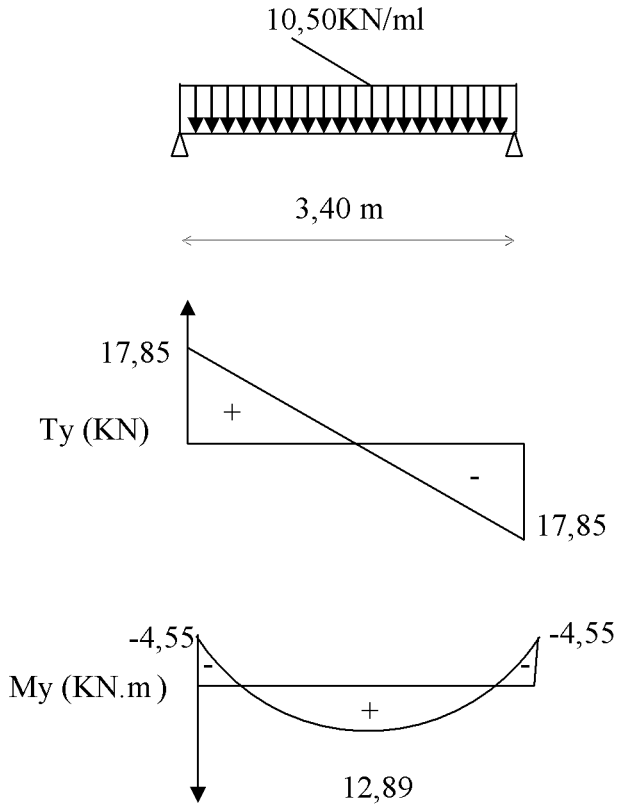
En tenant compte de semi encastrement :

- **Aux appuis :**

M_a =-0,3x15,17= -4,55KN.m

- **En travée** :

M_t =0,85x15,17= 12,89KN.m



Figlll-8-3 diagramme des efforts interne à l'ELS.

1) vérification de la résistance du béton à la compression :

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)

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

$\sigma_{bc} = K\sigma_s$; $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28}$

- **Aux appuis :**

Ma = -4,55 KN.m et Aa=2,36 cm²

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = 0,337$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,9095 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{Ms_a}{\beta_1 \times d \times Aa} = \frac{4,55 \times 10^6}{0,9095 \times 280 \times 236} = 75,70MPa$$

$\sigma_b = K\ \sigma_s = 0,025 \text{ x } 92,68 = 2,31 < 15$ MPa ⟶ (Condition vérifiée).

- **En travée :**

$M_s = 12,89$ KN.m

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,528$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,895 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,031$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times At} = \frac{12,89 \times 10^6}{0,8949 \times 280 \times 339} = 151,74\ MPa$$

$\overline{\sigma_b} = 0,6\ f_{c28} = 0,6 \text{x } 25 = 15$ MPa.

$\sigma_b = K\ \sigma_s = 0,031 \text{x } 151,74 = 4,70 < 15$ MPa. ⟶ (Condition vérifiée).

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \le \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63MPa$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 151,74MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201,63MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_e}{10M_0} \\ \dfrac{A_t}{b \times d} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{340} = 0{,}117 > \frac{1}{16} = 0{,}062 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0{,}117 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12{,}89}{10 \times 15{,}17} = 0{,}084 \ldots\ldots\ldots\ldots\text{ condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3{,}39}{25 \times 28} = 0{,}0048 < \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}0105 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{condition vérifiée.}$$

Une des ces conditions n'est pas vérifiées, Le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{3400}{500} = 6{,}8mm$$

Avec :

$\overline{f}$: La flèche admissible

E_v : module de déformation différée

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10819MPa$

I_{fv} : inertie fictive pour les charges de longue durée

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravite de la section.

$$I_0 = \frac{b\,(v_1^3 - v_2^3)}{3} + 15 \times A_t (v_2 - c)^2$$

Avec : $v_1 = \dfrac{S_{/x'x}}{B_0} \rightarrow v_2 = h - v_1$

$S/_{x'x}$: moment statique par apport a l'axe $_{x'x}$

$$S_{x'x} = \frac{b.h^2}{2} + 15Ad = \frac{25\times 30^2}{2} + 15\times 3,39\times 28 = 12673,8 \text{ cm}^3$$

$S_{x'x} = 12673,8 \text{ cm}^3$

B_0 : la section homogène

$B_0 = bh + nA$

$B_0 = 25\times 30 + 15\times 3,39 = 800,85$ cm

$$v_1 = \frac{12673,8}{800,85} = 15,82cm \rightarrow v_2 = 30 - 15,82 = 14,17cm$$

D'où

$$I_0 = \frac{25\ (15,82^3 + 14,17^3)}{3} + 15\times(14,17 - 2)^2 \times 3,39 = 64235,40cm^4$$

$I_0 = 64235,40 \text{ cm}^4$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b_0.d} = \frac{3,39}{25.28} = 0,0048 \rightarrow \beta_1 = 0,8949$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{d.A_t.\beta_1} = \frac{15,79x10^3}{0,8979x28x3,39} = 185,88 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12\times 8} = 0,0048$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,02\times 2,1}{(2 + \frac{3\times 25}{25})\times 0,0048} = 1,75$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\times\sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = \max\{0,35; 0\} = 0,35$$

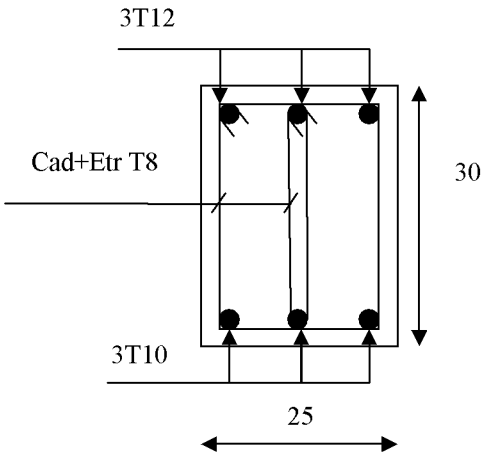
$$I_{fv} = \frac{1,1\times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1\times 64235.40}{1 + 1,75\times 0.35} = 43819,49cm^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{ser}\times L^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$f = \frac{12,89 \times 10^6 \times 3400^2}{10 \times 10818,86 \times 43819,49x10^4} = 3,143mm$$

$f = 0,3143cm < \overline{f} = 0,68cm \Rightarrow$ Condition vérifiée



Ferraillage de la poutre de chainage

chapitre IV

Etude de contreventement

Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le Contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux, destinés à assurer la stabilité de la structure sous n'importe quelles sollicitations (séisme, vent, charges verticales).

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinale et transversale. Ce la nous amène alors à déterminer le % de l'effort sismique que reprend chaque élément (portique et voile), afin de définir le type de contreventement.

IV .1) Caractéristiques géométriques des portiques :

VI.1.1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux :

*poteau $K_{pot} = I_{pot}/hc$

*poutre $K_{Pr} = I_{pr}/lc$

Avec : I_{pot} : Inertie de poteau considérée.

I_{pr} : Inertie de la poutre considérée.

h_c, l_c : Longueur de calcule des barres.

poteau $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} c_p \leq h_0$

poutre $l_c = \bar{l} + \frac{1}{2} h_p \leq l_0$

$\bar{l}$: Longueur entre nus des appuis.

$\bar{h}$: hauteur entre nus des appuis.

c_p: hauteur de poteau.

h_p : Hauteur de poutre.

l_0 : Longueur entre axe des poteaux.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

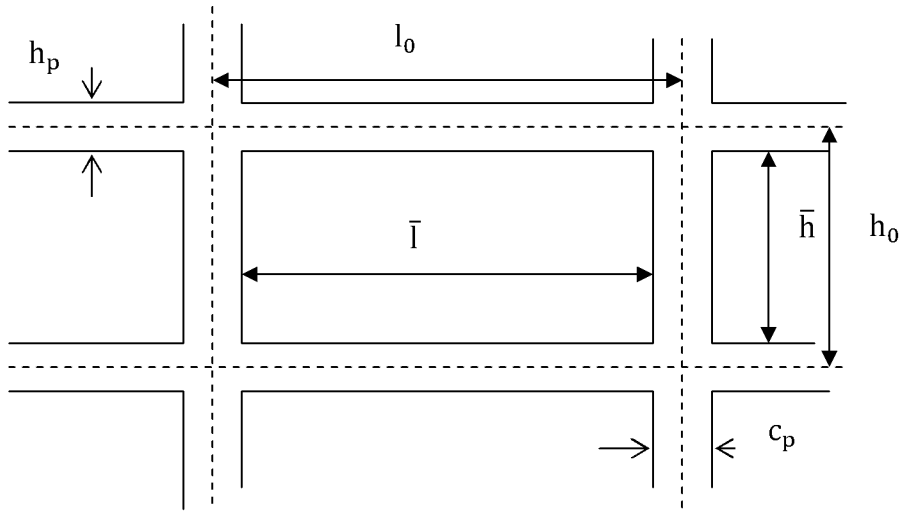
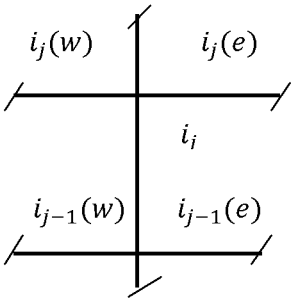


Figure IV.1 : Identification des paramètres

IV.1.2) calcule des coefficients correcteur « aj » :

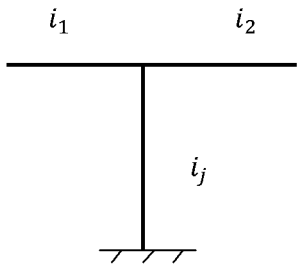
Les coefficients aj sont donnés par MUTO en fonction de la position du poteau et de son inertie.

a)



$$a_j = \frac{\bar{K}J}{2+\bar{K}J} \text{ Avec } \bar{K}J = \frac{\sum i_{poutre}}{2ij_{poteau}}$$

b)



$$a_j = \frac{0{,}5+\bar{K}J}{2+\bar{K}J} \text{ Avec } \bar{K}J = \frac{i_1+i_2}{ij_{poteau}}$$

IV.1.3) calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deus sens :

-niveau courant : $rj = aj.k_p.\frac{12E}{h_c^2}$

-niveau RDC : poteau encastré à sa base: $rj = aj.k_p.\frac{12E}{h_c^2}$

Poteau articulé à sa base $rj = aj.k_p.\frac{3E}{h_c^2}$

E : module de déformation du béton. Pour un ciment CPJ42.5 dosé à 350 Kg/m3 et pour des Charges de courte durée d'application on a E=3,216 x 105 daN/cm².

IV.1.4) Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens :

$$Rj = \frac{12E}{h_c^2}.\sum aj.Kp$$

Les résultats de calcul obtenus par les différentes formules sont donnés dans les tableaux Ci après.

❖**Calcule des rigidités linéaires :**

Les rigidités linéaire des poutres « sens transversal »						
Niv	**Travée**	**$\bar{I}$ (cm)**	**hp(cm)**	**Lc(cm)**	**Ipout(cm^4)**	**Kpout(cm^3)**
8,7,6	1-2	310,00	30,00	327,50	107187,5	327,29
	2-3	310,00		327,50		327,29
	3-4	310,00		327,50		327,29
	4-5	310,00		327,50		327,29
5,4, 3	1-2	310,00	35,00	327,50	107187,5	327,29
	2-3	310,00		327,50		327,29
	3-4	310,00		327,50		327,29
	4-5	310,00		327,50		327,29
S/SOL,1,2	1-2	310,00	40,00	327,50	107187,5	327,29
	2-3	310,00		327,50		327,29
	3-4	310,00		327,50		327,29
	4-5	310,00		327,50		327,29
RDC	1-2	310,00	40,00	327,50	107187,5	327,29
	2-3	310,00		327,50		327,29
	3-4	310,00		327,50		327,29
	4-5	310,00		327,50		327,29

Tableau IV.1 : Donnant les rigidités linéaire des poutres sens transversal.

Les rigidités linéaire des poutres « sens longitudinal »						
Niv	**Travée**	**$\bar{I}$ (cm)**	**hp(cm)**	**Lc(cm)**	**Ipout(cm^4)**	**Kpout(cm^3)**
8,7,6	A-B	310,00	35,00	327,50	107187,5	327,29
	B-C	310,00		327,50		327,29
	C-D	310,00		327,50		327,29
	D-E	310,00		327,50		327,29
	E-F	310,00		327,50		327,29
5, 3,4	A-B	310,00	35,00	327,50	107187,5	327,29
	B-C	310,00		327,50		327,29
	C-D	310,00		327,50		327,29
	D-E	310,00		327,50		327,29
	E-F	310,00		327,50		327,29
S/SOL,1,2	A-B	310,00	35,00	327,50	107187,5	327,29
	B-C	310,00		327,50		327,29
	C-D	310,00		327,50		327,29
	D-E	310,00		327,50		327,29
	E-F	310,00		327,50		327,29
RDC	A-B	310,00	35,00	327,50	107187,5	327,29
	B-C	310,00		327,50		327,29
	C-D	310,00		327,50		327,29
	D-E	310,00		327,50		327,29
	E-F	310,00		327,50		327,29

Tableau IV.2 : Donnant les rigidités linéaire des poutres sens longitudinal.

Les rigidités linéaire des poteaux « sens transversal »						
Niv	**poteau**	**$\bar{h}$ (cm)**	**cp(cm)**	**hc(cm)**	**Ipot(cm^4)**	**Kpot(cm^3)**
8,7,6	1	271.00	30.00	306,00	67500,00	220,58
	2					
	3					
	4					
	5					
5,4,3	1	271.00	35.00	306,00	125052,08	408,66
	2					
	3					
	4					
	5					
s/sol ,1,2	1	271.00	40.00	306,00	213333,33	697,16
	2					
	3					
	4					
	5					
RDC	1	289.00	40.00	324,00	213333,33	658,43
	2					
	3					
	4					
	5					

Tableau IV.3 : Donnant les rigidités linéaire des poteaux sens transversal.

Les rigidités linéaire des poteaux « sens longitudinal »						
Niv	**poteau**	**$\bar{h}$ (cm)**	**cp(cm)**	**hc(cm)**	**Ipot(cm^4)**	**Kpot(cm^3)**
8,7,6	1	271.00	30.00	306,00	67500,00	220,58
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
5,4,3	1	271.00	35.00	306,00	125052,08	408,66
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
S /SOL,1,2	1	271.00	40.00	306,00	213333,33	697,16
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
RDC	1	289.00	40.00	324,00	213333,33	658,43
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					

Tableau IV.4 : Donnant les rigidités linéaire des poutres sens longitudinal.

❖**Calcule des coefficients correcteurs :**

Rigidités des portiques « sens transversal »						
Niv	poteau	Kpot	$\overline{Kj}$	Ipot	aj	$Rj^{portique}$
8,7	1	220,58	1,483	67500,00	0,427	2524,84
	2		2,967		0,597	
	3		2,967		0,597	
	4		2,967		0,597	
	5		1,483		0,427	
6	1	220,58	1,483	67500,00	0,427	2524,84
	2		2,967		0,597	
	3		2,967		0,597	
	4		2,967		0,597	
	5		1,483		0,427	
4,5	1	408,66	0,800	125052,08	0,285	3363,67
	2		1,601		0,444	
	3		1,601		0,444	
	4		1,601		0,444	
	5		0,800		0,285	
3	1	408,66	0,800	125052,08	0,285	3363,67
	2		1,601		0,444	
	3		1,601		0,444	
	4		1,601		0,444	
	5		0,800		0,285	
1,2	1	697,13	0,469	213333,33	0,189	4027,5
	2		0,938		0,319	
	3		0,938		0,319	
	4		0,938		0,319	
	5		0,469		0,189	
RDC	1	658,43	0,497	213333,33	0,199	3535,32
	2		0,994		0,331	
	3		0,994		0,331	
	4		0,994		0,331	
	5		0,497		0,199	
S /SOL	1	697,13	0,469	213333,33	0,392	6790,97
	2		0,938		0,489	
	3		0,938		0,489	
	4		0,938		0,489	
	5		0,469		0,392	

Tableau IV.5 : Donnant les rigidités linéaire des portiques sens transversal.

Rigidités des portiques « sens longitudinal»						
Niv	poteau	Kpot	$\overline{Kj}$	Ipot	aj	$Rj^{portique}$
8,7	1	220,58	1,483	67500,00	0,427	2525,43
	2		2,967		0,597	
	3		2,967		0,597	
	4		2,967		0,597	
	5		2,967		0,597	
	6		1,483		0,427	
6	1	220,58	1,483	67500,00	0,427	2525,43
	2		2,967		0,597	
	3		2,967		0,597	
	4		2,967		0,597	
	5		2,967		0,597	
	6		1,483		0,427	
4,5	1	408,66	0,800	125052,08	0,285	36171,77
	2		1,601		0,444	
	3		1,601		0,444	
	4		1,601		0,444	
	5		1,601		0,444	
	6		0,800		0,285	
3	1	408,66	0,800	125052,08	0,285	36171,77
	2		1,601		0,444	
	3		1,601		0,444	
	4		1,601		0,444	
	5		1,601		0,444	
	6		0,800		0,285	
1,2	1	697,13	0,469	213333,33	0,189	4027,81
	2		0,938		0,319	
	3		0,938		0,319	
	4		0,938		0,319	
	5		0,938		0,319	
	6		0,469		0,189	
RDC	1	658,43	0,467	213333,33	0,199	3535,65
	2		0,994		0,331	
	3		0,994		0,331	
	4		0,994		0,331	
	5		0,994		0,331	
	6		0,467		0,199	

S /SOL	1	697,13	0,469	213333,33	0,392	6791,45
	2		0,938		0,489	
	3		0,938		0,489	
	4		0,938		0,489	
	5		0,938		0,489	
	6		0,469		0,392	

Tableau IV.6 : Donnant les rigidités linéaire des portiques sens longitudinal.

4.2) Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

IV.2.1 Etude des refends :

Dans notre structure on a que des refends pleins.

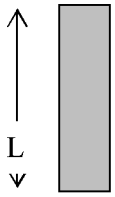
a- Calcul des inerties :

❖**refends longitudinal:**

$I_x = L.e^3/12 = 0$

$I_y = e.L^3/12.$

❖**refends transversal :**



$I_x = e.L^3/12$

$I_y = L.e^3/12 = 0$

❖ **Suivant le sens transversal :(Iy)**

❖**Suivant le sens longitudinal:(Ix)**

Tableau IV.7 : L'inertie des voiles dans le sens transversale (y-y).

Voile	L(m)	ep(m)	Iy (m^4)	N^{bre} de Voile	Iy $_{total}$
VT1,VT2 ,VT3,VT4	3,40	0,20	0,655	40	0,655x40
					26,2

Voile	L(m)	ep(m)	Ix (m^4)	N^{b} de poteau	Ix $_{total}$
VT1,VT2	3,40	0,20	0,655	20	0,655x20
					13,1

Tableau IV.8 : L'inertie des voiles dans le sens longitudinale (x-x).

IV.2.2) <u>calcul des Rigidités des voiles :</u>

❖**Dans le sens (X-X') :** $r_{vx} = \frac{12.E.Iy}{he^3}$

❖**ans le sens (Y-Y') :** $r_{vx} = \frac{12.E.Ix}{he^3}$

Avec :

He : hauteur d'étage.

Ix, Iy : inertie des voiles transversaux et longitudinaux.

❖ **Suivant le sens transversal :(Iy)**

Niv	voile	he (m)	E.10^3	Iy(cm)	Rvy
8,7,6,5,4, 3,2,1, S/SOL	VT1,VT2 ,VT3,VT4	3,06	32164.195	0 ,655	10327229,28
RDC	VT1,VT2 ,VT3,VT4	3,24	32164.195	0,655	9753494,31

Tableau IV.9 : L'rigidité des voiles dans le sens transversale (y-y).

❖**Suivant le sens longitudinal:(I_y)**

Niv	voile	he (m)	E.10^3	IX(cm)	Rvx
8,7,6,5,4, 3,2,1, S/SOL	VT1,VT2 ,VT3,VT4	3,06	32164.195	0 ,655	10327229,28
RDC	VT1,VT2 ,VT3,VT4	3,24	32164.195	0,655	9753494,31

Tableau IV.10:L'rigidité des voiles dans le sens longitudinale (x-x).

IV.3) Calcul des inerties fictives des portiques :

Pour déterminé les pourcentages d'effort repris par chaque élément de Contreventement portique et voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques. Pour cela, nous utiliserons la méthode des approximations successives.

IV.3.1) Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage **d'Albert Fuentes** « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, 0 et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refond à **1[m4],** il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

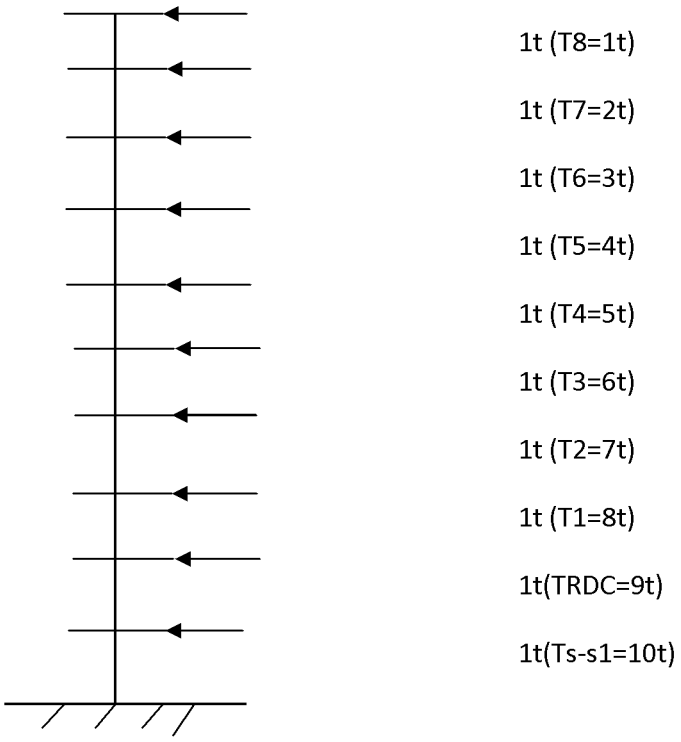


Figure IV. 2 : Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants

IV.3.2) Calcul des flèches dans les refends par la méthode du moment des aires :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie I= 1[m4], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci dessus est donnée par :

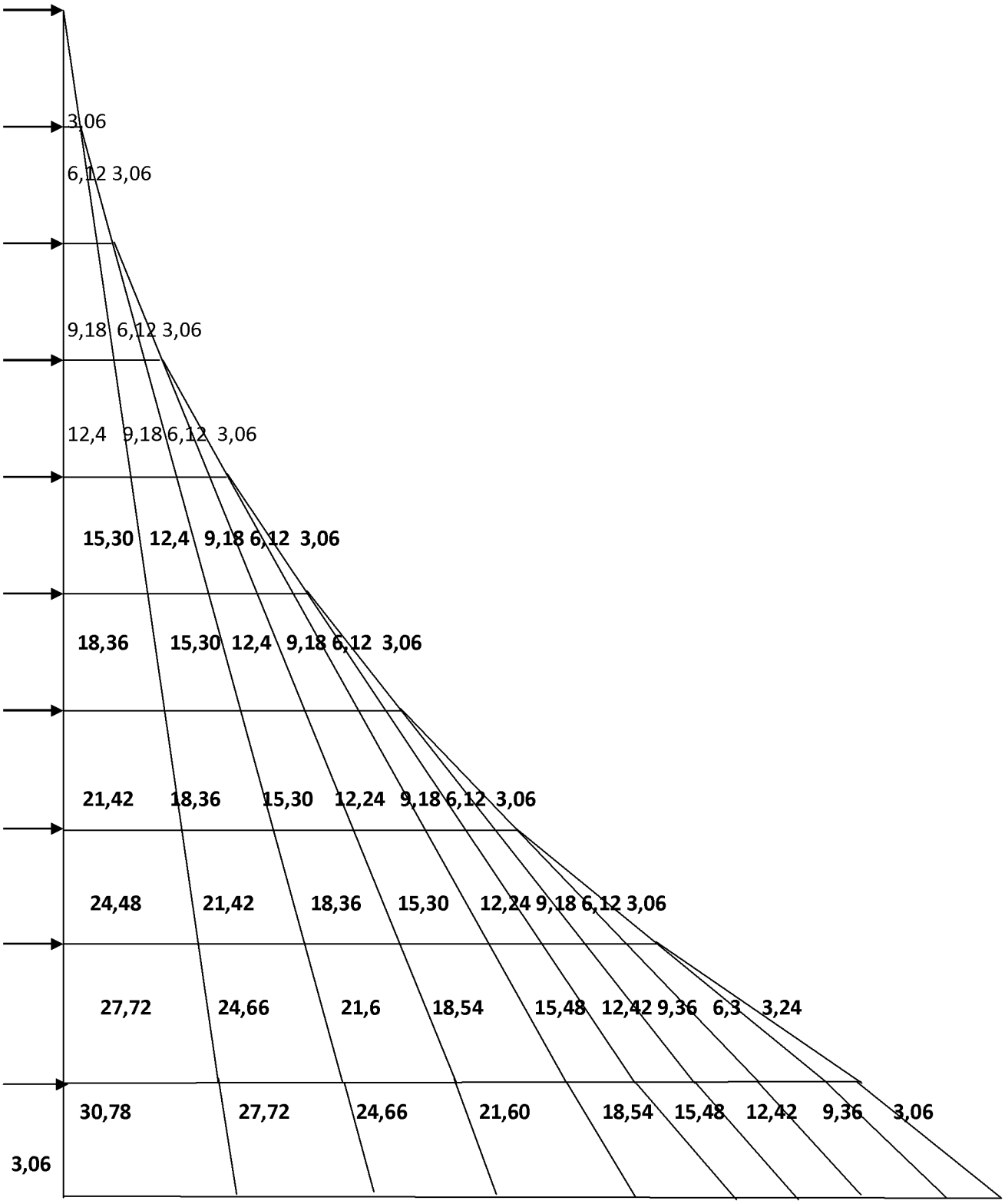


Figure IV. 3 : Diagramme des moments dans le refend considéré.

$$f_i = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

S_i:Surface du trapèze.

d_i **:** Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

b_i, b_{i+1}: Longueur horizontale du trapèze.

h:hauteur du trapèze.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}).h}{2}$$

Le centre de gravite d'un trapèze a sa petite base est :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}).h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

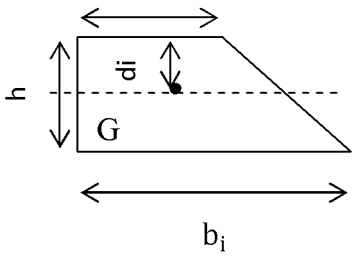


Figure IV. 4 : Diagramme des moments des aires

Calcul de $S_i x\ d_i$ pour les différents niveaux

NIV	h(m)	b_i(m)	b_{i+1}(m)	d_i(m)	S_i(m^2)	$d_{iX}S_I$(m^3)	Fi *EI
8	3,06	3,06	0,00	2,04	4,68	9,55	40766,25
7	3,06	9,18	3,06	1,78	18,57	33,05	33535,28
6	3,06	18,36	9,18	1,70	42,13	71,62	29680,12
5	3,06	30,60	18,36	1,65	74,90	123,59	24515,40
4	3,06	42,84	30,60	1,61	112,36	180,90	19346,99
3	3,06	64,26	42,84	1,63	163,86	267,09	14465,11
2	3,06	85,68	64,26	1,60	229,40	367,04	9998,45
1	3,06	110,16	85,68	1,59	266,86	424,31	4148,24
RDC	3 ,24	138,96	110,16	1,68	403,57	677,99	2870,76
S/SOL	3,06	169,92	138,96	1,58	472,58	746,68	746,68

Tableau IV.11 : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{748{,}68}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{2870{,}76}{EI}$$

$$f_3 = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{4148{,}24}{EI}$$

$f_4 = 9998{,}45, \quad f_5 = 14465{,}11, \quad f_6 = 19346{,}99, \quad f_7 = 24515{,}40,$

$f_8 = 29680{,}12, \quad f_9 = 33535{,}28, \quad f_{10} = 40766{,}25,$

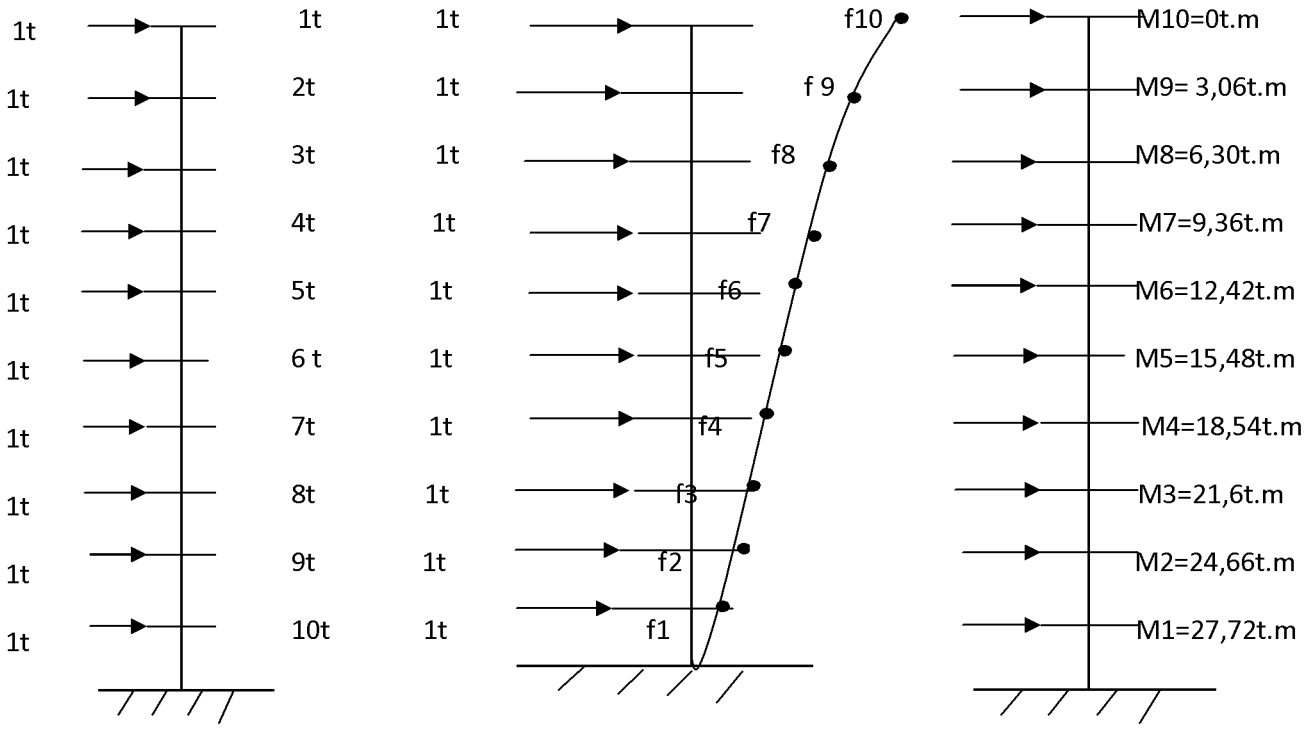


Figure IV.5 : Schématisation de la flèche

IV.4) Calcul des déplacements des portiques :

$$\Delta_n = E\Psi_n . h$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12\sum KP_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

E : module de YOUNG de béton.

$\theta_n, \theta_{(n-1)}$: Rotation d'étage.

n : étage.

Pour le 1er niveau on a un encastrement $E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\sum Kt_n + 2\sum KP_n}$

Pour les niveaux courants articulés : $E_{\theta i} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\sum Kt_n}$

Kt_n : Raideur des poutres par niveau.

KP_n : Raideur des poteaux par niveau

$M_n = h.T_n$

IV.5) Inertie fictive des portiques :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : Inertie fictive de portique au niveau i.

f_n : Flèche du refend au même niveau i.

D_n : Déplacement du portique au niveau i.

Les résultats sont résumes dans les tableaux suivants.

« Dans le sens transversal »											
NIV	H	∑Kt	∑Kp	M_n	M_{n-1}	E_θ	$E\Psi$	$E\Delta i$	$\Sigma E\Delta i$	EI.fi	$I_{e.i}$
8	3,06	0,0035	0,0198	3,06	0,00	36,42	158,59	485,29	16843,09	40766,25	2,42
7	3,06			6,12	3,06	109,29	317,19	970,60	16357,80	33535,28	2,05
6	3,06			9,18	6,12	182,14	257,70	788,56	15387,20	29680,12	1,93
5	3,06		0,0367	12,24	9,18	255,00	319,22	976,81	14598,64	24515,40	1,68
4	3,06			15,30	12,24	327,85	399,02	1221,00	13621,83	19346,99	1,42
3	3,06			18,36	15,30	400,71	478,83	1465,22	12400,83	14465,11	1,17
2	3,06		0,0839	21,42	18,36	473,57	531,28	1625,72	10935,61	9998,45	0,91
1	3,06			24,48	21,42	546,43	608,24	7380,87	9309,89	4148,24	0,45
RDC	3,24		0,0789	27,72	24,48	621,43	456,43	1478,83	1929,02	2870,76	1,49
S/SOL	3,06		0,0836	30,78	27,72	232,88	147,12	450,19	450,19	746,68	1,66

Tableau IV.12 : Les valeurs des inerties des portiques dans le sens transversal.

Avec :

$$\sum kt_n = \sum \frac{I_{poutre}}{L} \quad \text{ET} \quad \sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$$

« Dans le sens longitudinal »											
NIV	H	∑Kt	∑Kp	M_n	M_{n-1}	E_θ	$E\Psi$	$E\Delta i$	$\Sigma E\Delta i$	EI.fi	$I_{e.i}$
8	3,06	0,0035	0,0198	3,06	0,00	36,42	158,59	485,29	16843,09	40766,25	2,42
7	3,06			6,12	3,06	109,29	317,19	970,60	16357,80	33535,28	2,05
6	3,06			9,18	6,12	182,14	257,70	788,56	15387,20	29680,12	1,93
5	3,06		0,0367	12,24	9,18	255,00	319,22	976,81	14598,64	24515,40	1,68
4	3,06			15,30	12,24	327,85	399,02	1221,00	13621,83	19346,99	1,42
3	3,06			18,36	15,30	400,71	478,83	1465,22	12400,83	14465,11	1,17
2	3,06		0,0839	21,42	18,36	473,57	531,28	1625,72	10935,61	9998,45	0,91
1	3,06			24,48	21,42	546,43	608,24	7380,87	9309,89	4148,24	0,45
RDC	3,24		0,0789	27,72	24,48	621,43	456,43	1478,83	1929,02	2870,76	1,49
S/SOL	3,06		0,0836	30,78	27,72	232,88	147,12	450,19	450,19	746,68	1,66

Tableau IV.13 : Les valeurs des inerties des portiques dans le sens longitudinal.

IV.6) Calcul des inerties des poteaux :

❖**Suivant le sens transversal :(I_x)** $I_X = \frac{b.a^3}{12}$

❖ **Suivant le sens longitudinal:(I_y)** $I_y = \frac{a.b^3}{12}$

Tableau IV.14 : L'inertie des voiles dans le sens longitudinale (x-x).

Niv	a (m)	b (m)	Ix $.10^{-3}(m^4)$	N^{bre} de poteau	Ix_{total}
6, 7,8	0,30	0,30	0,675	30x3=90	0,0608
3, 4,5	0,35	0,35	1,250	30x3=90	0,1125
S/SOL, RDC,1,2	0,40	0,40	2,133	30x4=120	0,2559
					0,4292

Niv	a (m)	b (m)	Iy $.10^{-3}(m^4)$	N^{bre} de poteau	Iy_{total}
6, 7,8	0,30	0,30	0,675	30x3=90	0,0608
3, 4,5	0,35	0,35	1,250	30x3=90	0,1125
S/SOL, RDC,1,2	0,40	0,40	2,133	30x4=120	0,2559
					0,4292

Tableau IV.15 : L'inertie des voiles dans le sens transversale (y-y).

IV.7) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

❖ **Sens longitudinal (X-X) :**

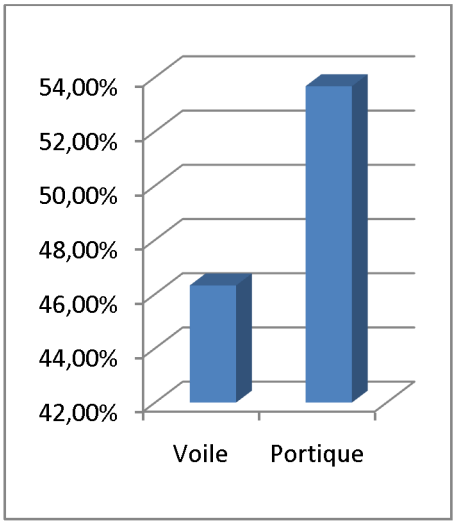
	Inertie totale des niveaux(m^4)	% de participation
Inertie totale des voiles	13,1	46, 32%
Inertie totale des portiques	15,18	53,68%
Voiles+portique	28,28	100%

Tableau IV.16 : Les valeurs des inerties dans le sens longitudinal.

❖ **Sens transversal (Y-Y)**

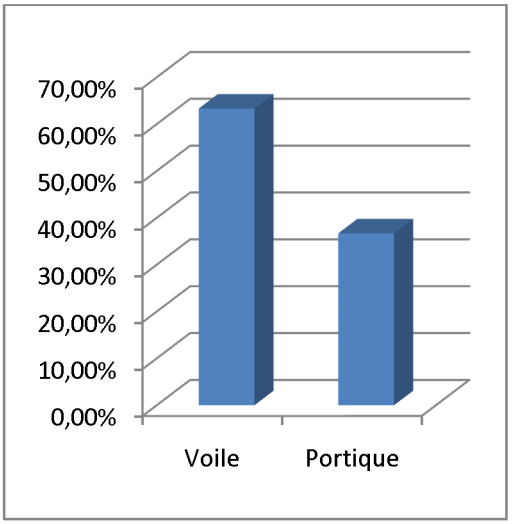
	Inertie totale des niveaux(m^4)	% de participation
Inertie totale des voiles	26,2	63, 32%
Inertie totale des portiques	15,18	36,68%
Voiles+portique	41,38	100%

Tableau IV.17 : Les valeurs des inerties dans le sens transversal.



Voile portique

% de participation dans le sens Longitudinale :



voile portique

% de participation dans le sens transversale :

Conclusion :

En comparant les résultats, on voit bien que dans le sens longitudinal, les deux systèmes de contreventement ont presque la même inertie. Et dans le sens transversal, bien que l'inerties voiles soit plut grande, celle des portique n'est cependant pas a négliger.

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les voiles et les portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%**de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre structure est mixte portique/voile avec interaction (Article 3.4, 4.a)

D'où **le coefficient de comportement R = 5 : (Tableau 4.3 .RPA 99 modifié 2003)**

chapitre V

Présentation du STEAG

Introduction :

Dans ce chapitre, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G+Q ;et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E) pour effectuée les vérifications et les exigences du RPA.

La principale cause des dommage dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement applique a sa bas suit au mouvement transmis a son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement , les principes de la dynamique des structures doivent être applique pour déterminer les déformation et les déterminer les déformation et les contraintes développées dans la structure .

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique ,le terme dynamique signifie une variation dans le temps ,ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de libertés .pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calcul ,en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthode sont utilisées parmi lesquelles :

IV-1-Description du logiciel *ETABS* .

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ;il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système ,les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration…..etc.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

IV-2- Choix de la Méthode de calcul :

- **Méthodes utilisables.**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV-3- *Présentation de la méthode modale spectrale :*

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe :

Par cette méthode, il est recherché par chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de calcul ;ces effets sont par la suite combinée pour obtenir la réponse de la structure .

Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- La structure est classée en groupe d'usage **2** (**RPA 2003/Art 3.2**).
- La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de Géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **IIa**.
- La structure à étudiée fait **31.38 m** (RDC+8+S/Sol) de hauteur

I)Visualisation des résultats :

- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display⟶ show tables ,** on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal ».**

- **Efforts internes dans les éléments barres :**
  - **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display ⟶Show tables**
Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).
On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK.**

  - **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses »** et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » **.**
Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel®** ,la colonne $\mathbf{U_x}$ correspond au sens xx ,et $\mathbf{U_y}$ au sens yy.

- **Effort tranchant à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Réactions »** ensuite dans « **Select Cases/comb »** on choisit **« EX ou EY ».**

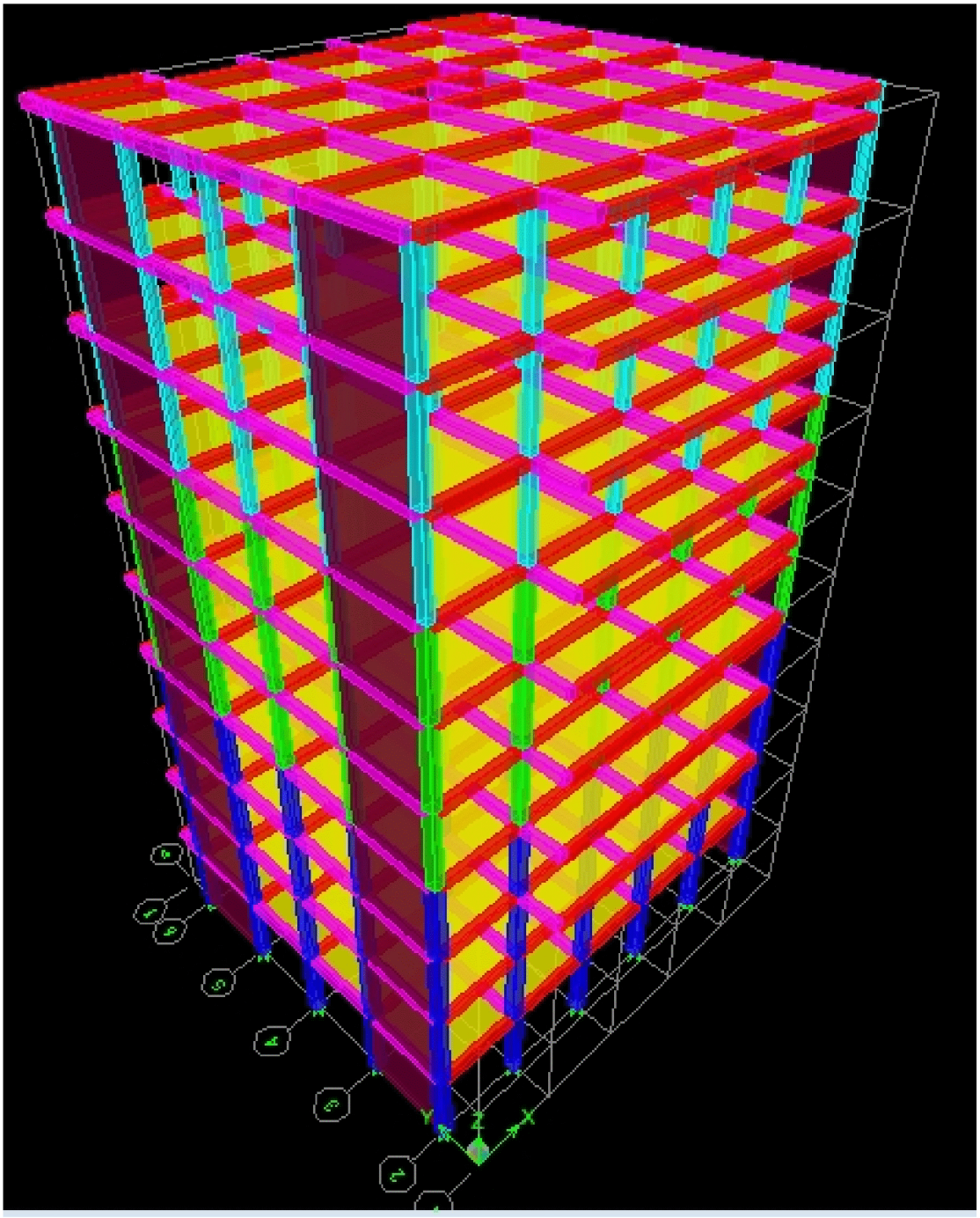


Fig. V.1 : Vue en trois dimensions de la structure.

- **Détermination des paramètres se spectre de réponse de calcule :**

a) **Le site :** d'après le rapport de sol de notre structure, on constat que le site ferme S2. **(Article 3.3.1 de RPA).**

b) **La zone :** zone IIa **TIZI OUZOU** moyenne sismicité**. (ANNEXE 1 de RPA).**

c) **Le groupe d'usage** : groupe 2 selon **(Article 3.2 de RPA).**

d) **Remplissage :** dense d'après **(Tableau 4.2 de RPA).**

e) **Calcul du facteur de qualité Q :**

Q : Facteur de qualité, défini par :

$Q = 1 + \Sigma P_a$

- **Tableau donnant les valeurs des pénalités Pq :**

  - **Sens longitudinale :**

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau V.1.: valeurs des pénalités P_q

  - **Sens transversal :**

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

: **Tableau V.2.: valeurs des pénalités P_q :**

Sens longitudinal :

Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1,10.

Sens transversal :

Q = 1 + (0 + 0 + 0 .05+ 0.05 + 0 + 0) = 1.10.

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q a introduire est la plus défavorable **Q =1.10**.

Conclusion

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles.

- Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumé dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 3.3.1
La zone	II_a	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Facteur de qualité	1.10	Tableau 4.4
coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

V-4-Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA Version 2003 ART 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t 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 la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8$ Vt ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;…….)dans le rapport $0.8Vt / V_D$

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R}.W_T \qquad \textbf{RPA 99 [formule 4-1]}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux…..etc.).

W : poids de la structure.

Application :

a) A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

upe / zone	I	II_a	II_b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.3. : Coefficient d'accélération de zone A.

Donc : A=0.15

b) D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases} \qquad (4.2)$$

•T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Tableau V.4 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1\ (sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2\ (sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

$T_2(S_3) = 0,5$ sec

- η **: Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau V.5 : Valeurs de ξ (%)

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	**Béton armé**	**Acier**	**Béton armé/maçonnerie**
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement voiles donc on prend

$\xi = 7\ \%$

D'où $\eta = 0.76 > 0,7$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure.**

La valeur de la période fondamentale(T)de la structure peut etre estimée à partir de formules empiriques.

$T=C_T h_N^{3/4}$ **(4-6)**

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau *N*.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003. Dans notre cas C_T=0.05

D'où **T=0.84s ⇒ T_2 < T< 3.0s**

D'où :D= $2.5n\left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3}$ **=1.34**

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles.

Donc : *R* =5.

c) *Q* : Facteur de qualité :

***Q* = 1,10**

d) W_T : poids de la structure.

$W_T = \sum_1^{10} Wi.$

W_T=*13361,309*KN

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_L = \frac{(0.15 \times 1.32 \times 1.10 \times 13361{,}309)}{5} = 582{,}01KN$$

$$V_T = \frac{(0.15 \times 1.32 \times 1.10 \times 13361{,}309)}{5} = 582{,}01KN$$

Vérification :

- **Sens x-x :**

V_{etabs} =1147,35 KN > ***0.8 x582,01=465.61KN.***

- **Sens y-y :**

V_{etabs} =1161,43KN > ***0.8 x582,01=465.61KN.***

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

V-5-Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10),** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser ***1%*** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. 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 : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	Δ_k x (m)	Δ_k y (m)	1% h (m)	Vérification
10	0,0166	0,0156	0,0016	0,0019	0.0306	Vérifiée
9	0,015	0,0137	0,0018	0,002	0.0306	Vérifiée
8	0,0132	0,0117	0,002	0,002	0.0306	Vérifiée
7	0,0112	0,0097	0,002	0,0019	0.0306	Vérifiée
6	0,0092	0,0078	0,002	0,0019	0.0306	Vérifiée
5	0,0072	0,0059	0,002	0,0018	0.0306	Vérifiée
4	0,0052	0,0041	0,0018	0,0015	0.0306	Vérifiée
3	0,0034	0,0026	0,0016	0,0013	0.0450	Vérifiée
2	0,0018	0,0013	0,0013	0,0009	0.0324	Vérifiée
1	0,0005	0,0004	0,0005	0,0004	0.0306	Vérifiée

Tableau. V.6 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

Conclusion : Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

V-6-Déplacement maximal :

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

f : La flèche admissible.
H_t : La hauteur totale du bâtiment.

- **Sens l'action de Ex :**

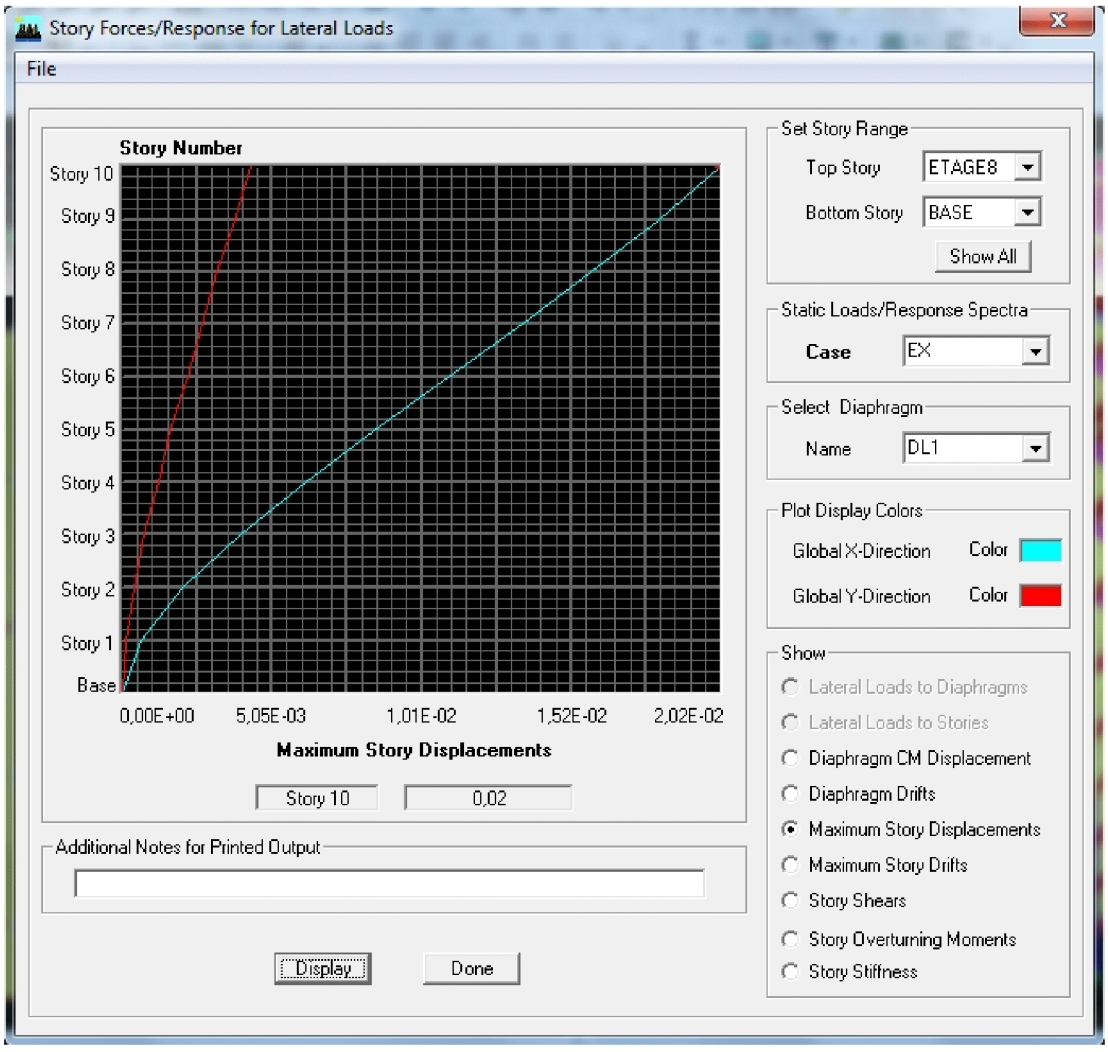
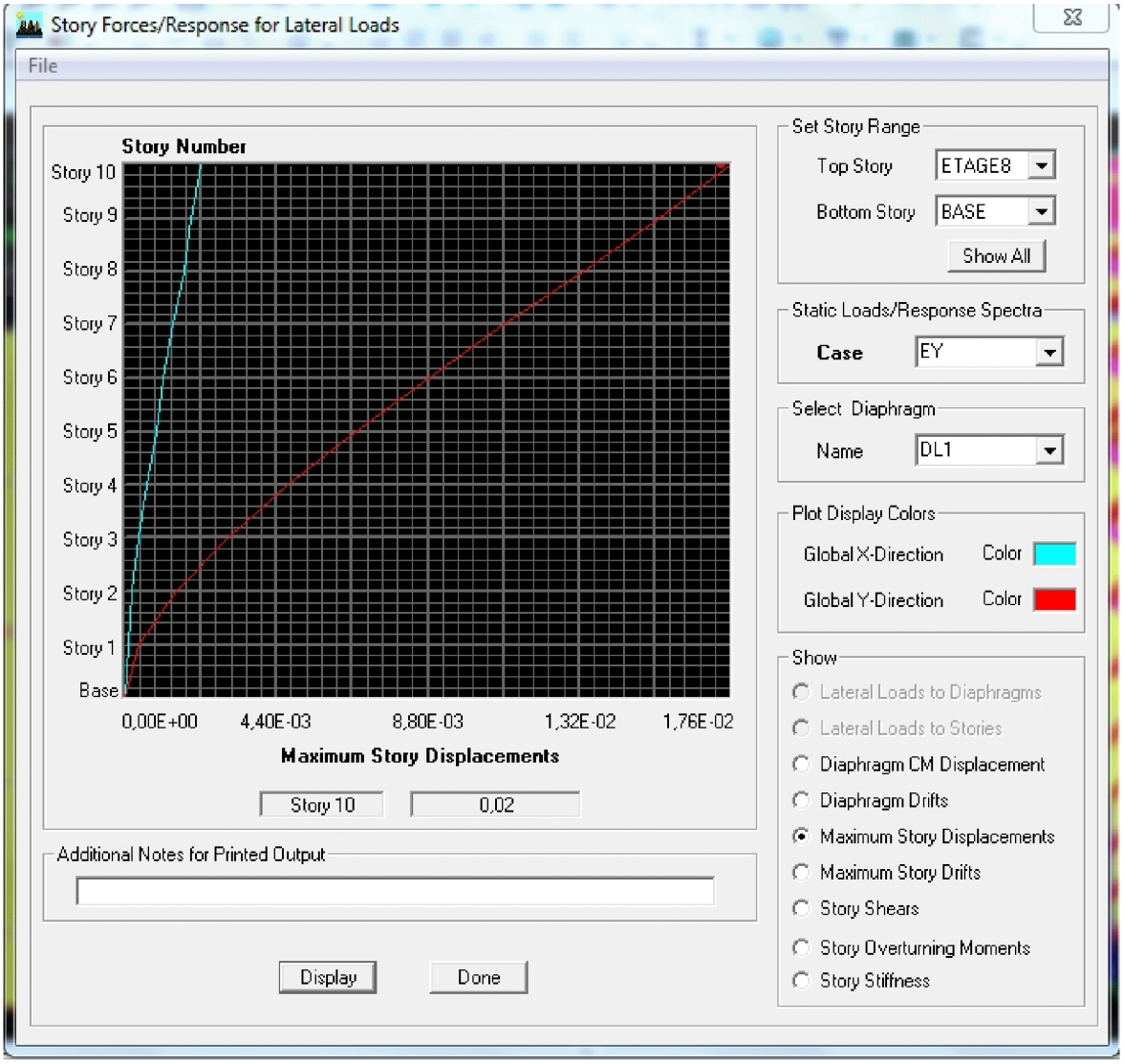


Fig V.7 :.Vérification des déplacements selon Ex

$$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30,78}{500} = 0.061 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Sous l'action Ey :**



FigV.8 :.Vérification des déplacements selon Ey

$$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30,78}{500} = 0.061 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

V-7-Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 / RPA2003)

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.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans notre cas :

MODE	PERIODE	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,85158	69,7203	0,008	69,7203	0,008
2	0,79879	0,0086	67,4046	69,7289	67,4126
3	0,685241	0,7954	0	70,5243	67,4127
4	0,228256	15,6794	0,0001	86,2038	67,4127
5	0,18445	0	18,178	86,2038	85,5907
6	0,159167	0,0405	0,0001	86,2444	85,5908
7	0,101167	6,2987	0	92,5431	85,5908
8	0,075975	0	6,7677	92,5431	92,3585
9	0,065603	0,041	0	92,5841	92,3586
10	0,058761	3,2583	0	95,8424	92,3586

La somme des masses modales dans le 9eme mode dépasse 90%de la masse totale du bâtiment.

Dans les deux directions, d'ou la condition du RPA est vérifiée.

V-8-Vérification de l'excentricité :

D' après le RPA99/version 2003 **(Article 4.3.7),** dans le cas ou il est procède a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale ± ***0.05 L***, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➢ **Suivant le sens x-x :** Lx = 17m

Niveaux	Diaphragme	XC_M	XC_R	$\lvert C_M - C_R \rvert$	5% Lx	Vérifications
S/SOL	DL1	8,506	8,5	0,006	0,85	**Vérifiée**
RDC	DL2	8,506	8,501	0,005	0,85	**Vérifiée**
ETAGE1	DL3	8,506	8,501	0,005	0,85	**Vérifiée**
ETAGE2	DL4	8,506	8,501	0,005	0,85	**Vérifiée**
ETAGE3	DL5	8,506	8,501	0,005	0,85	**Vérifiée**
ETAGE4	DL6	8,506	8,502	0,004	0,85	**Vérifiée**
ETAGE5	DL7	8,506	8,502	0,004	0,85	**Vérifiée**
ETAGE6	DL8	8,506	8,502	0,004	0,85	**Vérifiée**
ETAGE7	DL9	8,506	8,502	0,004	0,85	**Vérifiée**
ETAGE8	DL10	8,506	8,502	0,004	0,85	**Vérifiée**

On doit vérifier que : $\lvert CM - CR \rvert \leq 5\%$ Lx

TableauV.9 : Excentricité suivant x-x

➢ **Suivant le sens y-y :** Ly =16,70m

On doit vérifier que : $\lvert C_M - C_R \rvert \leq 5\%$ Ly

Niveaux	Diaphragme	YC_M	YC_R	$\lvert C_M - C_R \rvert$	5% Ly	Vérifications
1	DL1	8,655	8,527	0,128	0,835	**Vérifiée**
2	DL2	8,655	8,552	0,103	0,835	**Vérifiée**
3	DL3	8,217	8,574	0,357	0,835	**Vérifiée**
4	DL4	8,212	8,591	0,379	0,835	**Vérifiée**
5	DL5	8,207	8,608	0,401	0,835	**Vérifiée**
6	DL6	8,207	8,624	0,417	0,835	**Vérifiée**
7	DL7	8,203	8,637	0,434	0,835	**Vérifiée**
8	DL8	8,199	8,648	0,449	0,835	**Vérifiée**
9	DL9	8,185	8,654	0,469	0,835	**Vérifiée**
10	DL10	8,309	8,653	0,344	0,835	**Vérifiée**

Tableau V.10 : Excentricité suivant y-y

V-9-Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

l'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis a des charges axiales, cet effet est étroitement lie a la valeur de la force axiale appliquée(P)et au déplacement « Delta »,la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée .
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable »et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent etre négligé dans le cas des batiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$\theta = \mathbf{P_k . \Delta_k / V_k . h_k \leq 0,10.}$ **RPA99 (Art 5,9)**

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} (W_{Gi*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k

Tableau. V.11 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

Niv	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{kx}(m)	V_{ky}(m)	h_k (m)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
10	2077,8	0,0016	0,0019	274,09	287,42	3.06	0,0040	0,0045	Vérifiée
9	4405,25	0,0018	0,002	458,7	482,69	3.06	0,0056	0,0060	Vérifiée
8	6741,62	0,002	0,002	605,8	625,98	3.06	0,0073	0,0070	Vérifiée
7	9077,98	0,002	0,0019	735,41	752,67	3.06	0,0081	0,0075	Vérifiée
6	11488,94	0,002	0,0019	844,22	865,53	3.06	0,0089	0,0082	Vérifiée
5	13899,89	0,002	0,0018	937,47	954,68	3.06	0,0097	0,0086	Vérifiée
4	16310,85	0,0018	0,0015	1015,15	1027,38	3.06	0,0095	0,0078	Vérifiée
3	18807,87	0,0016	0,0013	1076,7	1093,22	3.06	0,0091	0,0073	Vérifiée
2	21169,05	0,0013	0,0009	1123,95	1141,63	3.24	0,0076	0,0052	Vérifiée
1	23570,2	0,0005	0,0004	1147,35	1161,43	3.06	0,0034	0,0027	Vérifiée

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à « ***0.1*** ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure :

- La structure est mixte portique/voile avec interaction .
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximale sont vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec les quels nous allons ferrailler les différentes éléments structuraux.

Apres avoir effectueé toutes les vérification de RPA ,on peut passer au ferraillage des élements structure .

Chapitre VI

Ferraillage des poteaux

VI-I POTEAUX

Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

a- 1.35 G +1.5 Q ELU

b- G + Q ELS

c- 0.8 G ± E RPA 2003

d- G + Q ± E RPA 2003

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

VI-I-1 Recommandation du RPA 2003 :

VI-I-1-1 : Les armatures longitudinales :

➢ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

- **Pourcentage minimal :**

- Le pourcentage minimal sera de : 0.80 % de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (45x45) $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 cm^2$

Poteau (40x40) $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 cm^2$

Poteau (35x35) $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 cm^2$

Poteau (30x30) $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 cm^2$

- **Pourcentage maximal :**

- Le pourcentage maximal en **zone courante** sera de : 4 %(zone IIa)

Poteau (45x45) $A_{min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 cm^2$

Poteau (40x40) $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 cm^2$

Poteau (35x35) $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 cm^2$

Poteau (30x30) $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 cm^2$

- Le pourcentage maximal en **zone de recouvrement** sera de : 6 %(zone IIa)

Poteau (45x45) $A_{min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 cm^2$

Poteau (40x40) $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 cm^2$

Poteau (35x35) $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 cm^2$

Poteau (30x30) $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 cm^2$

- Le diamètre minimal est de $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

  L = 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VI-I-1-2 Les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

Avec : $\lambda_g = \frac{I_f}{a}$ Où $\lambda_g = \frac{I_f}{b}$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(10\Phi_l^{\min}\ 15cm\right) & en\ zone\ nodale \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & en\ zone\ courante \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

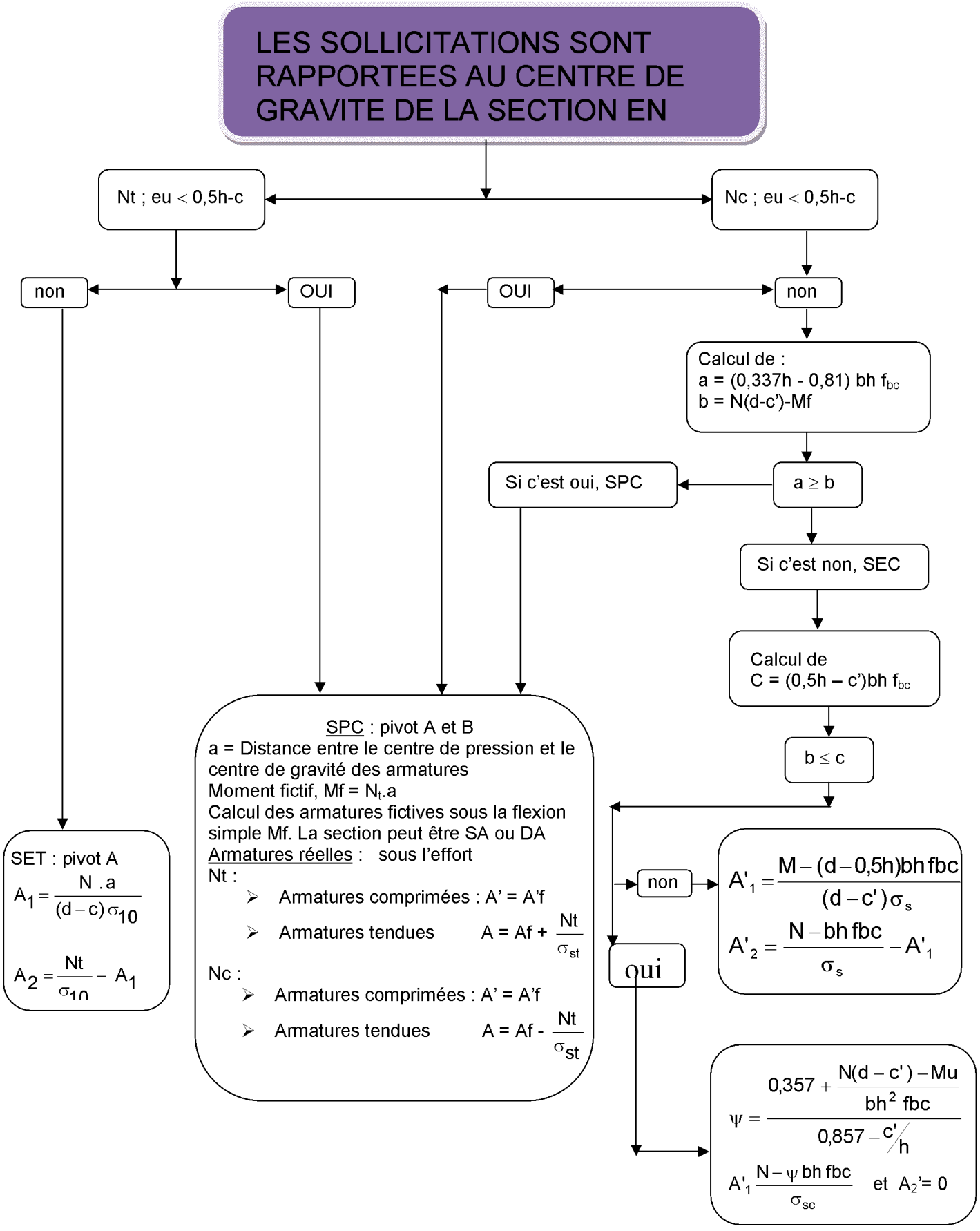
- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\ \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\ \%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\left(\Phi cheminées \geq 12cm\right)$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.


LES SOLLICITATIONS SONT RAPPORTEES AU CENTRE DE GRAVITE DE LA SECTION EN
Nt ; eu < 0,5h-c
Nc ; eu < 0,5h-c
non
OUI
OUI
non
Calcul de :
a = (0,337h - 0,81) bh fbc
b = N(d-c')-Mf
Si c'est oui, SPC
a ≥ b
Si c'est non, SEC
Calcul de
C = (0,5h – c')bh fbc
b ≤ c
SET : pivot A
A1 = N . a / (d – c) σ10
A2 = Nt / σ10 – A1
SPC : pivot A et B
a = Distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures
Moment fictif, Mf = Nt.a
Calcul des armatures fictives sous la flexion simple Mf. La section peut être SA ou DA
Armatures réelles : sous l'effort
Nt :
Armatures comprimées : A' = A'f
Armatures tendues A = Af + Nt / σst
Nc :
Armatures comprimées : A' = A'f
Armatures tendues A = Af - Nt / σst
non
A'1 = (M – (d – 0,5h)bh fbc) / (d – c')σs
A'2 = (N – bh fbc) / σs – A'1
oui
ψ = (0,357 + (N(d – c') – Mu) / bh² fbc) / (0,857 – c'/h)
A'1 (N – ψ bh fbc) / σsc et A2'= 0

VI-I-4 Calcul du ferraillage des poteaux

Tableau des sollicitations :

	EFFORT		ELU		ELS		ACC	
Pot S/Sol	Nmax	M2 corr	-334,61	0,247	-245,9	0,204	466,42	2,754
		M3 corr		-0,292		-1,313		-0,029
	Nmin	M2 corr	-1298,58	-4,753	-950,73	-3,46	-1179,2	-1,424
		M3 corr		-0,357		-0,261		-11,317
	M2 max	N corr	8,804	-1017,74	6,413	-745,35	12,808	-479,21
	M3 max	N corr	2,221	-702,79	1,635	-515,98	16,842	-721,27
Pot(RDC, 1er étage2 eme)	Nmax	M2 corr	-240,47	0,267	-176,7	0,195	334,38	2,05
		M3 corr		-6,001		-4,387		0,606
	Nmin	M2 corr	-1218,58	-15,46	-892,38	-11,266	-985,72	-20,44
		M3 corr		-1,249		-0,912		-2,684
	M2 max	N corr	19,665	-994,98	14,474	-728,3	39,864	-225,5
	M3 max	N corr	13	-759,66	9,508	-556,33	43,754	-529,24
3eme, 4eme ,5eme	Nmax	M2 corr	-111,21	0,251	-81,63	0,183	81,19	0,576
		M3 corr		-6,899		-5,052		0,975
	Nmin	M2 corr	-850,98	11,555	-622,87	8,519	-684,08	-1,739
		M3 corr		-3,441		-2,514		-4,955
	M2 max	N corr	15,205	-572,06	11,208	-418,73	41,496	-120,33
	M3 max	N corr	18,445	-428,55	13,488	-313,83	43,543	-296,95
6 eme, 7 eme,8 eme	Nmax	M2 corr	-11,87	0,235	-8,69	0,171	32,21	0,159
		M3 corr		-8,551		-6,261		0,745
	Nmin	M2 corr	-432,43	10,761	-316,54	7,935	-341,33	-0,094
		M3 corr		-3,718		-2,717		-4,672
	M2 max	N corr	14,594	-97,02	10,628	-71,11	32,861	-31,2
	M3 max	N corr	18,669	-115,75	13,653	-84,82	33,563	-80,45

VI-I-4-1 Exemple de calcul

❖ **Sens transversal (Selon le moment M_2) :**

E-sol : (45×45) :

N_{max} = 466,42KN => M_{corr} = 2,754 KN.m
N_{min} = -1298,58KN => M_{corr} = -4,753 KN.m
N_{corr} = -479.21 KN => M_{max} = 12,808 KN.m

➢ **Calcul de l'excentricité :**

Pour le N_{max} et M_{corr}

$e = \frac{M}{N} = \frac{2,754}{466,42} \times 10^2 = 0.59\ cm$

et $\frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 3 = 19,5cm$ Avec : C : enrobage = 3 cm

e = 0.59 cm < $\frac{h}{2} - c = 19,5cm$

➢ **Le calcul de** : $(d-c)\times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

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

Et : d =h-c = 0.45 - 0.03 = 0.42 m

➢ **Moment fictif :**

$M_f = 2,754 + 466,42 \times (\frac{0.45}{2} - 0.03) = 93.71\ KN.m$

=> $(d-c)\times N_u - M_f = (0.42 - 0.03) \times 466,42 - 93,71 = 101,77$ KN.m

$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 899.17$ KN.m

=> $(d-c) \times N_u - M_f = 101.77KN.m < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 899.17$ KN.m

=> **SEC**

- **Vérification de l'équation suivante:**

$$N\times(d-c')-M_f \geq (0.5\times h-c')\times b\times h\times f_{bc}$$

$(0.5h - c') \times b\times h\times f_{bc} = (0.5\times0.45 - 0.03)\times0.45\times0.45\times14.2\times 10^3 = 560,72$ KN.m

$(d-c)\times N_u - M_f = (0.42 - 0.03)\times466,42 - 93,71 = 88,19$ KN.m

$\Rightarrow (d-c)\times N_u - M_f = 88,19$ KN.m $< (0.5h - c')\times b\times h\times f_{bc} = 560,72$ KN.m $\Rightarrow$ **SSA**

- **Calcul des armatures:**

$$A_1 = \frac{N-\psi\times b\times h\times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec: $\psi = \dfrac{0.3571+\dfrac{N\times(d-c)-M_f}{b\times h^2\times f_{bc}}}{0.8571-\dfrac{c}{h}}$

$$\psi = \frac{0.3571+\dfrac{466,42\times(0.42-0.03)-93,71}{0.45\times0.45^2\times14.2\times10^3}}{0.8571-\dfrac{0.03}{0.45}} = 0.538$$

$$A = \frac{466,42-0.538\times0.45\times0.45\times14.2\times100}{34.8\times10^3} = 0.009$$

⇨ **A_1= 0 cm²**

Et A_s= 0 cm²

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC.**

Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x) avec **M2** :

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.cm)	e (cm)	(h/2)-c	Nature	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (RPA) (cm^2)	Choix (A_s)	Section adopté (cm^2)
I	45×45	N_{max}-M_{corr}	466,42	275,4	0.59	19,5	SEC	0.00	0.00	16,20	4HA16+ 4HA20	20.61
		N_{min}- M_{corr}	-1298,58	-475,3 4.753	2.73	19,5	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-479,21	1280,8	17.68	19,5	SEC	0.00	0.00			
II	40×40	N_{max}-M_{corr}	334.38	205	1.63	17	SEC	0.00	0.00	12,80	4HA16	20.61
		N_{min}- M_{corr}	-1218.58	-1546	0.79	17	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-225.5	3986.4	17.68	17	SEC	0.00	0.00			
III	35×35	N_{max}-M_{corr}	-111,21	25,1	0.226	17	SEC	0.00	0.00	9,8	4HA12+ 4HA14	10,68
		N_{min}- M_{corr}	-684,08	-173,9	0.254	14.5	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-120,33	4149,6	34,48	14.5	SPC	0.00	4,92			
IV	30×30	N_{max}-M_{corr}	32,21	15,9	0.49	12	SEC	0.00	0.00	7,2	8HA12	9,05
		N_{min}- M_{corr}	-341,33	-9.4	0,027	12	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-31,2	3286,1	105,32	12	SPC	0.00	2,76			

Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y) avec **M3**:

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.cm)	e (cm)	(h/2)-c	Nature	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (RPA) (cm^2)	Choix (A_s)	Section adopté (cm^2)
I	45×45	N_{max}-M_{corr}	466,42	-29.2	0.006	19,5	SEC	0.00	0.00	16.20	4HA16+4 HA20	20.61
		N_{min}- M_{corr}	-1298,58	-35.7	0.96	19,5	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-721.27	1684.2	2.34	19,5	SEC	0.00	0.00			
II	40×40	N_{max}-M_{corr}	334.38	60.6	5.52	17	SEC	0.00	0.00	12.80	8HA16	16.08
		N_{min}- M_{corr}	-1218.58	124.9	9.76	17	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-529.24	4375.4	8.27	17	SEC	0.00	0.00			
III	35×35	N_{max}-M_{corr}	-111,21	-689,9	6,18	17	SEC	0.00	0.00	9.80	4HA12+4 HA14	10,68
		N_{min}- M_{corr}	-684,08	-495,5	0,72	14.5	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-296,95	4354.3	14.66	14.5	SEC	0.00	0.00			
IV	30×30	N_{max}-M_{corr}	32,21	74,5	4.45	12	SEC	0.00	0.00	7.20	8HA12	9,05
		N_{min}- M_{corr}	-341,33	-467.2	2.32	12	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-80,45	3356,3	41.72	12	SPC	0.00	2,2			

VI-I-5 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement de :

-Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.

-Empêcher le déplacement transversal du béton.

VI-I-5-1 Diamètre des aciers :

D'après le **BAEL 91** le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm$$

Soit : $\Phi_t = 8mm$

Avec : Φ_l^{max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section : $\mathbf{A_t = 2.51\ cm^2 = 5\ HA8}$

VI-I-5-2 Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement $\mathbf{S_t}$ des armatures transversales est fixée comme suite :

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(10\Phi_l^{min}, 15cm\right) = \min(10\times 1.2; 15cm) = 12\ cm$$

Nous adoptons : S_t = 10 cm

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15\ \Phi_l^{min} = 18\ cm$$

Nous adoptons : S_t = 15 cm

Avec : Φ_l^{min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

VI-I-5-3 Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99/ 2003)

❖ **Pour les HA20 :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 2 = 80\ cm$$

❖ **Pour les HA16 :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64\ cm$$

❖ **Pour les HA14 :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.4 = 56\ cm$$

❖ **Pour les HA12 :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.2 = 48\ cm$$

VI-I-5-4 La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91)

$$f_e = \frac{\Phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}}$$

Avec :

f_{t28}=0.6+0.06 f_{c28} = 2.1 MPa

ψ_s = 1.5 pour les aciers à haute adhérence.

Φ : Diamètre maximale des armatures.

➢ **Pour les HA20 :** $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1}$ = 70.55 cm

On prend : L_s = 75 cm

➢ **Pour les HA16 :** $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1}$ = 56.43 cm

On prend : L_s = 60 cm

➢ **Pour les HA14 :** $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1}$ = 49.38 cm

On prend : L_s = 50 cm

➢ **Pour les HA12 :** $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1}$ = 42.33 cm

On prend : L_s = 45 cm

VI-I-5-5 Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \qquad \text{Avec : } l_f = 0.7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : (S/SOL) h_e= 3.06 m

$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$m

$$\lambda_g = \frac{I_f}{b} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76$$

Avec :

b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$\lambda_g = 5.06$

$$\lambda_g \prec 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\,\%$$

- **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 cm^2$$

- **En zone courante** :

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.03 cm^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.35 cm^2 \\ A_{\min} = 2.03 cm^2 \end{cases} < A_t = 2.01\ cm^2$$ Condition non vérifiée

On ferraille avec la section minimale soit : $\mathbf{A_t = 2.51\ cm^2 = 5\ HA8}$

- **Délimitation de la zone nodale :**

$\grave{L} = 2 \times h$

$\grave{h} = max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$.

h: Hauteur de la poutre.

b_1 Et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

$\grave{L} = 2 \times h = 2 \times 45 =$ **90 cm**

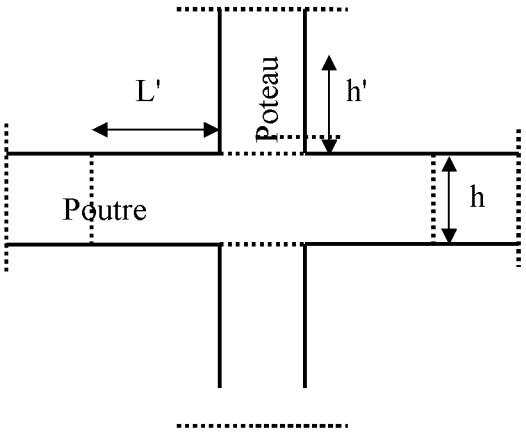


Figure VI-3: Délimitation de la zone nodale

$\hat{h} = max\{48.17, 45, 45, 60cm\}$

Donc : $\hat{h}$**=60** ***cm***

VI-I-5-6 Vérification de l'effort tranchant : (Art 7.4.3.2 RPA99/ 2003)

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, doit être inferieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b \leq \tau_{bu}$$

Selon **RPA99 :** $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d = h-c)

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & Si \quad \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & Si \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25\,MPa \\ \lambda_g = 4.76 \leq 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.04$

=> $\rho_b \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1MPa$

❖ **Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA 99/2003)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \cdot \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t$$

➢ Pour les poteaux du Entre-sol (45×45) :

- **Zone nodale S_t =10 cm**

zone	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	h (cm)	ρ_b	A_t (cm^2)	A_{ad}	S_t	τ_b MPa	$\bar{\sigma}_{bu}$ MPa	Obs
I	5.08	4.76	3.75	45	0.04	0.110	5HA8 = 2.51 cm^2	Zone nodale : S_t =10 cm	0.027	1.000	Vérifiée
II	12.38	5.67	2.5	40	0.075	0.193			0.084	1.875	Vérifiée
III	13.00	6.12	2.5	35	0.075	0.232			0.100	1.875	Vérifiée
IV	13.19	7.14	2.5	30	0.075	0.275			0.119	1.875	Vérifiée

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{3.75X5.08}{45 \times 40} \times 10 = 0.11 cm^2$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.08 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.42} = 0.027$$

Pour le reste des sections les résultats sont motionnées dans le tableau ci-dessous :

- **Zone courante S_t =15 cm**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 5.08}{45 \times 40} \times 15 = 0.159 cm^2$$

Pour le reste des sections les résultats sont motionnés dans le tableau ci-dessous :

zone	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	h cm	ρ_b	A_t cm^2	A_a d	S_t	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
I	5.08	4.76	3.75	45	0.04	0.159	5HA8 = 2.51 cm^2	Zone courante: S_t = 15 cm	0.027	1.000	Vérifiée
II	12.38	5.67	2.5	40	0.075	0.290			0.084	1.875	Vérifiée
III	13	6.12	2.5	35	0.075	0.348			0.100	1.875	Vérifiée
IV	13.19	7.14	2.5	30	0.075	0.412			0.119	1.875	Vérifiée

VI-I-6 Vérification à l'ELS:

VI-I-6-1 Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC:

- **Dans le sens (x-x) avec M_2 :**

:

ZONE	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e (cm)	h/6 (cm)	Nature	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
I	(45x45)	N_{max}-M_{corr}	-245,9	0,204	12.05	7.5	SEC	1,06	1,04	15,9	15,7	15	348	vérifiée
		N_{min}- M_{corr}	-950,73	-3,46	2.75	7.5	SEC	4,24	3,9	63,3	58,9	15	348	vérifiée
		N_{corr} -M_{max}	-745,35	6,413	1.16	7.5	SEC	3,51	2,88	52	43,8	15	348	vérifiée
II	(40x40)	N_{max}-M_{corr}	-176.7	0.195	0.11	6.67	SEC	0,97	0,95	14,6	14,2	15	348	vérifiée
		N_{min}- M_{corr}	-892,38	-11,266	0.36	6.67	SEC	5,41	4,92	74,3	77,3	15	348	vérifiée
		N_{corr} -M_{max}	-728.3	14.474	1.98	6.67	SEC	4,98	2,93	72,4	46,3	15	348	vérifiée
III	(35x35)	N_{max}-M_{corr}	-81.63	0.183	0.22	5.83	SEC	0,61	0,57	9,09	8,59	15	348	vérifiée
		N_{min}- M_{corr}	-622.87	8.519	1.37	5.83	SEC	5,44	3,56	79,1	55,8	15	348	vérifiée
		N_{corr} -M_{max}	-418.73	11.208	2.68	5.83	SEC	4,26	1,79	60,7	30	15	348	vérifiée
IV	(30x30)	N_{max}-M_{corr}	-8.69	0.171	1.97	5	SEC	0,11	0,05	1,61	0,9	15	348	vérifiée
		N_{min}- M_{corr}	-316.54	7.935	2.51	5	SEC	4,42	1,69	62,3	29,4	15	348	vérifiée
		N_{corr} -M_{max}	-71.11	10.628	14.94	5	SPC	3	0.00	36,3	-33,2	15	348	vérifiée

ZONE	Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e (cm)	h/6 (cm)	Nature	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
I	(45x45)	N_{max}-M_{corr}	-245.9	-1.313	1.87	7.5	SEC	1,12	0,99	16,6	15	15	348	vérifiée
		N_{min}- M_{corr}	-950.73	-0 .261	36.43	7.5	SEC	4,09	4,06	61,3	60,9	15	348	vérifiée
		N_{corr} -M_{max}	-515.98	1.635	3.16	7.5	SEC	2,29	2,13	34,2	32,1	15	348	vérifiée
II	(40x40)	N_{max}-M_{corr}	-176.7	-4.387	2.48	6.67	SEC	1,27	0,65	18,3	10,4	15	348	vérifiée
		N_{min}- M_{corr}	-950.73	-0.201	0.02	6.67	SEC	5,18	5,15	77,6	77,3	15	348	vérifiée
		N_{corr} -M_{max}	-728.3	9.508	1.31	6.67	SEC	4,63	3,28	67,9	50,8	15	348	vérifiée
III	(35x35)	N_{max}-M_{corr}	-81.63	-5.052	6.19	5.83	SEC	1,15	0,03	15,8	1,92	15	348	vérifiée
		N_{min}- M_{corr}	-622.87	-2.514	0.40	5.83	SEC	4,77	4,22	70,9	64	15	348	vérifiée
		N_{corr} -M_{max}	-418.73	13.488	3.22	5.83	SPC	4,51	1,54	63,8	26,9	15	348	vérifiée
IV	(30x30)	N_{max}-M_{corr}	-8.69	-6.261	72.05	5	SEC	1,66	0.00	16,8	-48,2	15	348	vérifiée
		N_{min}- M_{corr}	-316.54	-2.717	0.86	5	SEC	3,52	2,59	51,5	40,2	15	348	vérifiée
		N_{corr} -M_{max}	-71.11	13.653	19.20	5	SPC	3,82	0	44,5	-57,7	15	348	vérifiée

Chapitre VII

Ferraillage des poutres

VII -1-Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'**ELU** et vérifiées à L'**ELS,** les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q…… à l'ELU
- G + Q …… à l'ELS
- G+Q±E……RPA99 révisé 2003
- 0.8G± E……RPA99révisé 2003

a) Recommandation de RPA pour le ferraillage des poutres :

a-1) Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

-Poutres principales de (30x35) : Amin = 0.005x30x35= **5,25 cm²**

-Poutres secondaires de (30x35) : Amin = 0.005x30x35 = **5,25 cm²**

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%**en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x35) : A_{max} = 0.04x30x35 = **42 cm²**

  A_{max} = 0.06x30x35= **63 cm²**

- Poutres secondaires de (30x35) : A_{max} = 0.04x30x35= **42cm²**

  A_{max} = 0.06x30x35 = **63 cm²**

La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa.**

a-2) Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$A_t = 0.003 \times S_t \times b$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min(\frac{h}{4}, 12\Phi)$: En zone nodale.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: En zone de recouvrement

Avec ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

VIII-2-1- Diagrammes des moments fléchissant à ELU

- **Poutre:**

Exemple :

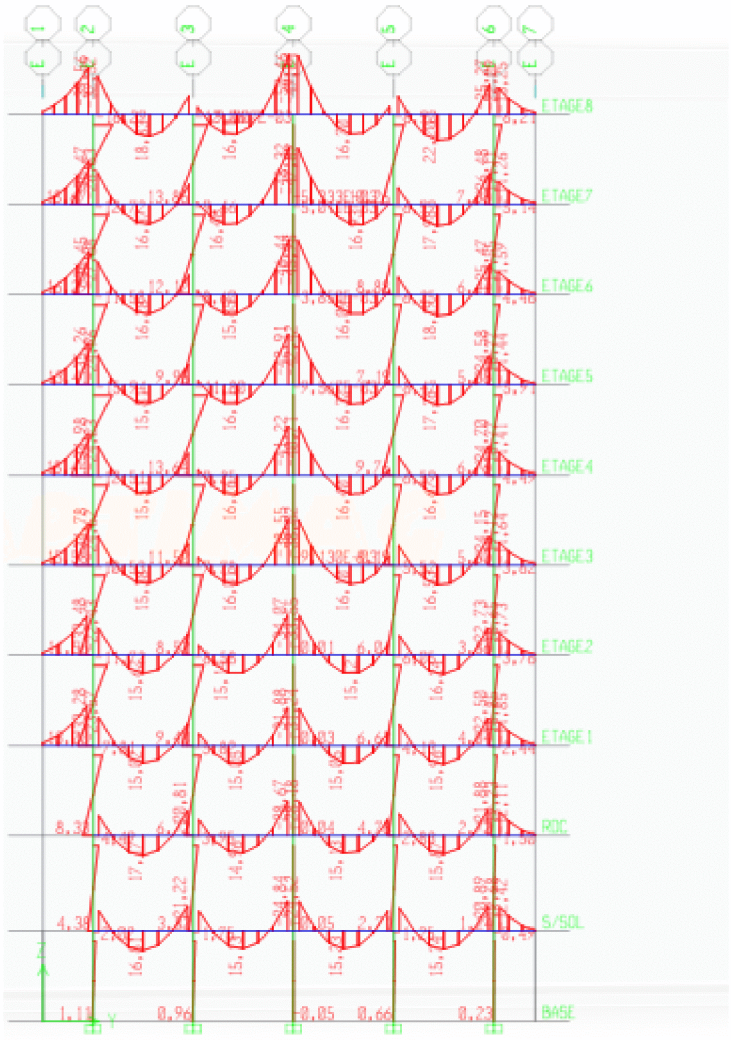


Figure VII-1- Diagramme des moments fléchissant pour le portique5

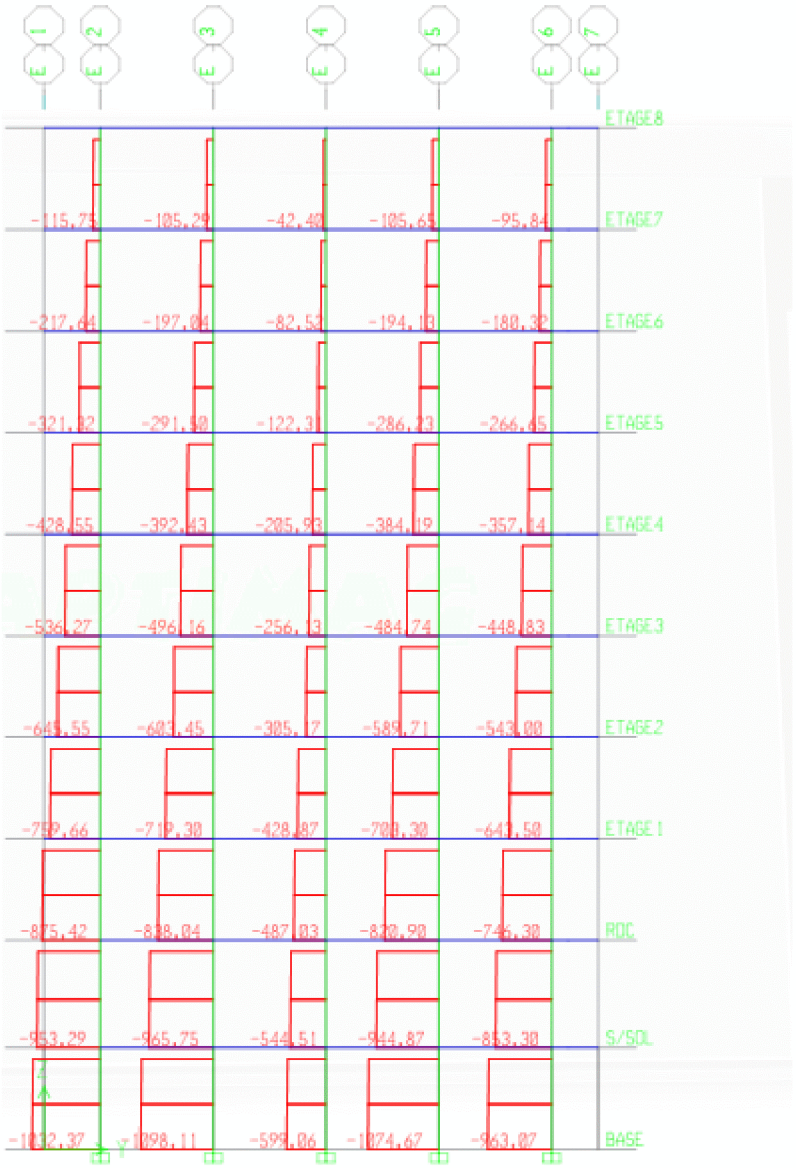


Figure VII-2-Diagramme des efforts normale

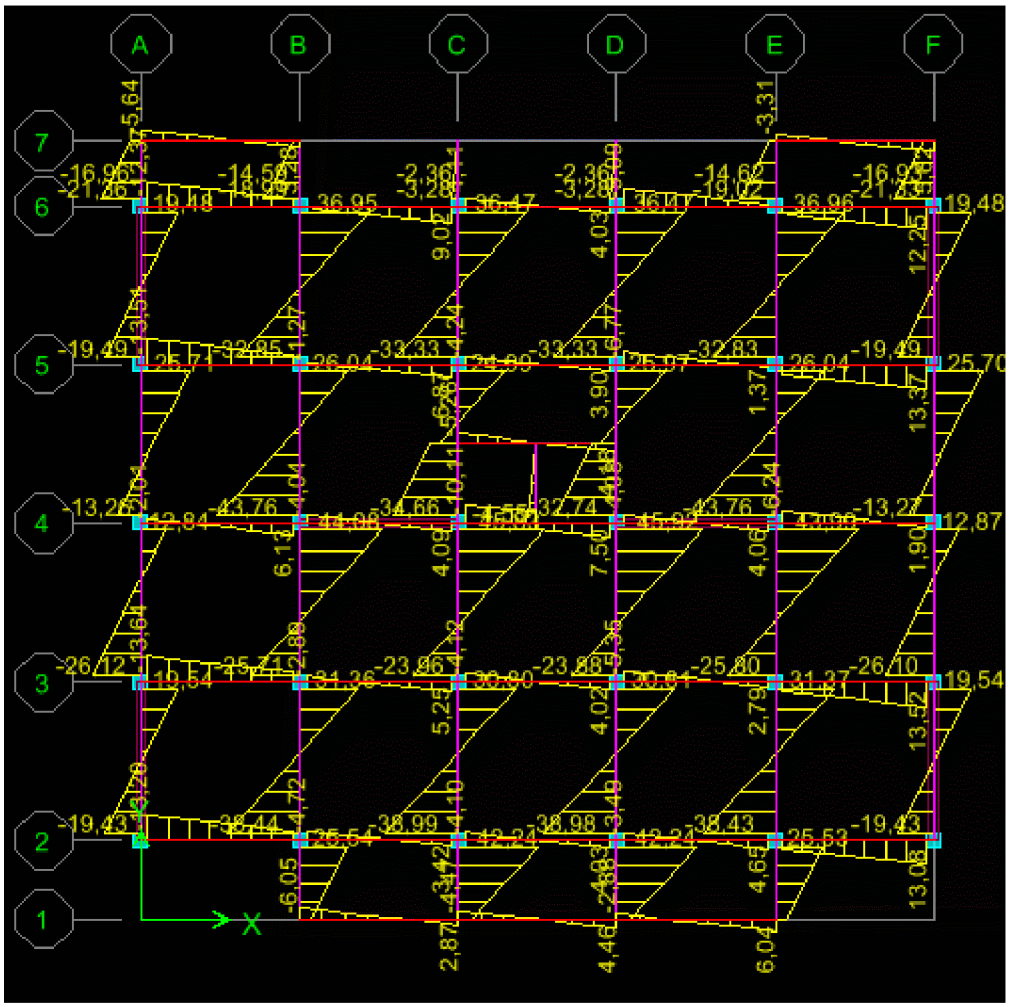


Figure VII-3-Diagramme des efforts tranchant

Tableau VII-1 : Différentes sollicitations

Remarque : le ferraillage est sollicitations des poutres se fait par zones tel que :

ZONE 1 :S / sol, RDC et 1ème étage

ZONE 2 : 2éme au 4éme éta

ZONE 3 : 5éme au 8éme étage

Poutres principales

Zone	travée / appuis	M_U (KN.m)	Comb	Effort tranchant
Zone 1	Travée(+)	12,423	ELU	-15,23
	Appui(-)	-17,32		
Zone 2	Travée (+)	21,597	ELU	-21 .31
	Appui(-)	-27,891		
Zone 3	Travée(+)	25.17	ELU	-24,67
	appui (-)	-35,086		

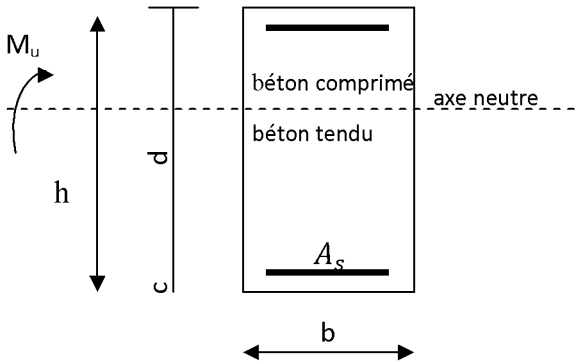
- **Poutres secondaires**

Zone	travée / appuis	M_U (KN.m)	Comb	Effort tranchant
Zone 1	Travée(-)	-49.587	ELU	58.39
	Appui(+)	18.828		
Zone 2	Travée (-)	-50.42	ELU	58.78
	Appui(+)	19.072		
Zone 3	Travée(-)	-56.172	ELU	72,29
	appui (+)	26.932		

VII-1-1 Etape de calcul :

a) Calcul des armatures longitudinales :

a-1) Calcul de la section d'armatures :



Avec :

M_u : moment de flexion à l'E.L.U.

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

A_s' : section d'armatures comprimées.

A_s : section d'armatures tendues.

- **Calcul du moment réduit**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$$

1er cas : Section simplement armée (A_s' = 0)

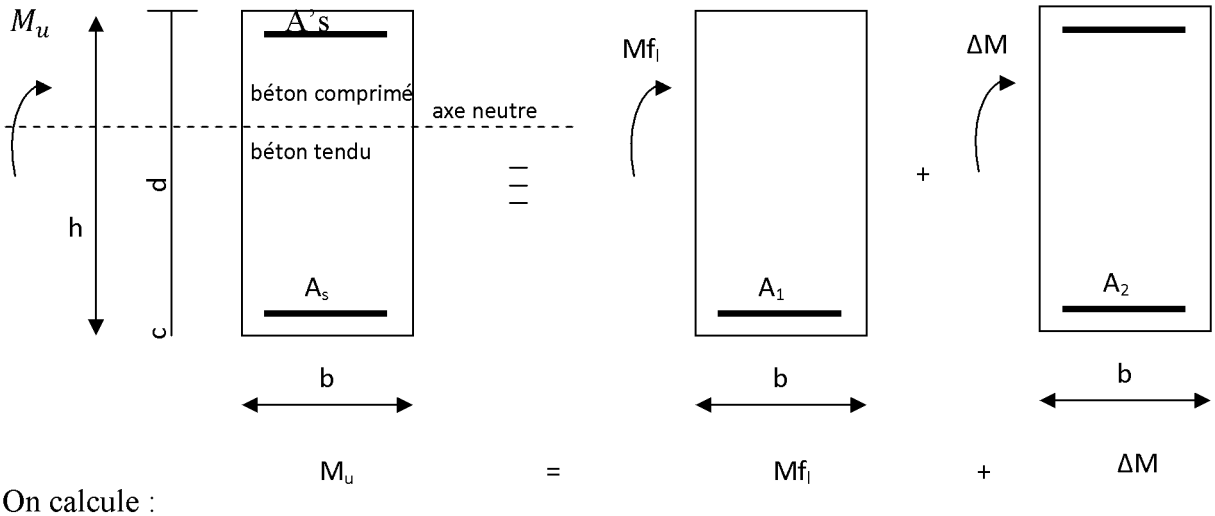
$\mu < \mu_l = 0{,}392$ pour les aciers FeE400.

La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

2ème cas : Section doublement armée

$\mu > \mu_l = 0{,}392$



On calcule :

$Mf_l = \mu_l.b.d^2.f_{bc}$

$\Delta M = M_u - Mf_l$ avec : $\Delta M \leq 40\%.M_u$

$$A_1 = \frac{Mf_l}{\beta_l.d.\sigma_{st}}$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_{st}'}$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_{st}}$$

$A_s = A_1 + A_2$

Avec : $\sigma_{st}' = fe/\gamma$

Tableau VII-2 : Ferraillage des poutres principales

Zone	travée / appuis	M_U (KN.m)	μ	β	Obs	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
Zone 1	travée	12,423	0,028	0,986	SSA	1,13	5,25	3HA12(filante)
	appui	-17,32	0,039	0,980	SSA	1,58	5,25	3HA12(filante) 3HA10(chapeau)
Zone 2	travée	21,597	0,05	0,974	SSA	1.99	5,25	3HA12(filante)
	appui	-27,891	0,063	0,967	SSA	2, 60	5,25	3HA12(filante) 3HA10(chapeau)
Zone 3	travée	25.17	0,057	0,970	SSA	2,33	5,25	3HA12(filante)
	appui	-35,086	0,080	0,958	SSA	3,28	5,25	3HA12(filante) 3HA10(chapeau)

Tableau VII-3 : ferraillage des poutres secondaires

Zone	travée / appuis	M_U (KN.m)	μ	β	Obs	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)	Choix des barres
Zone 1	travée	-49.587	0.113	0,939	SSA	4,74	5,25	5,75	3HA12(filante)
	appui	18.828	0.043	0,978	SSA	1,72	5,25	5,75	3HA12(filante) 3HA10(chapeau)
Zone 2	travée	-50.42	0.115	0,938	SSA	4,82	5,25	5,75	3HA12(filante)
	appui	19.072	0.043	0.978	SSA	1,75	5,25	5,75	3HA12(filante) 3HA10(chapeau)
Zone 3	travée	-56.172	0,128	0,931	SSA	5,41	5,25	5,75	3HA12(filante)
	appui	26.932	0.061	0.992	SSA	2,43	5,25	5,75	3HA12(filante) 3HA10(chapeau)

- **Poutres principales**

Zone	travée / appuis	*Ms* (KN.m)	Comb	Effort tranchant
Zone 1	Travée(+)	9,038	ELS	-11,47
	Appui(-)	-12,661		
Zone 2	Travée (+)	15,734	ELS	-15,63
	Appui(-)	-20,412		
Zone 3	Travée(+)	18,743	ELS	-18,09
	appui (-)	-25,676		

- **Poutres secondaires :**

Zone	travée / appuis	Ms (KN.m)	Comb	Effort tranchant
Zone 1	Travée(-)	-36,35	ELS	42,7
	Appui(+)	13,764		
Zone 2	Travée (-)	-36,959	ELS	42,99
	Appui(+)	13,93		
Zone 3	Travée(-)	-41,029	ELS	52,78
	appui (+)	19,653		

- **Calcul de l'espacement en tenant compte de l'effort tranchant :**
- **pour les poutres principales :**

calcul de la contrainte de cisaillement

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{24,67x10^3}{300x320}$ =0,25MPa .

Calcul de l'espacement entre cadre :

$$\frac{A_T}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3Kf_{tj}}{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

Cadres droits : sin a + cos a = 1

f_{tj}=2.1

K=1

A_T = 4HA8 = 2.01

f_e = 235

$$S_t \leq \frac{A_T \times 0.8f_e}{b(\tau_u - 0.3Kf_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{2.01\times10^{-4}\times0.8.235}{0.3(0,25-0.3.2.1.1)}$$ =10.3cm

- **Pour les poutres secondaires :**

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{19,09x10^3}{300x320}$ =1.81MPa .

Calcul de l'espacement entre cadre :

$$\frac{A_T}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3Kf_{tj}}{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$S_t \leq \frac{A_T \times 0.8f_e}{b(\tau_u - 0.3Kf_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{2.01\times10^{-4}\times0.8.235}{0.3(0,25-0.3.2.1.1)}$$ =10.6cm

a-2) Vérifications

- **A l'ELU**

a-2-1) Condition de non fragilité du béton (article B.6.4 BAEL91)

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

$$\begin{cases} A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1{,}159 \text{cm}^2 \text{ (poutres principales)} \\ A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1{,}159 \text{ cm}^2 \text{ (poutres secondaires)} \end{cases}$$

Condition de non fragilité du béton est vérifiée.

a-2-2) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0{,}40 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(BAEL91.art A.5.1.32)}$$

- Poutres principales : $T_u = 24{,}67\text{KN} < \overline{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576KN$
- Poutres secondaires : $T_u = 72{,}29\text{KN} < \overline{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576KN$

a-2-3) Vérification de la contrainte d'adhérence et de l'entraînement des barres aux appuis

- **Contrainte d'adhérence**

La contrainte d'adhérence des aciers dans le béton est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\overline{\tau_{su}} = \psi_s . f_{t28} = 2.1 \text{x} 1.5 = 3.15\text{MPa}$. ($\psi_s$=1.5 coefficient de scellement).

$\overline{\tau_{su}}$: La contrainte limite d'adhérence des barres.

Σu_i : $n.\pi.\Phi$ (Périmètre des aciers).

$\sum U_i = (3\pi 1.2) = 11{,}30$ cm

$$\tau_s = \frac{72{,}29 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 133} = 2.22\text{MPA} < \overline{\tau_{su}} = 3.15\text{ MPA}$$

a-2-4) Ancrage des aciers

- **Condition d'équilibre**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$\overline{\tau_{se}} = 0{,}6.\ \psi^2{}_s.\ f_{t28} = 0{,}6.\ (1{,}5)^2.2,\ 1 = 2{,}835\text{MPa}$

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$L_s = \dfrac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_e}}$ avec : $\overline{\tau_e} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 2.835$ MPa

-Pour ϕ 12 : L_s=42.32cm

--Pour ϕ 10 : L_s=35.27cm

Les règles du **(BAEL 91 Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4x L_S pour les aciers H.A.

-Pour ϕ 12 : La=16.92cm.

-Pour ϕ 10 : La=14.10cm.

a-2-5) Vérification de la contrainte tangentielle

Pour justifier les armatures transversales droites on doit vérifier :

$\tau_u = \dfrac{T_u}{b.d} < \overline{\tau_u}$ Avec $\overline{\tau_u} = \min\left(\dfrac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3{,}33MPa$ (Fissuration non préjudiciable).

Pour les poutres principales : $\tau_u = \dfrac{T_u}{b.d} = \dfrac{24{,}67x10^3}{300 \times 320} = 0.25MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa$ (vérifiée).

Pour les poutres secondaires : $\tau_u = \dfrac{T_u}{b.d} = \dfrac{72{,}29x10^3}{300 \times 320} = 0{,}75MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa$ (vérifiée).

a-2-6) Calcul des armatures transversales

- **poutres principales**

D'après le **(BAEL 91.art .A.7.2.2)** le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\dfrac{b}{10}; \dfrac{h}{35}, \phi_t\right\} = \min\{30\ ;\ 10\ ;\ 10\}$

ϕ_t : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : ϕ_t=8mm

La section des armatures transversales

On choisira un cadre et un étrier : At = 4HA8 =2.01cm^2.

- **Calcul des espacements :**

- **zone nodale (appui):** $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\}$

$S_t \leq \min\{8,75 : 9.6\}$

Soit : St =9 cm

- **Zone courante (travée):** $S_t' \leq \frac{h}{2}$ donc $S_t' \leq 17,5$ cm

Soit : S_t = 15 cm

- **Délimitation de la zone nodale**

L'=2×h

h : hauteur de la poutres.

L'=2x35=70cm pour les poutres longitudinales et transversales.

a-2-7) Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$A_t^{min} = 0,003 \cdot S_t b = 0.003 \times 9 \times 30 = 0.81$ cm^2 Pour les poutres secondaires.

$A_t^{min} = 0,003 \cdot S_t b = 0.003x15\ x30 = 1.35$cm^2 Pour les poutres principales.

$A_t = 2.16cm^2 > A_t^{min} = 0.81$cm² ……condition vérifiée.

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

-Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).

-Etat limite de résistance du béton en compression.

-Etat limite de déformation.

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de résistance du béton en compression**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0{,}6 f_{c28} = \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$ Avec K= $1/K_1$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d.A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

σ_s : La contrainte dans l'acier

On calcule : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$; $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$; $\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Les contraintes sont en (MPa)

Tableau VII-4: vérification du ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELS

a)Aux appuis

Zones	M_s(KN.m)	A_s(cm²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}(MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)	obs
ZoneI	-12,661	5.75	0,60	0.845	28,48	81,431	2,85	15	ok
ZoneII	-20,412	5.75	0,60	0.845	28,48	131,28	4,60	15	ok
ZoneIII	-25,676	5.75	0,60	0.845	28,48	165,14	5,79	15	ok

Tableau VII-5: vérification du ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS

b) En travée

Zones	M_s(KN.m)	A_s(cm²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}(MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)	obs
Zone I	9,038	5.75	0.60	0,845	28,48	58,12	2,04	15	ok
Zone II	15,734	5.75	0.60	0.845	28,48	101,19	3,55	15	ok
ZoneIII	18,743	5.75	0.60	0.845	28,48	120,54	4,23	15	ok

Tableau VII-6: vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

a)Aux appuis

Zones	M_s(KN.m)	A_s(cm²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}(MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)	obs
ZoneI	13,764	5.75	0.60	0,845	28,48	88,52	3,10	15	ok
ZoneII	13,93	5.75	0.60	0.845	28,48	89,60	3,14	15	ok
ZoneIII	19,653	5.75	0.60	0.845	28,48	126,40	4,43	15	ok

b) En travée

Zones	M_s(KN.m)	A_s(cm²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}(MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$(MPa)	obs
ZoneI	-36,35	5.75	0.60	0,845	28,48	233,80	8,20	15	ok
ZoneII	-36,959	5.75	0.60	0,845	28,48	237,70	8,34	15	ok
ZoneIII	-41,029	5.75	0.60	0.845	28,48	263,88	9,26	15	ok

- **Etat limite de déformation de la flèche :**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « $\overline{f}$ ».

Valeurs limites de la flèche :

Pour L ≤ 5 m $\Rightarrow \overline{f} = \dfrac{L}{500}$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

Sens xx : $\overline{f} = \dfrac{L}{500} = \dfrac{340}{500} = 0{,}68$

Sens yy : $\overline{f} = \dfrac{L}{500} = \dfrac{340}{500} = 0{,}68$

- **<u>Evaluation de la flèche</u> :[BAEL91/B.6.5,3]**

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \qquad avec : \quad I_{fv} = \frac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = Max\left\{1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}, 0\right\} \qquad et \quad \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{5\rho} = 0{,}0072 / P$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}866\,MPa.$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec n = 15

$$I_0 = \frac{b\,h^3}{12} + \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ **:** Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b\,d}$$

σ_s **:** Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d\, A_s}$$ (Calculée dans l'état limite de compression du béton).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-7: Vérification de la flèche :

a) les poutres principales :

Ms [KN.m]	σs	ρ	λv	μ	**Io** [cm4]	**Ifv**	**f**	**f barre**	**Obs**
18,743	120,54	0.0060	1.2	0. 388	109605,36	82263,84	**0.12**	**0.68**	**Vérifiée**

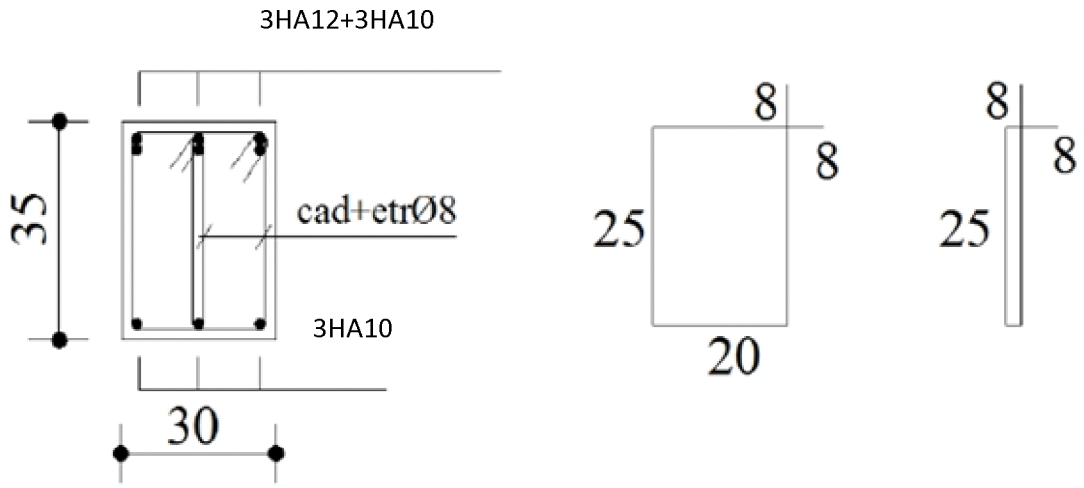
b) les poutres secondaires :

Ms [KN.m]	σs	ρ	λv	μ	**Io** [cm4]	**Ifv**	**f**	**f barre**	**Obs**
41,029	263,88	0.0060	1.2_	0.325	109723,11	86738,05	**0,26**	**0.68**	**Vérifiée**

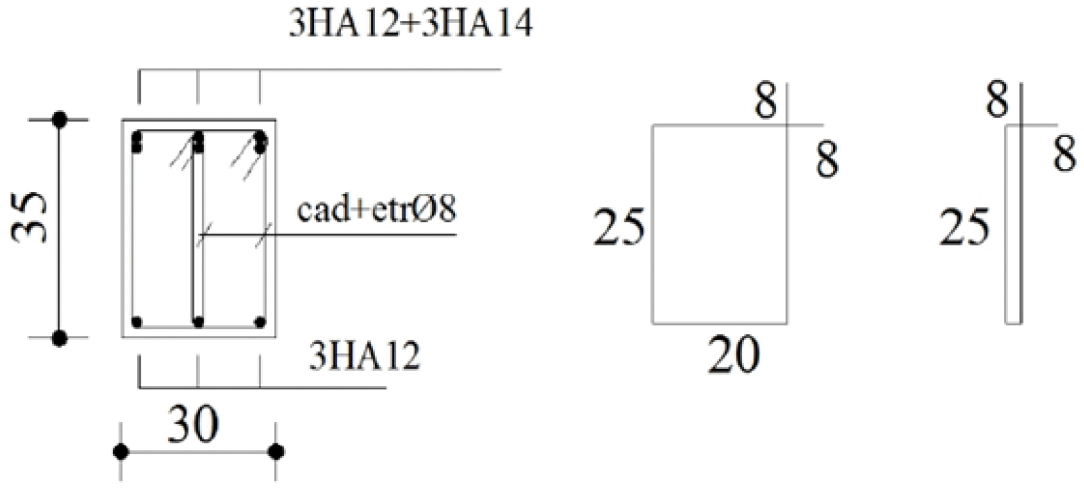
Ferraillage des poutres principales et secondaires.

❖ Poutre principale :

En appuis



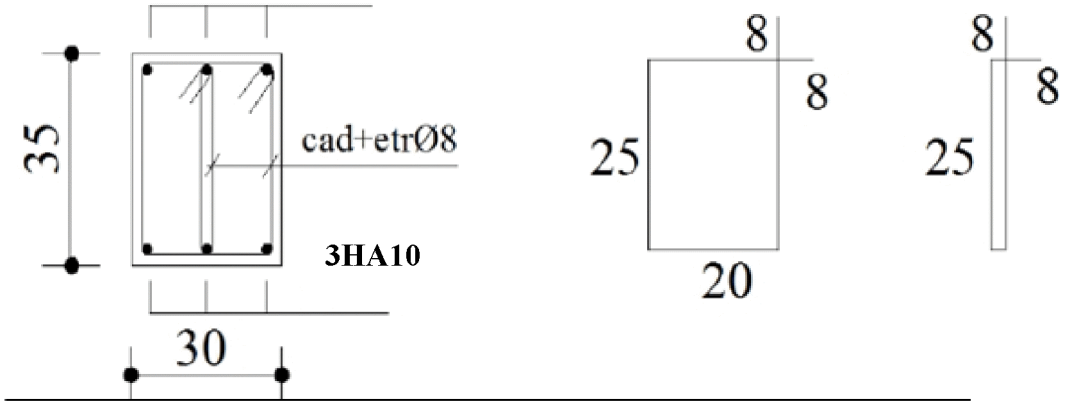
En travée



❖**Poutre secondaire**

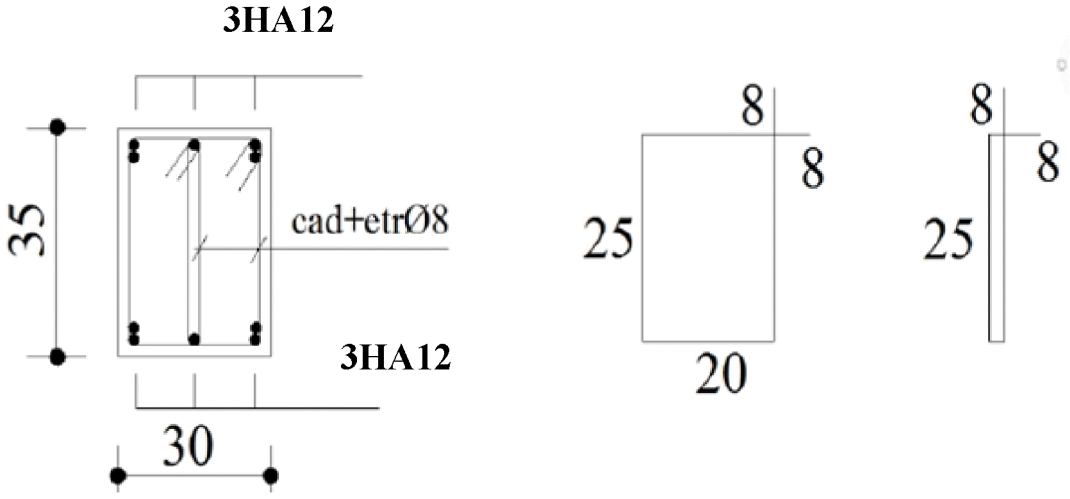
En appuis

3HA12+3HA10



En travée

3HA12



Chapitre VIII

Ferraillage des voiles

VIII-3) Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et horizontales (séisme). Ils seront ferraillés en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales et horizontales. Leur ferraillage est composé de trois (3) types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaisons l'action : Les combinaisons l'actions sismique et d'actions dues aux charges verticales a prendre sont données ci- dessous :

BAEL.91/modifie 99 : ELU :1.35G+1.5Q
ELS :G+Q

RPA.99/modifie2003 : 0.8G±E
G+Q±E

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : SS, RDC, 1erétage ,2ème.
- **Zone II** 3^{éme},4^{éme} , 5^{éme}étage.
- **Zone III** : 6ème, 7ème , 8^{éme} étage.

1) Les armatures verticales :

a) On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.\nu}{I} \qquad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.\nu'}{I}$$

Avec :

M : moment dans le voile.

N : effort normale dans le voile.

ν = ν'=L/2

ν': distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

ν : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

B = L .e (section du béton).

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

I : moment d'inertie du voile.

b) On découpe les diagrammes obtenus en bandes de largeur « d » :

$$d \le \min\left\{\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right\}$$

Avec :

L_c : longueur de la partie comprimée.

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

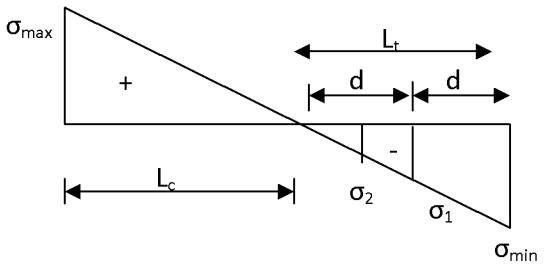
c) On détermine l'effort normal ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée, puis on détermine les armatures :

- **Section partiellement comprimée S.P.C :**

L'effort normal pour une bande « d » est donné par la formule suivante :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}.d.e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}.d.e$$



e : épaisseur des voiles.

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10‰)}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10‰)}$$

Avec :

A_1, A_2 : section d'armatures verticales.

$\sigma\ (10‰)$ = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de $(10‰)$.

Combinaisons courantes : $\sigma(10‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

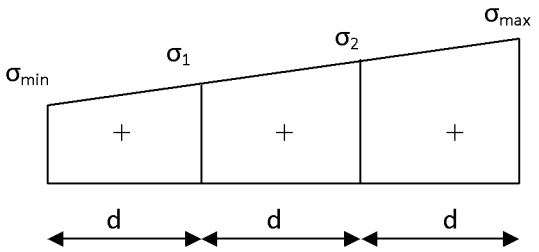
Combinaisons accidentelles : $\sigma(10‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

- **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

Les efforts normaux :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}.d.e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}.d.e$$



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1} - B.f_{bc}}{\sigma(2‰)}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2} - B.f_{bc}}{\sigma(2‰)}$$

avec :

A_1, A_2 : section d'armatures verticales.

$\sigma(2‰)$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes : $\sigma(2‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

Combinaisons accidentelles : $\sigma(2‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

f_{bc}= (contrainte de calcul dans le béton).

$$f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Combinaisons courantes : γ_s=1,5 ⟶ f_{bc}=14,2 MPa

Combinaisons accidentelles : γ_s=1⟶ f_{bc}=21,25 MPa

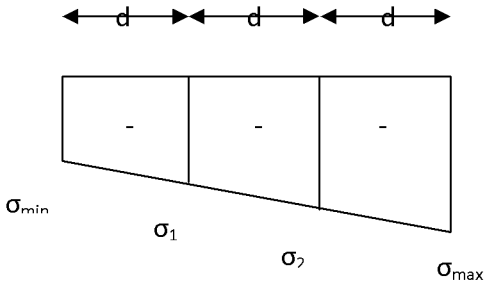
- **Section entièrement tendue (S.E.T)**

Les efforts normaux

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}.d.e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}.d.e$$

Les sections d'armatures sont données par :



$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10‰)}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10‰)}$$

Avec :

A_1, A_2 : section d'armatures verticales.

σ (10‰) = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de10‰ .

Combinaisons courantes : $\sigma(10‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

Combinaisons accidentelles : $\sigma(10‰) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

2) Section d'armatures minimales :

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- ✓ **Compression simple :**

$A_{min} \geq 4cm^2$ par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$0,2\%.B \leq A_{min} \leq 5\%.B$

B : Section du béton comprimé.

- ✓ **Traction simple :** $A_{min} = \frac{B.f_{t28}}{fe}$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendue (RPA99/modifier2003).

3) Les armatures horizontales :

La section d'armatures horizontales est donnée par :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \quad \text{(B.A.E.L)}$$

$$A_H \geq 0,15\%.B \quad \text{(RPA99)}$$

$$A_H \geq \max\left\{\frac{A_V}{4};\ 0,15\%.B\right\}$$

A_V : Section d'armatures verticales adoptée.

B : Section du béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ, dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

4) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle :

1- De relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carrés.
2- De renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression.

5) Les armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée comme suit :

$$\begin{cases} A_{Vj} = 1.1\dfrac{\overline{T}}{fe} \\ \overline{T} = 1{,}4T_K \end{cases}$$

Avec : $\overline{T}$: L'effort tranchant majoré à la base du voile.

T_K : L'effort tranchant au niveau considéré.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

A_{vj} : Section d'armatures de couture.

On ajoute cette quantité d'armatures à la section d'armatures tendues nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

6) Les potelets :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont les espacements ne doivent pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10 (RPA99/2003).

7) Les dispositions constructives :

a- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivante :

$S_t \leq$ min {1,5.e ; 30cm}.

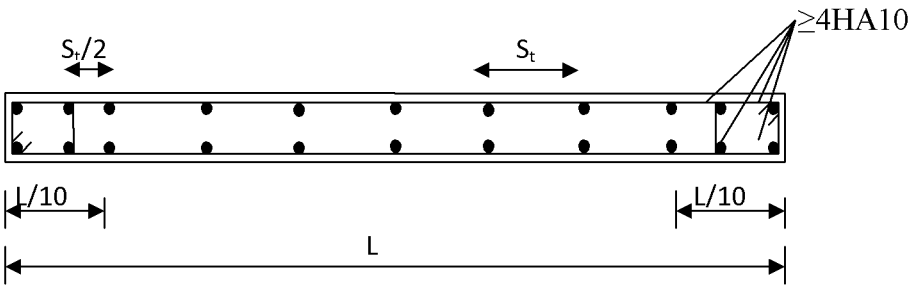
Avec : e : épaisseur du voile.

b- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale 1/10 L (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15cm.

c- Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.

d- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.



VIII.C.1 : Ferraillage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur **(d).**

A : Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :.

- voiles dans le sens transversales (y-y) , (VY1) :

a)caractéristiques géométriques :

Zone I:

L=3.40m, I=0.65m^4 0.20m

B=0.68m²

b) sollicitation de calcul :

N_s =2844.82 KN

N_{cor} =-3880.86 KN

M_{max}=-30.497KN.m

***Fig. VIII-1** : Disposition des armatures verticales dans les voiles*

V= $\frac{L_{voile}}{2}$ = 1.7 m

$$\begin{cases} \sigma_{Max} = \frac{-3880.86}{0.68} + \frac{-30.497 \times 1.7}{0.65} = -5786.90 \text{MPa} \\ \sigma_{Min} = \frac{-3880.86}{0.68} - \frac{-30.497 \times 1.7}{0.65} = -5627.38 \text{Mpa} \end{cases} \quad \text{(SET)} \longrightarrow$$

c)largeur de la zone tendue :

$L_t = 3.40m$

d)détermination de N :

Zone tendue

$N = \frac{\sigma_{max}+\sigma_{min}}{2} \times L \times e = 3880,86$ KN

e) calcul des armatures verticales :

- ✓ **1er bande : d=3.40m**

$$Av_1 = \frac{N_1}{\sigma s} = 9.70cm^2$$

f) armatures minimales : (BAEL99) :

$\mathbf{A_{min}} \geq 0.002B$ Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003)

$\mathbf{A_{min}}=0.002x\ 340x20=13.6cm^2$

$$A_{min} \geq \frac{B.f_{t28}}{fe} = 2.41cm^2 \Rightarrow Condition \quad vérifiée$$

g) ferraillage adopté :

$\mathbf{A_{min}}=13.6cm^2$ /bande

On opte 10HA14=15.39 cm^2

h) Armatures horizontales :

$A_H \geq max\left(\frac{A_V}{4}.0.15\%B_1\right) = max\left(\frac{9.70}{4}; \frac{0.15\times340\times20}{100}\right) = 10.2cm^2.$

A_H=10.2cm²/nappe → 10HA12=11.3 cm².

- L'espacement des barres verticales et horizontales :

  $S_t \leq \min(1.5xe; 30\ cm)$

  $S_t \leq \min(30; 30\ cm)$

On prend: $\mathbf{S_t}$**= 20 cm**

i) Armature transversal (art7-7-4-3, RPA99):

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m².

j) les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

k) vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\} = 30\text{cm}$ condition vérifiée

l)-vérifications :

- ✓ **Vérification à L'ELS :**

$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{15A_v + B} \rightarrow \sigma_b = \frac{2844.82 \times 10^3}{0.68 \times 10^6 + 15 \times 9.7 \times 10^2} = 4.09\text{MPA}$

$\sigma_{bc} = 4.09\text{MPA} \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPA}$ => Condition vérifiée

- ✓ **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

- **Selon le RPA99 (art : 7-7-2, RPA99) :**

$\tau_b = \frac{1.4T}{ed} = \frac{1.4 \times 3.05 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3400} = 0.006\ MPA \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5\ \text{MPA}$ => Condition vérifiée

- **Selon le BAEL91 :**

$\tau_u = \frac{T}{ed} = \frac{3.05 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3400} = 0.04\ \text{MPA} \leq \tau_u = \overline{\min}\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\ \text{MPA}\right) = 2.5\text{MPa}$

=> Condition vérifiée

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

- **Ferraillage des voiles transversales (VY1 ,VY2 , VY3, VY4) :**

		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	**L(m)**	3 .40	3.40	3.40
	e(m)	0.20	0.20	0.20
	B (m^2)	0.68	0.68	0.68
	I (m^4)	0.65	0.65	0.65
	V=V'=I/2	1.7	1.7	1.7
Sollicitations de calcul	**M (KN.m)**	- 30.497	-10.107	-12.92
	N(KN)	-3880.86	-2771.14	-1125.27
	T(KN)	3.05	3.78	4.33
	σ_{max}(MPa)	-5786.90	-4101.63	-1688.59
	σ_{min} (MPa)	-5627.38	-4048.77	-1621.01
	Nature de section	**SET**	**SET**	**SET**
	L_c (m)	/	/	/
	L_t (m)	3.40	3.40	3.40
	d (m)	3.40	3.40	3.40
	Efforts normaux **N_1 (KN)**	3880.86	2771.14	1125.26
Ferraillage	**A_{v1}(cm^2)**	9.70	6.72	2.81
	A_{min}(cm^2)	13.6	13.6	13.6
	A_1(cm^2)	10.4	10.4	10.4
	Choix des armatures / bande	**10HA14**= 15.39 cm^2	**10HA14**= 15.39 cm^2	**10HA14**= 15.39 cm^2
	Espacement	**20cm**	**20 cm**	**20 cm**
	A_h(cm^2)	10.2	10.2	10.2
	Choix des armatures /1m en deux nappes	**10HA12**=11.3 cm^2	**10HA12**=11.3 cm^2	**10HA12**=11.3 cm^2
	Espacement	**20 cm**	**20 cm**	**20cm**
	A_t(cm^2)	4 épingles de **HA8/ m^2**		
	S_{t1}(cm)	10	10	10
	S_{t2}(cm)	20	20	20
Vérifications	**N_s(KN)**	2844.82	1749.81	889.76
	$\overline{\sigma_{bc}}$=15MPa	4.09	2.57	2.55
	$\tau_u = 2.5MPa$	0.004	0.006	0.007
	$\tau_b = 5MPa$	0.006	0.008	0.009

Tableau VIII.1 : Ferraillage des voiles : VY1.VY2.VY3.VY4 dans le sens transversal.

- **Ferraillage des voiles longitudinales (VX1 et VX2):**

		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	**L(m)**	3 .40	3.40	3.40
	e(m)	0.20	0.20	0.20
	B (m^2)	0.68	0.68	0.68
	I (m^4)	0.65	0.65	0.65
	V=V'=l/2	1.7	1.7	1.7
Sollicitations de calcul	**M (KN.m)**	- 30.497	-10.107	-12.92
	***N*(KN)**	-3880.86	-2771.14	-1125.27
	T(KN)	3.05	3.78	4.33
	σ_{max}(MPa)	-5786.90	-4101.63	-1688.59
	σ_{min} (MPa)	-5627.38	-4048.77	-1621.01
	Nature de section	**SET**	**SET**	**SET**
	L_c (m)	/	/	/
	L_t (m)	3.40	3.40	3.40
	d (m)	3.40	3.40	3.40
	Efforts normaux **N_1 (KN)**	3880.86	2771.14	1125.26
Ferraillage	**A_{v1}(cm^2)**	9.70	6.72	2.81
	A_{min}(cm^2)	13.6	13.6	13.6
	A_1(cm^2)	10.4	10.4	10.4
	Choix des armatures / bande	**10HA14**= 15.39 cm^2	**10HA14**= 15.39 cm^2	**10HA14**= 15.39 cm^2
	Espacement	**20cm**	**20 cm**	**20 cm**
	A_h(cm^2)	10.2	10.2	10.2
	Choix des armatures /1m en deux nappes	**10HA12**=11.3 cm^2	**10HA12**=11.3 cm^2	**10HA12**=11.3 cm^2
	Espacement	**20 cm**	**20 cm**	**20cm**
	A_t(cm^2)	4 épingles de **HA8/ m^2**		
	S_{t1}(cm)	10	10	10
	S_{t2}(cm)	20	20	20
Vérifications	**N_s(KN)**	2844.82	1749.81	889.76
	$\overline{\sigma_{bc}}$=15MPa	4.09	2.57	2.55
	$\tau_u = 2.5MPa$	0.004	0.006	0.007
	$\tau_b = 5MPa$	0.006	0.008	0.009

Tableau . VIII.2 : Ferraillage des voiles : VX1.VX2 dans le sens longitudinales.

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois….) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

IX-I Les principaux rôles de la fondation :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale :** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment :** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à **une faible** profondeur. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

❖ **Fondation semi profondes :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

Les puits : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalise en gros béton, sollicité en tête par des semelles isolées armées destinées à repartir les charges de la structure.

❖ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieur à **5 m**, on distingue :

Les pieux : qui sont des colonnes en béton armé, réalises in situ ou préfabriqués, introduites dans des forages dans le sol.

IX-I-1 Étude géotechnique du sol :

Le choix 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 σ_{sol} = **2.5 bars** ;
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX-I-2 Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, en adoptera le type de fondation convenable.

IX-I-3 Dimensionnement de la fondation :

IX-I-3-1 Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal "N_{ser}" qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$

N_{ser} = 1034.49 KN ; σ_{sol} = 250 KN/m² ; $B \geq \sqrt{\frac{1394,68}{250}} = 2.36m$

On opte pour : **A=B= 2.36 m**

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

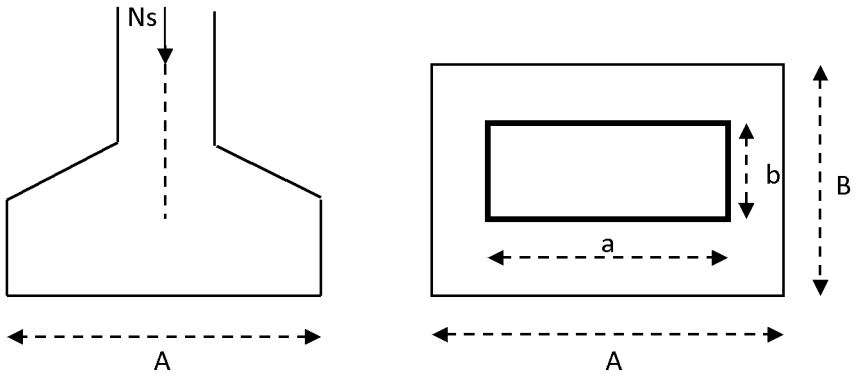


Figure IX-1 : Schéma d'une semelle

IX-I-3-2 Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à **l'ELS** sous l'effort normal **N**, données par la condition la plus défavorable.

Avec : $\mathbf{N_s = G+Q}$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \sigma_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanent a la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

- **Sens longitudinal :**

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m^2)	S=B*L (m^2)
VL1	1353,46	3.40	1,50	5,1
VL2	1352,99	3.40	1,59	5,40
			Somme	**10,5**

- **Sens transversal :**

6Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m^2)	S=B*L (m^2)
VT1	873,12	3,40	1,03	3,5
VT2	873,16	3,40	1,02	3,47
VT3	977,81	3,40	1,15	3,91
VT4	977,87	3,40	1,15	3,91
			Somme	**14,79**

Tableau IX-1 : Surface des semelles filantes sous voiles

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$S_v = \sum S_i =$ = 14,79+10,5 => **S_v = 25,29 m^4**

IX-I-3-3 Semelles filantes sous poteaux :

❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \dfrac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
-

Si : $e < \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Poteau	N_s(KN)	M (KN.m)	e (m)	N_s*e
C6	660,87	1,80	3,40	2246,95
C5	760,24	1,70	6,8	5169,63
C4	1350,35	1,53	0,00	0,00
C3	894,12	1,06	-3,40	-3040,00
C2	1019,23	3,43	-6,8	-6930,76
Somme	4684,81	9,52	0,00	-2554,18

Tableau IX-2 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

➢ **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e=\frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum Ni} = \frac{-2554{,}18+(9{,}52)}{4684{,}81} = -0{,}54m$$

➢ **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : e = - 0.54 m $< \frac{L}{6} = \frac{17{,}30}{6}$ = 2,88 m => Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{Ni}{L}\times(1-\frac{6e}{L}) = \frac{4684{,}81}{17.30}\times(1-\frac{6\times(-0{,}54)}{17{,}30}) = -321{,}51KN/ml$$

$$q_{\max} = \frac{Ni}{L}\times(1+\frac{6e}{L}) = \frac{4684{,}81}{17.30}\times(1+\frac{6\times(-0.45)}{17.30}) = 228{,}53KN/ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L}\times\left(1+\frac{3\cdot e}{L}\right) = \frac{4684{,}81}{17.30}\times(1+\frac{3\times -0.45}{17.30}) = 249{,}66KN/ml$$

IX-I-3-4 <u>Détermination de la largeur de la semelle</u> :

<u>Calcul de $\sigma_{(3/4)}$:</u>

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_s}{L_T\, B}\left(1+\frac{3e_s}{L_T}\right) \le \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{ce qui donne} \quad B \ge \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}\cdot L_T}\left(1+\frac{3e_s}{L_T}\right)$$

$$B \ge \frac{4684{,}81}{250\times 17{,}30}\left(1+\frac{3\times -0{,}45}{17{,}30}\right) = 0{,}92m$$

On adopte une largeur ***B* = 120 *cm***.

$$\rightarrow \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{4684{,}81}{1{,}2\times 17{,}30}\left(1+\frac{3\times -0{,}45}{17{,}30}\right) = 208{,}05kN/m^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux **:** $S_p = S\times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré. (n=6)

S=16,70cm(la largeur de portique)

$S_p = 16{,}70 \times 6 = 100{,}2\ m^2$

$S_t = S_p + S_v = 100{,}2+25{,}29 = 125{,}49\ m^2$

La surface totale de la structure : $S_{bât} = 17{,}30\times 16{,}70 = 288{,}91m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{125{,}49}{288{,}91} = 0.43$$

$S_t < 50\ \%\ S_{bât}$

Remarque: La surface totale des semelles représente $46{,}98\,\%$ de la surface totale du bâtiment ($S_s < 50\ \%\ S_T$), ce qui nous ramène à opter pour des **semelles filantes** comme fondations.

b-2-Hauteur de la semelle : $h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5\ cm$

Avec : B : largeur de la semelle.

h_s : hauteur de la semelle.

b : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

b = 0.40m pour les poteaux et 0.25m pour les voiles.

- **Semelles filantes sous voiles :**

$$h_s \geq \frac{120-25}{4} + 5 = 28.75\ cm$$

On adopte une hauteur $h_s = 30\ cm$

Les dimensions adoptées sont les suivantes : **B = 120 cm hs = 30 cm**

Les dimensions adoptées sont les suivantes : ***L* = 17.30 *m***

B* = 120*cm

h*$_s$ = 30 *cm

- **Semelles filantes sous poteaux :**

La hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{120-40}{4} + 5 = 25\ cm$$

On prend : **hs = 30cm**

- **Vérification des contraintes réelles :**

$$\sigma_{sol} = \frac{q_s^{\frac{3}{4}}}{B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{1408.12^{\frac{3}{4}}}{1.2} = 191.55 kN/m^2$$

$$\sigma_{sol} = 191.55 < \overline{\sigma}_{sol} = 300\, kN/m^2 \quad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

. **c- Etude de la poutre de rigidité :**

Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur : $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur : $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié : $L = 3{,}40\, m$

La hauteur : $\frac{340}{9} \leq h_p \leq \frac{340}{6} \Rightarrow 37{,}77 \leq h_p \leq 56{,}66$

On adopte une hauteur $\boldsymbol{h_p = 80cm}$

La largeur : $\frac{1}{3}$ **hp** $\leq$ **bp** $\leq \frac{2}{3}$**hp** $\Rightarrow 26.66 \leq$ **bp** $\leq$ **53.33cm** soit $\mathbf{b_p = 50}$

h = **80*cm***

b* = 50 *cm

d=h-c=77 ***cm***

Ferraillage de la poutre (ELU) :

Poteau	N_U(KN)	M (KN.m)	e (m)	N_U*e
C6	904,41	5,346	3,40	3074,99
C5	1043,35	2,38	6,8	7094,78
C4	1849,58	2,12	0,00	0,00
C3	1229,49	1,46	-3,40	-4180,26
C2	1400,23	4,76	-6,8	-9521,56
SOMME	6427,06	16,06	0,00	-6607,04

$$e=\frac{\sum N_i \times e_i+\sum M_i}{\sum Nu}=\frac{-6607,04+(16,06)}{6427,06}=-\ 1,02m$$

- **Calcul de la charge uniforme :**

$$q_u=\frac{\sum N_u}{L_T}\left(1+\frac{3e_u}{L_T}\right)=\frac{6427,06}{17,30}\left(1+\frac{3\times(1,02)}{17,30}\right)=437,22kN/ml$$

Les conditions de la méthode forfaitaire

✓ **Domaine d'application :**

-La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

Q≤max {2xG ;5KN/ml}

Q=2KN/ml≤ max{2x G ; 5KN/m} **condition vérifiée**.

Avec G (poids de la structure)

-Bâtiment à usage d'habitation et commercial donc fissuration non préjudiciable.

Condition vérifiée.

-La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections . **Condition est vérifiée.**

-Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire **:**

$0.8\leq L_i/L_{i+1}\leq 1.25$

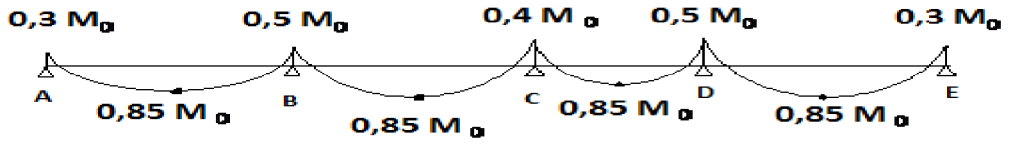
$$0,8\prec\frac{L_n}{L_{n+1}}=\frac{3.40}{3.40}=1\prec 1,25\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifié$$

Conclusion : la méthode forfaitaire est applicable.

- **Calcul des moments isostatiques :**

Les travée (2-3)(3-4)(4-5)(5-6)

$$M_0=\frac{q_u L^2}{8}=\frac{437,22x(3.4)^2}{8}=631,78kN.m$$



$$A\min = \frac{0,23 \times b \times d \times ft28}{fbc}$$

$$A\min = \frac{0,23 \times 50 \times 77 \times 2,1}{348} = 5,34$$

Calcul des armatures :

Aux appuis :

Appui	M_A kN.m)	μ	β	A_u (cm²)	A_{min}	Observation	A (adoptée)
2	189,53	0,045	0,976	7,24	5,34	Au < Amin	5HA16=10,05
3	315,89	0,054	0,972	12,07	5,34	Au > Amin	5HA16(filante)+5HA14(chapeau)=17,75
4	252,71	0,043	0,978	9,66	5,34	Au > Amin	4HA16(filante)+4HA14(chapeau)=14,19
5	315,89	0,054	0,972	12,07	5,34	Au > Amin	5HA16(filante)+5HA14(chapeau)=17,75
6	189,53	0,032	0,984	7,24	5,34	Au< Amin	5HA16=10,05

Tableau IX-3 : Ferraillage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

En travée :

Travée	M_t (kN.m)	μ	β	A_u (cm²)	A_{min}	Observation	A (adoptée)
2-3	537,01	0,127	0,932	21,50	5,34	Au > Amin	5HA20(filante)+5HA16(chapeau)=25,76
3-4	537,01	0,127	0,932	21,50	5,34	Au > Amin	5HA20(filante)+5HA16(chapeau)=25,76
4-5	537,01	0,127	0,932	21,50	5,34	Au > Amin	5HA20(filante)+5HA16(chapeau)=25,76
5-6	537,01	0,127	0,932	21,50	5,34	Au > Amin	5HA20(filante)+5HA16(chapeau)=25,76

Tableau IX-4 : Ferraillage de la poutre de rigidité en travée

Vérifications :

Vérification de la contrainte à l'ELS :

- **Dans le béton :**

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

  $\rho_1 = \dfrac{100A}{bd}$ Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

  $\sigma_{bc} = \dfrac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$

- **Calcul de la charge uniforme :**

$$qs = \frac{\sum Ns}{L_T}\left(1+\frac{3es}{L_T}\right) = \frac{4684{,}81}{17{,}30}\left(1+\frac{3\times(1{,}02)}{17{,}30}\right) = 318{,}69\ kN/ml$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

Les travé(2-3)(3-4)(4-5)(5-6)

$$M_0 = \frac{qsL^2}{8} = \frac{318{,}69x(3.4)^2}{8} = 460{,}50kN.m$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis :

Appui	M_s (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
2	138,15	0,261	0,919	64,73	3,00	15	Vérifiée
3	230,25	0,461	0,857	33,54	5,86	15	Vérifiée
4	184,2	0,368	0,906	38,19	4,87	15	Vérifiée
5	230,25	0,461	0,857	33,54	5,86	15	Vérifiée
6	138,15	0,261	0,919	64,73	3,00	15	Vérifiée

Tableau IX-5 : Vérifications des contraintes

En travée :

Travée	M_s (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
2-3	391,42	0,669	0,881	26,48	8,45	15	Vérifiée
3-4	391,42	0,669	0,881	26,48	8,45	15	Vérifiée
4-5	391,42	0,669	0,881	26,48	8,45	15	Vérifiée
5-6	391,42	0,669	0,881	26,48	8,45	15	Vérifiée

Tableau IX-6 : Vérifications des contraintes en travée.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \le \bar{\tau} = \min\left[\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}5\ MPa\ ;\ 4\ MPa\right]$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{437{,}22 \times 3{,}40}{2} = 743{,}27\ kN \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{743{,}22 \times 10^3}{500 \times 770} = 1{,}93\ MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad Condtion\ vérifiée$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \phi_{l\,\min}\right) cm$$

$$\phi_t \le \min(2{,}28;\ 5;\ 1{,}4)\ cm$$

$$\phi_t \le 16cm \quad \text{on prend} \quad \phi_t = 10mm$$

On adopte un cadre et un étrier de HA10, soit **4 HA10= 3.14cm²**

Espacement des cadres :

Calcul de l'espacement entre cadre :

$$\frac{A_T}{bS_t} \ge \frac{\tau_u - 0.3Kf_{tj}}{0.8 f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

Cadres droits : sin a + cos a = 1

f_{tj}=2.1

K=1

$A_T = 4HA10 = 3.14$

$f_e = 235$

$$S_t \le \frac{A_T \times 0.8 f_e}{b(\tau_u - 0.3Kf_{tj})}$$

$$S_t \le \frac{3.14 \times 100 \times 0.8.235}{500(1,93 - 0,3.2,1.1)} = 90,81cm$$

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

- **le RPA 99 (corrigé en 2003)**, l'espacement entre les cadres doit être :

  - **En zone nodale :**

$$S_t \le \min\left(\frac{h}{4} ; 12\,\phi_l ; 30\right) cm$$

$$S_t \le \min\left(20 ; 16,8 ; 30\right)$$

$S_t \le 16,8cm$ On prend $S_t = 15\ cm$

  - **En zone courante :**

$S_t \le \frac{h}{2} = 40\ cm$ On prend $S_t = 30cm$

$On\ a : A_t \ge 0,003\ S_t\, b = 0,003 \cdot 15 \cdot 50 = 2,25cm^2$

$A_t = 4\phi 9 = 2,54\ cm^2 \Rightarrow condition\ vérifiée$

- Selon **le BAEL 91**

:

$$S_t \le \frac{0,8 \times A_t \times fe}{b \times (1,68 - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0,8 \times 3,14 \times 40}{50 \times (1,68 - 0,3 \times 2,1 \times 0,1)} = 12,42cm$$

$S_t = 15cm$

XI-2 Ferraillage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{u\,f}(B - b)}{8\,d\,\sigma_s}$$

$$N_{uf} = Bxq^{\frac{3}{4}} x100$$

A_B est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$B = 1{,}2\ m \quad \Rightarrow \quad N_{uf} = 95{,}61 \times 1{,}2 \times 1\ m = 114{,}73\ kN$

Ce qui nous donne

On prend **4 HA 12 =4.25 cm²/ml**

Armatures de répartition : $A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{4.25}{4} = 1{,}06 cm^2$

On prend **4 HA 10 = 3,14 cm²**

XI-3 Ferraillage de la semelle sous mur (V_{11}) :

Dimensionnement :

$N_s = 4684{,}81\ kN$; $L = 13{,}6m$; $\overline{\sigma}_{sol} = 250\ MPa$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{4684{,}81}{250 \times 13{,}6} = 1{,}37m$$

On prend : $B = 140cm$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\ cm = \frac{140-50}{4} + 5 = 27{,}5cm$$

On prend : $h = 30cm$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 140 cm

h = 30 cm ,d=27cm

Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{B\,L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{4684{,}81}{1{,}4 \times 13{,}6} = 246{,}05 kN/m^2$$

$\sigma_{sol} = 246{,}05 < \overline{\sigma}_{sol} = 250\ kN/m^2 \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée

Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$N_u = 6427{,}06\ kN$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8\ B} \quad \Rightarrow \quad M_u = \frac{6427{,}06 \times (1{,}4-0{,}5)^2}{8 \times 1{,}4} = 464{,}81\ kN.m$$

$$A = \frac{M_u}{Z\ \sigma_s} \qquad (Z = 0{,}9\ d)$$

$$A = \frac{M_u}{0{,}9\ d\ \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{464{,}81 \times 10^3}{0{,}9 \times 770 \times 348} = 1{,}92 cm^2$$

On prend **7 HA12 = 7,8 cm²**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7{,}80}{4} = 1{,}95\ cm^2$$

Soient **5 HA 10 = 4,52 *cm²***

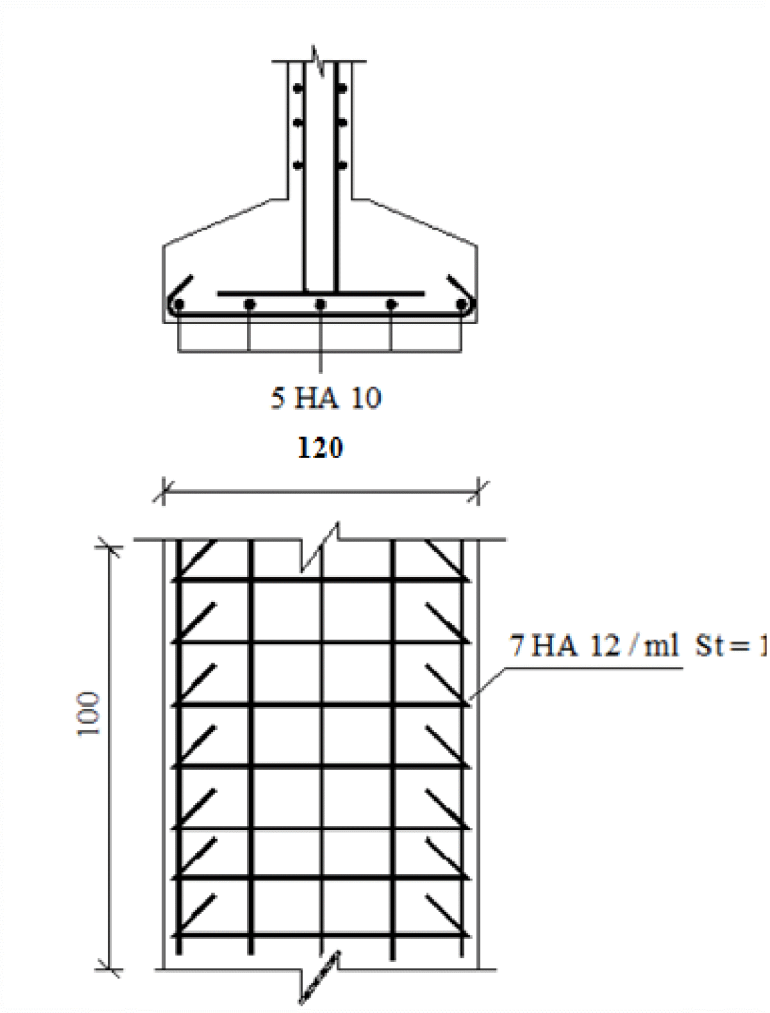


Fig XI-3 : Ferraillage de la semelle sous voile

XI-4 Ferraillage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- $(25\ cm \times 30\ cm)$: *Site de catégorie* S_2 *et* S_3

- $(30\ cm \times 30\ cm)$: *Site de catégorie* S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(25 X 30)**.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ kN$$

Avec N : égale à la valeur maximale des charge verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Armatures longitudinales :

$N = 1849{,}58\,kN$

$\alpha = 15$ (*Zone II a ; Site 2 est* 3)

$$F = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1849{,}58}{15} = 123{,}3\,kN$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{123{,}3 \cdot 10}{348} = 3{,}54\,cm^2$$

On prend **4 HA 12 = 4,52 cm²/ml**

Le ferraillage minimum exigé par le RPA est de $0{,}6\ \%$ de la section totale.

$$A_{\min} = 0{,}006 \cdot 25 \cdot 30 = 4{,}5\ cm^2$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\ ;\ \phi_{l\,\min}\right) cm$$

$\phi_t \leq \min(0.85\ ;\ 2{,}5\ ;\ 1{,}2)\ cm$

$\phi_t \leq 0{,}85\ cm$ *on prend un cadre HA*8

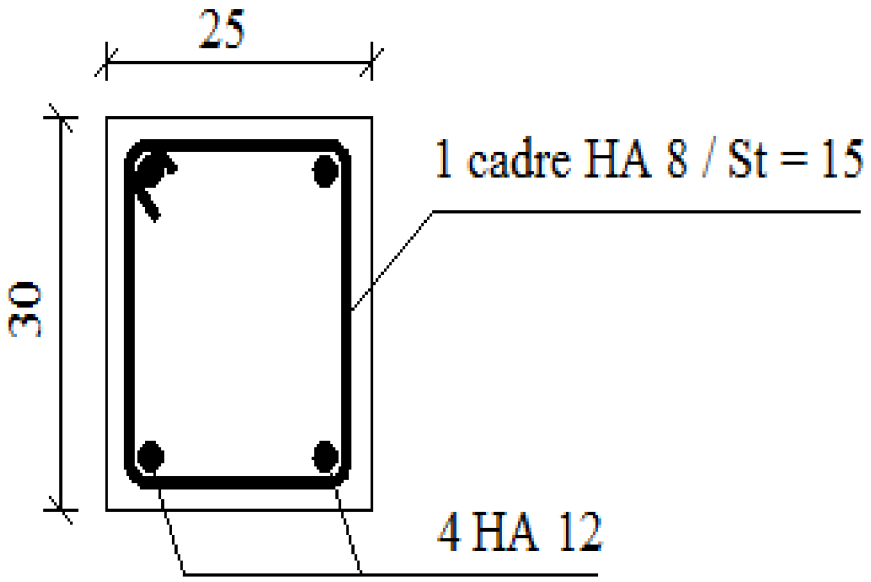
Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$S_t \leq \min(20\ ;\ 15\phi_t)\ cm$

$S_t \leq \min(20\ ;\ 21)\ cm$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15\ cm$



chapitre X

Mur plaque

I- Introduction :

Afin de relier l'infrastructure a la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondation les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limité les déplacements horizontaux relatif des fondations ;et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

II - Pré dimensionnement du voile périphérique :

(ARTICLE : 10-1.2 : RPA 2003)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

II -1- Contrainte des sollicitations :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

II - 2- CARACTÉRISTIQUES DU SOL :

- Surcharge éventuelle : q = 10 KN / m^2
- Poids volumique des terres : γ = 17 KN / m^3
- Angle de frottement : $\varphi = 33°$
- Cohésion : C = 0

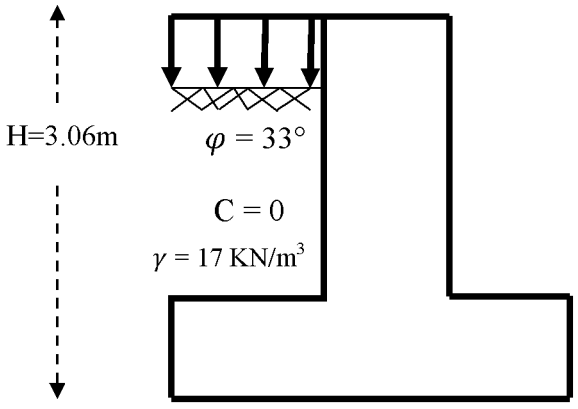


Fig :X-1 : Schéma statique de mur

II -3- Calcul des sollicitations :

Ko = (1 - sin φ) / cos φ = 0.54

σ_v = q + γ h $\Rightarrow$ 0 < h < 3.06 m

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1{,}35 \times \gamma \times h + 1{,}5 \times q)$$

$$h = 0\ m \rightarrow \sigma_{H1} = 1{,}5 \times 10 \times 0{,}54 = 8.1\ KN/m^2$$

$$h = 3.06\ m \rightarrow \sigma_{H2} = 0{,}54 \times (1{,}35 \times 17 \times 3.06 + 1{,}5 \times 10) = 46.02\ KN/m^2$$

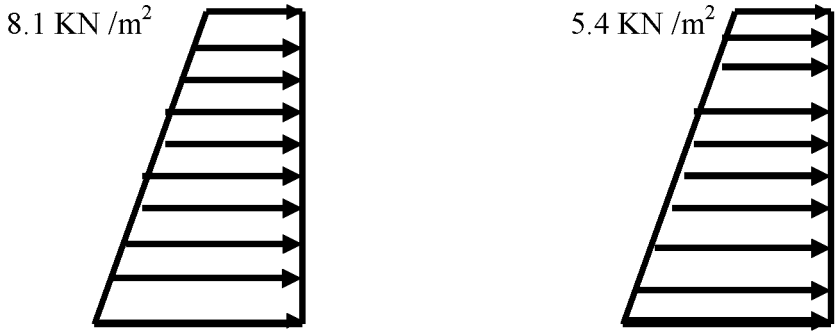
- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0\ m \rightarrow \sigma_{H1} = 0{,}54 \times 10 = 5.4\ KN/m^2$$

$$h = 3.06\,m \rightarrow \sigma_{H2} = 0{,}54 (10 + 17 \times 3.06) = 33.5\ KN/m^2$$

Diagramme des contraintes :



ELU ELS

II-3-1- Charges moyennes *:*

ELU : $P_u = \dfrac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\ m = \dfrac{3 \times 46.02 + 8.1}{4} = 36.54 KN/ml$

ELS : $P_s = \dfrac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\ m = \dfrac{3 \times 33.5 + 5.4}{4} = 26.47 KN/ml$

II-3-2- Ferraillage du voile plaque :

II-3-2-1- Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considérer comme un ensemble de dalles continues encastrées de chaque coté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

II-3-2-2 - Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis **;**

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
  - 0.3 : Appuis de rive
  - 0.5 : Autre appuis

II-3-2-3- Identification des panneaux :

$l_X = 3.06\ m$

$l_Y = 3{,}10\ m$

$\rho = \frac{l_X}{l_Y} = \frac{3.06}{3{,}10} = 0{,}98;\ 0.4 \prec \rho \prec 1 \Rightarrow$ *le panneau travaille dans les deux sens*

II-3-2-4- Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0{,}64 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0{,}0385 \\ \mu_Y = 0{,}956 \end{cases}$$

$M_{0X} = \mu_X\, q l_X^2 = 0{,}0385 \times 36.54 \times 3.06^2 = 13.17\ \ KN.m$

$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0{,}956 \times 13.17 = 12.59\ KN.m$

❖ **Correction des moments :**

➢ **Sens x- x :**

- *Aux appuis :*

$M_a = 0{,}5 M_{0X} = 0{,}5 \times 13.17 = 6.59\, KN.m$

- *En travée :*

$$M_t = 0{,}85\, M_{0X} = 0{,}85 \times 13.17 = 11.19\ KN.\ m$$

➢ **Sens Y - Y :**

- *Aux appuis :*

$$M_a = 0{,}5 M_{0Y} = 0{,}5 \times 12.59 = 6.30\, KN.m$$

- *En travées :*

$$M_t = 0{,}85 M_{0Y} = 0{,}85 \times 12.59 = 10.70\ KN.m$$

II-3-2-5- Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0{,}98 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0{,}0459 \\ \mu_Y = 0{,}970 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X\, q l_X^2 = 0{,}0459 \times 26.47 \times 3.06^2 = 11.37\ \ KN.m$$
$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0{,}970 \times 11.37 = 11.02\ KN.m$$

❖ **Correction des moments :**

➢ **Sens x - x :**

- *Aux appuis :*

$$M_a = 0{,}5 M_{0X} = 0{,}5 \times 11.37 = 5.69\, KN.m$$

- *En travée :*

$$M_t = 0{,}85\, M_{0X} = 0{,}85 \times 11.37 = 9.67\ KN.\ m$$

➢ **Sens Y - Y :**

- *Aux appuis :*

$$M_a = 0{,}5 M_{0Y} = 0{,}5 \times 11.02 = 5.52\, KN.m$$

- *En travées :*

$$M_t = 0{,}85 M_{0Y} = 0{,}85 \times 11.02 = 9.38\ KN.m$$

II-4- Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_U	μ_l	Section	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	e (cm)
XX	*Appuis*	6.59	0.014	0.392	**SSA**	0.993	1.05	2.17	**3HA14 = 4.62**	**20**
	Travée	11.19	0.024	0.392	**SSA**	0.998	1.78	2.17	**3HA14 = 4.62**	**20**
YY	*Appuis*	6.30	0.014	0.392	**SSA**	0.993	1.01	2.17	**3HA14 = 4.62**	**20**
	travée	10.70	0.022	0.392	**SSA**	0.989	1.72	2.17	**3HA14 = 4.62**	**20**

Tableau 1- ferraillage du voile périphérique

II-4-1- Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0{,}001\, b\, h = 0{,}001 \times 100 \times 20 = 2\ cm^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m^2 de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

II -5 - Vérification à l'ELS :

II -5-1- Vérification des contraintes :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens x - x	*Appui*	6.59	5.69	1.16	0.0150	0.23	*vérifiée*
	Travée	11.19	9.67	1.16	0.0265	0.23	*vérifiée*
Sens y - y	*appui*	6.30	5.52	1.14	0.0138	0.22	*vérifiée*
	travée	10.70	9.38	1.14	0.0252	0.22	*vérifiée*

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

X-5-2- Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_X} \geq \frac{M_t}{20M_U}$$

$$\frac{h}{l_X}=\frac{20}{306}=0.065>\frac{M_t}{20M_U}=\frac{11.19}{20\times 11.19}=0{,}050 \Rightarrow \textit{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd}=\frac{4{,}62}{100\times 18}=0{,}002<\frac{2}{400}=0{,}005 \Rightarrow \textit{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

CONCLUSION :

-L'épaisseur du mur plaque est de 20cm .

-Le calcul du mur plaque est fait pour une bande de1m.

-Le ferraillage du mur plaque est comme suit.

Conclusion générale

l'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous à permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur Les méthodes de calcul et d'études des structures ;même sur La pratique des logiciels comme ETABS ;AUTOCAD…qui permet de réduire le temps et Facilite l'analyse et le dessin des structures

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séisme et la maîtrise de leur phénomène imposent des mise à jour régulières des règlements Parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des Vies humaines et des constructions vis-vis des actions Sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, Durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour D'autres projets dans notre vie professionnelle.

Bibliographie

Règlements :

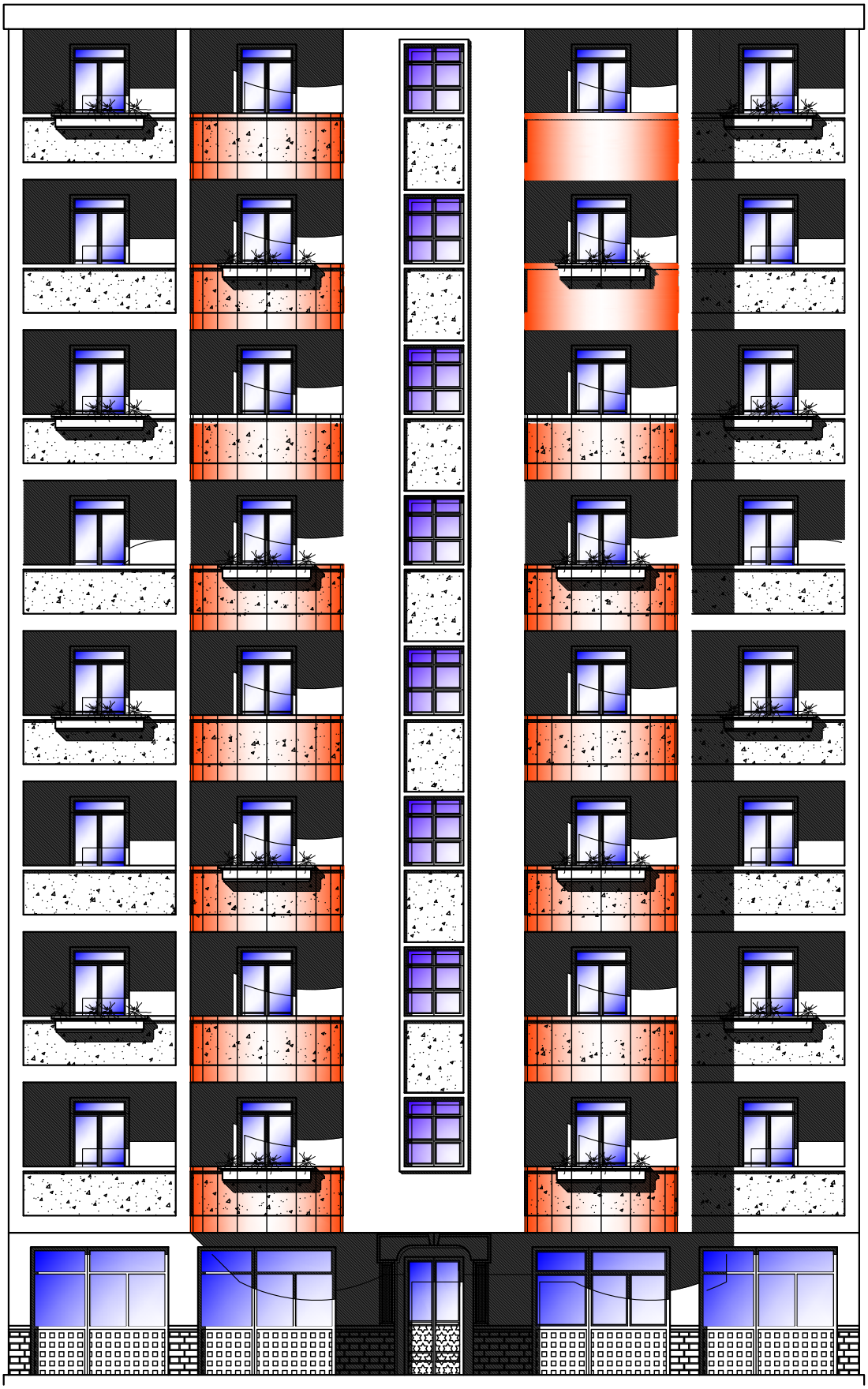
- ***Règles Parasismique Algériennes RPA99/version 2003 .***
- ***Règles de Conception et de calcul des Structures-Béton Armé CBA93.***
- ***Règles de calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.***
- ***Document technique réglementaire DTA B.C.2.2.***

Ouvrage :

- ***Calcul des ouvrage en béton armé ……Mohamed Bellazougui***
- ***Cours de béton armé……Abdelhak Barak***
- ***Ouvrages en béton armé……..H.Renaud***
- ***Calcul en béton armé ……Marius diver édition(paris1972)***
- ***Tables de Pigeaud et table de calcul à L'ELU ET L'ELS.***
- ***Cours et TD (Béton, MDS et RDM).***

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FAÇADE PRINCIPALE Ech 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
MME MEBARKE Fazia
MME MARBOUTI Djamila
Mlle ZEROUKHI Cherifa

DIRIGE PAR:
Mme MAGHELAT

TITRE

coffrage des fondations

PROMOTION 2013-2014

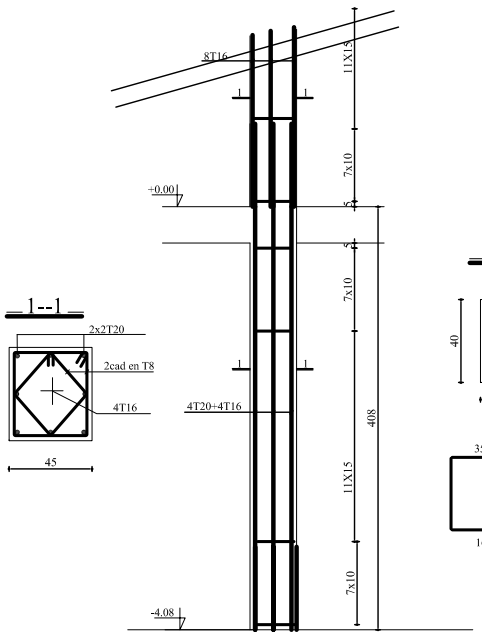
ECHELLE :1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

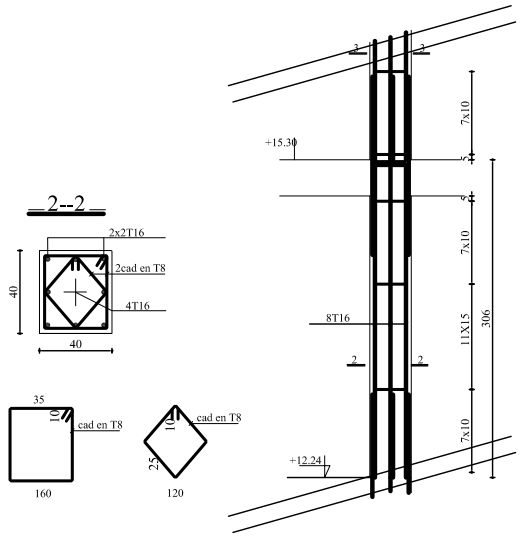
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

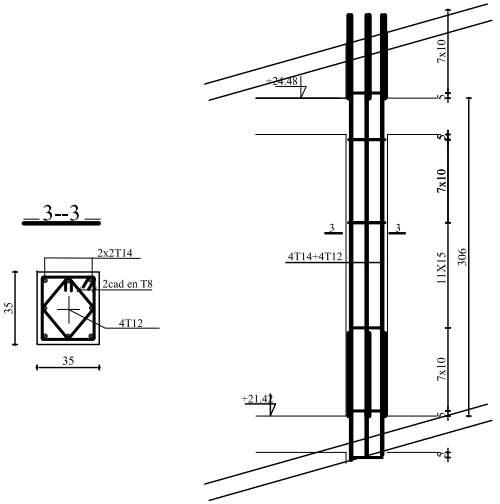
ZONE I(s-sol



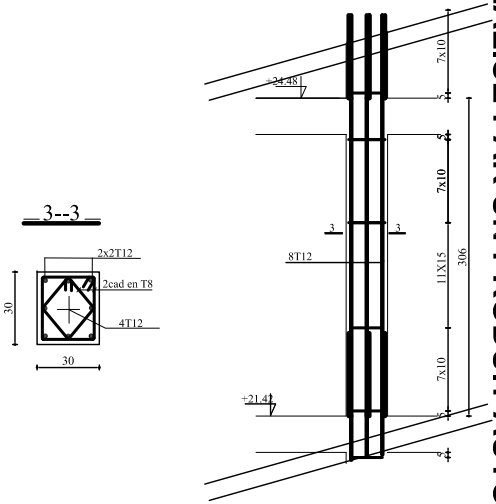
ZONE II(1eme et2eme étages



ZONE III(3eme;4eme et 5eme étages

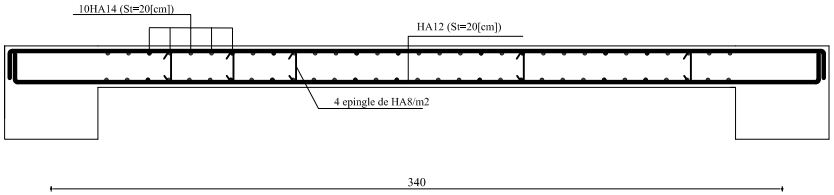


ZONE III(6eme;7eme et 8eme étages



FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALES ET TRANSVERSAL :

ZONE I.II.III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: **MME MEBARKE Fazla** **MME MARBOUTI Djamila** **Mlle ZEROUKHI Cherifa** DIRIGE PAR: **Mme MAGHELAT**	TITRE **coffrage des fondations**
PROMOTION 2013-2014	**ECHELLE :1/50**

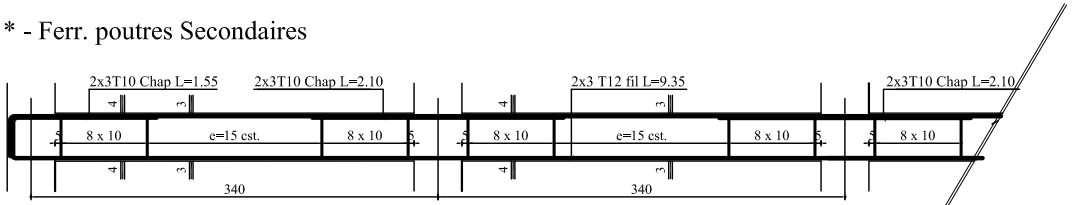
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

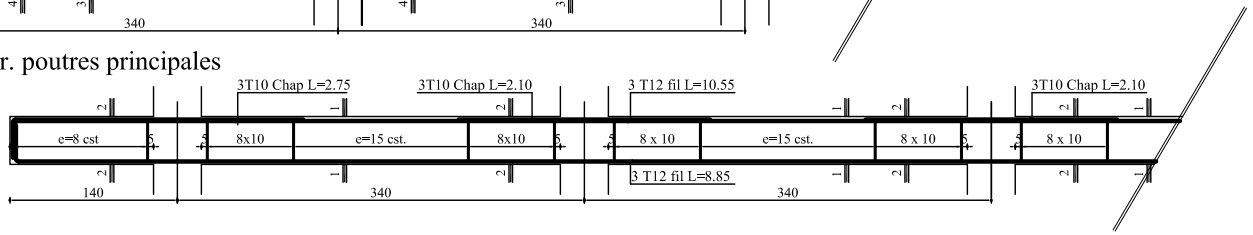
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

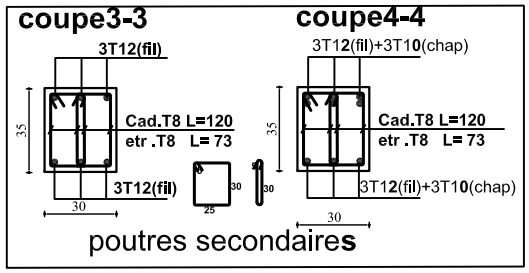
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

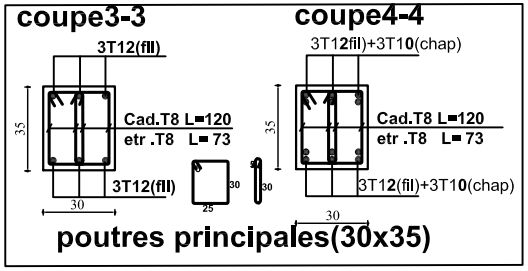
* - Ferr. poutres Secondaires



* - Ferr. poutres principales







REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

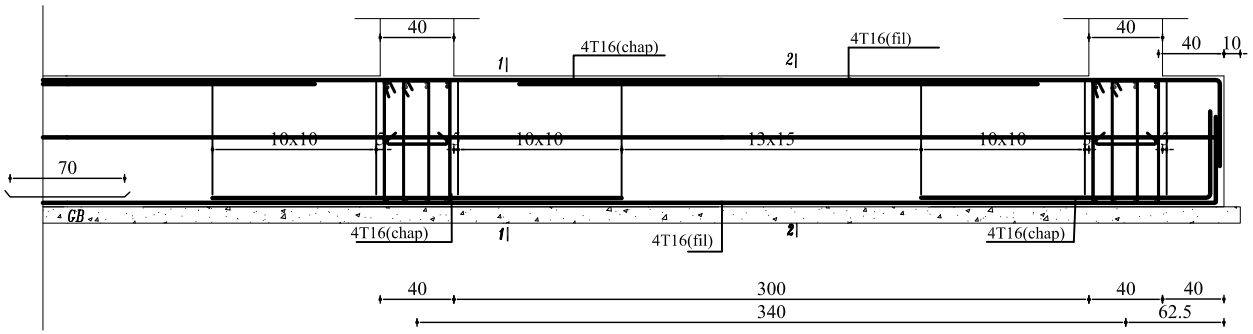
ETUDIE PAR: **MME MEBARKE Fazia** **MME MARBOUTI Djamila** **Mlle ZEROUKHI Cherifa** DIRIGE PAR: **Mme MAGHELAT**	TITRE **coffrage des fondations**
PROMOTION 2013-2014	**ECHELLE :1/50**

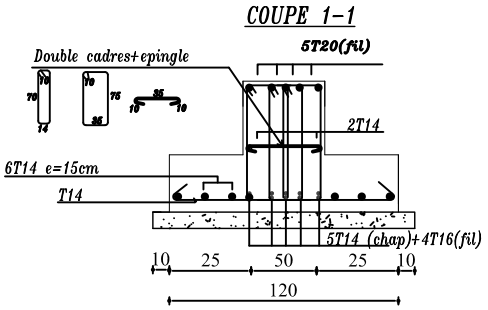
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

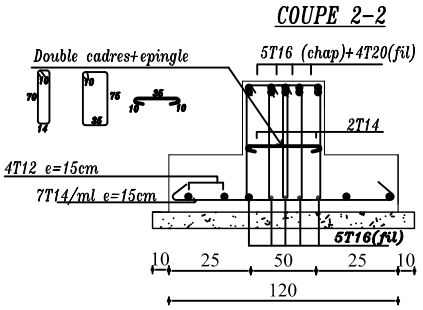
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

ferr de la nervure de rigidité :







REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
MME MEBARKE Fazla
MME MARBOUTI Djamila
Mlle ZEROUKHI Cherifa

DIRIGE PAR:
Mme MAGHELAT

TITRE

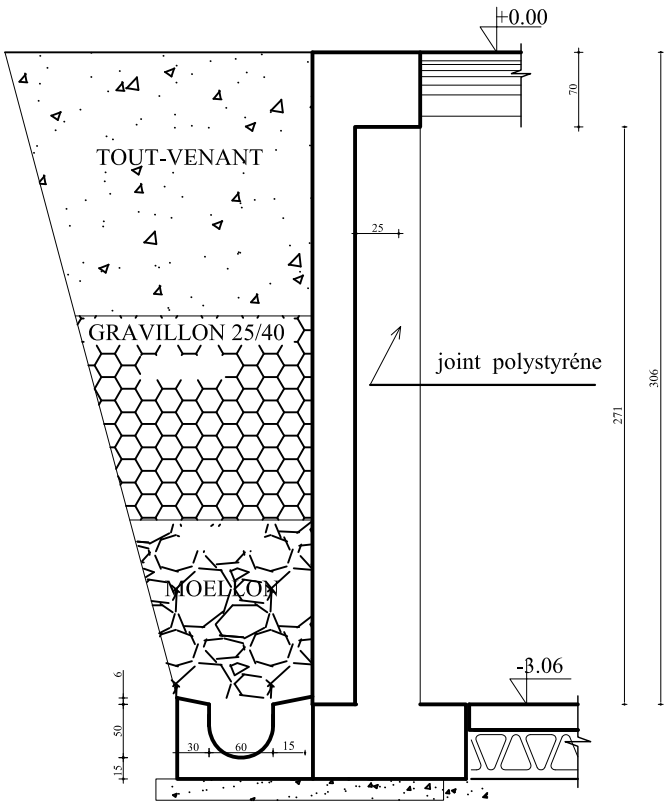
coffrage des fondations

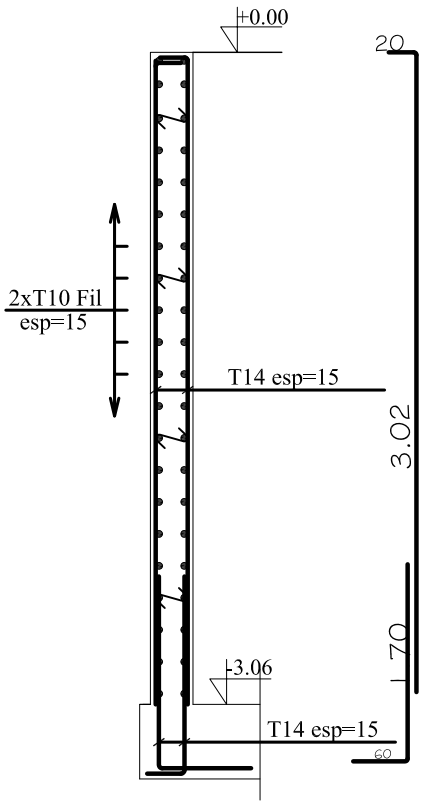
PROMOTION 2013-2014

ECHELLE :1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF





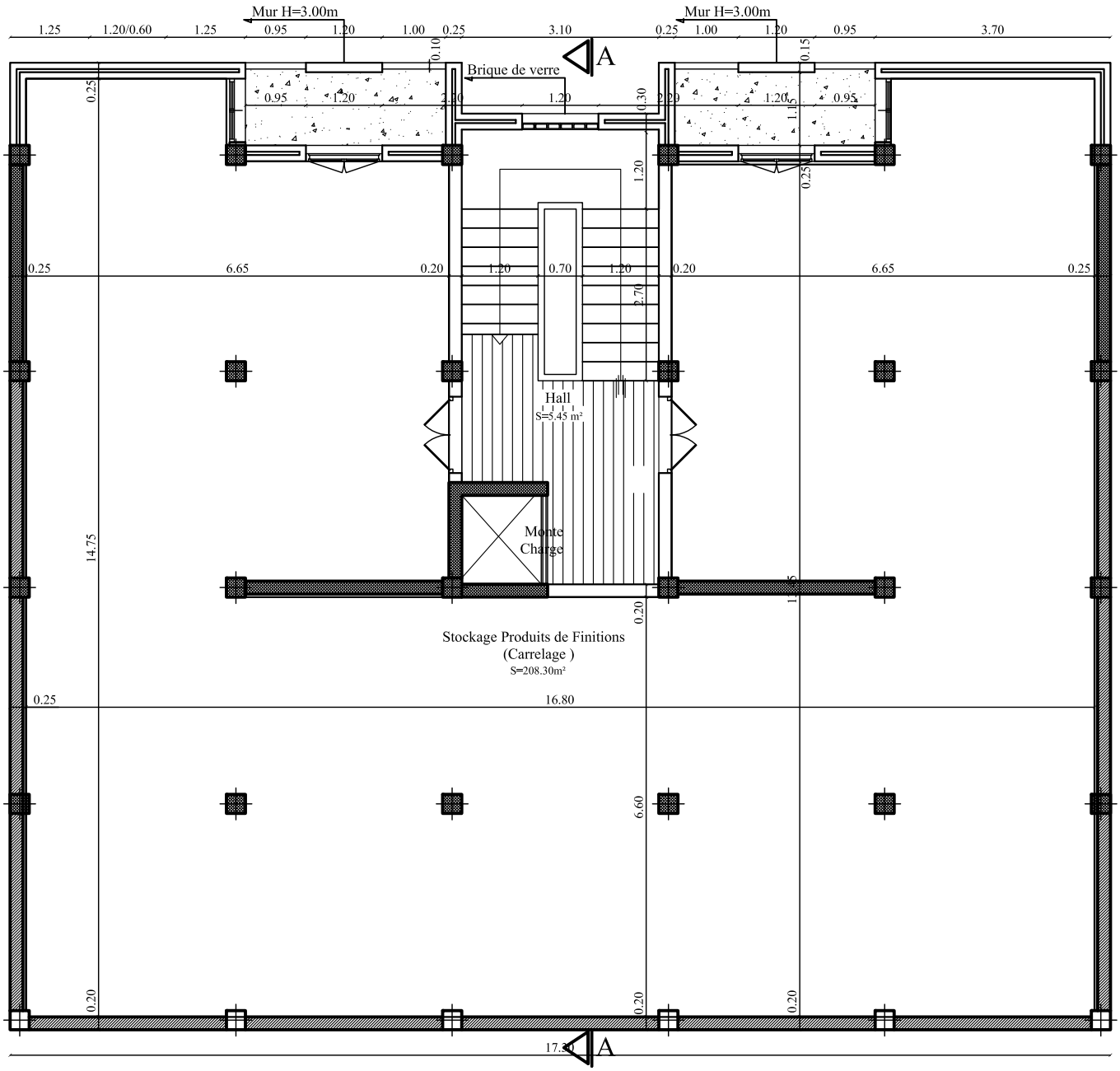
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: **MME MEBARKE Fazia** **MME MARBOUTI Djamila** **Mlle ZEROUKHI Cherifa** DIRIGE PAR: **Mme MAGHELAT**	TITRE **coffrage des fondations**
PROMOTION 2013-2014	**ECHELLE :1/50**

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DE SOUS-SOLS Ech. 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
MME MEBARKE Fazia
MME MARBOUTI Djamila
Mlle ZEROUKHI Cherifa

DIRIGE PAR:
Mme MAGHELAT

TITRE
coffrage des fondations

PROMOTION 2013-2014

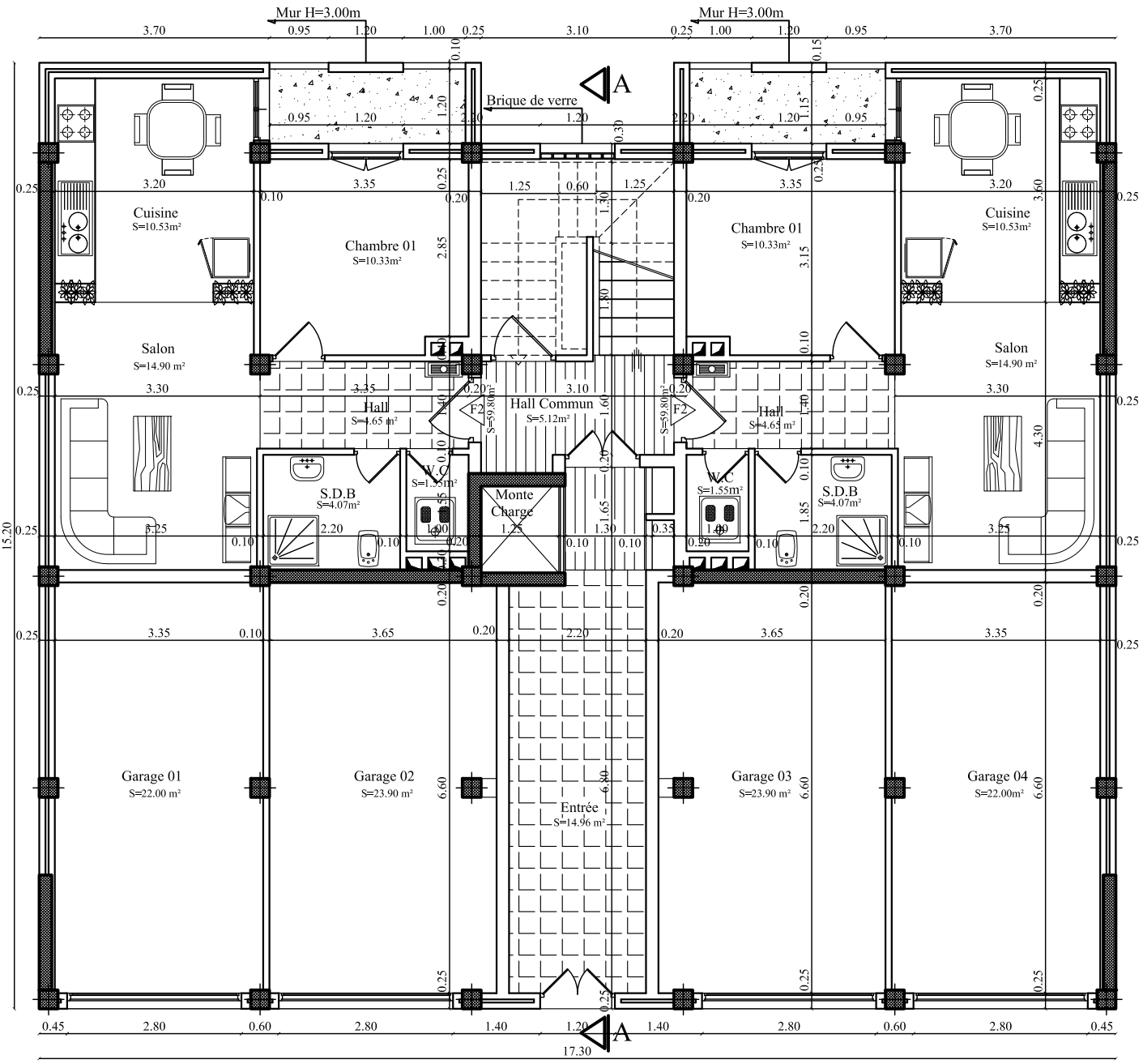
ECHELLE :1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REZ-DE-CHAUSSEE Ech. 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
MME MEBARKE Fazia
MME MARBOUTI Djamila
Mlle ZEROUKHI Cherifa

DIRIGE PAR:
Mme MAGHELAT

TITRE

coffrage des fondations

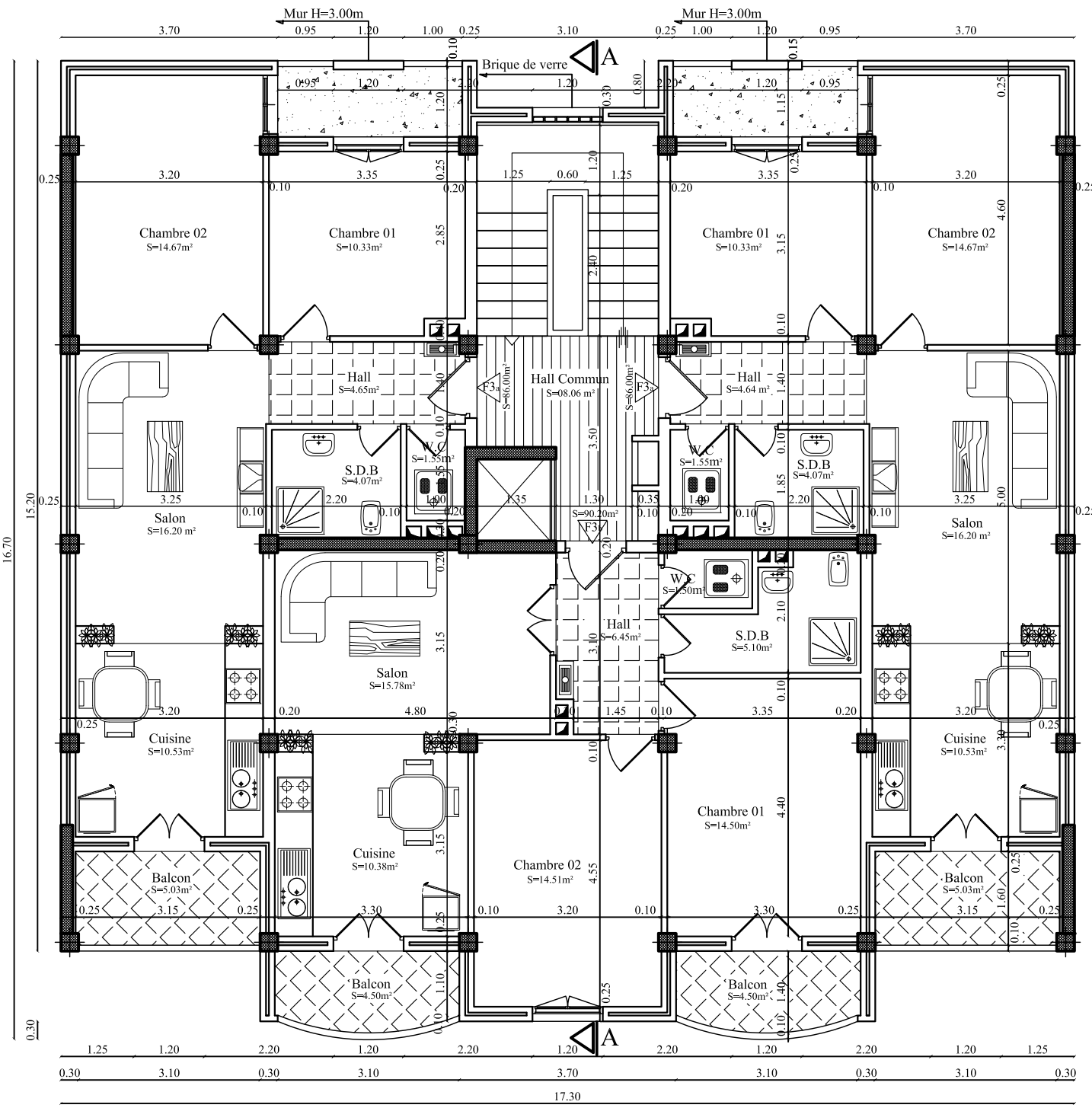
PROMOTION 2013-2014

ECHELLE :1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN D'ETAGE COURANT Ech. 1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
MME MEBARKE Fazla
MME MARBOUTI Djamila
Mlle ZEROUKHI Cherifa

DIRIGE PAR:
Mme MAGHELAT

TITRE

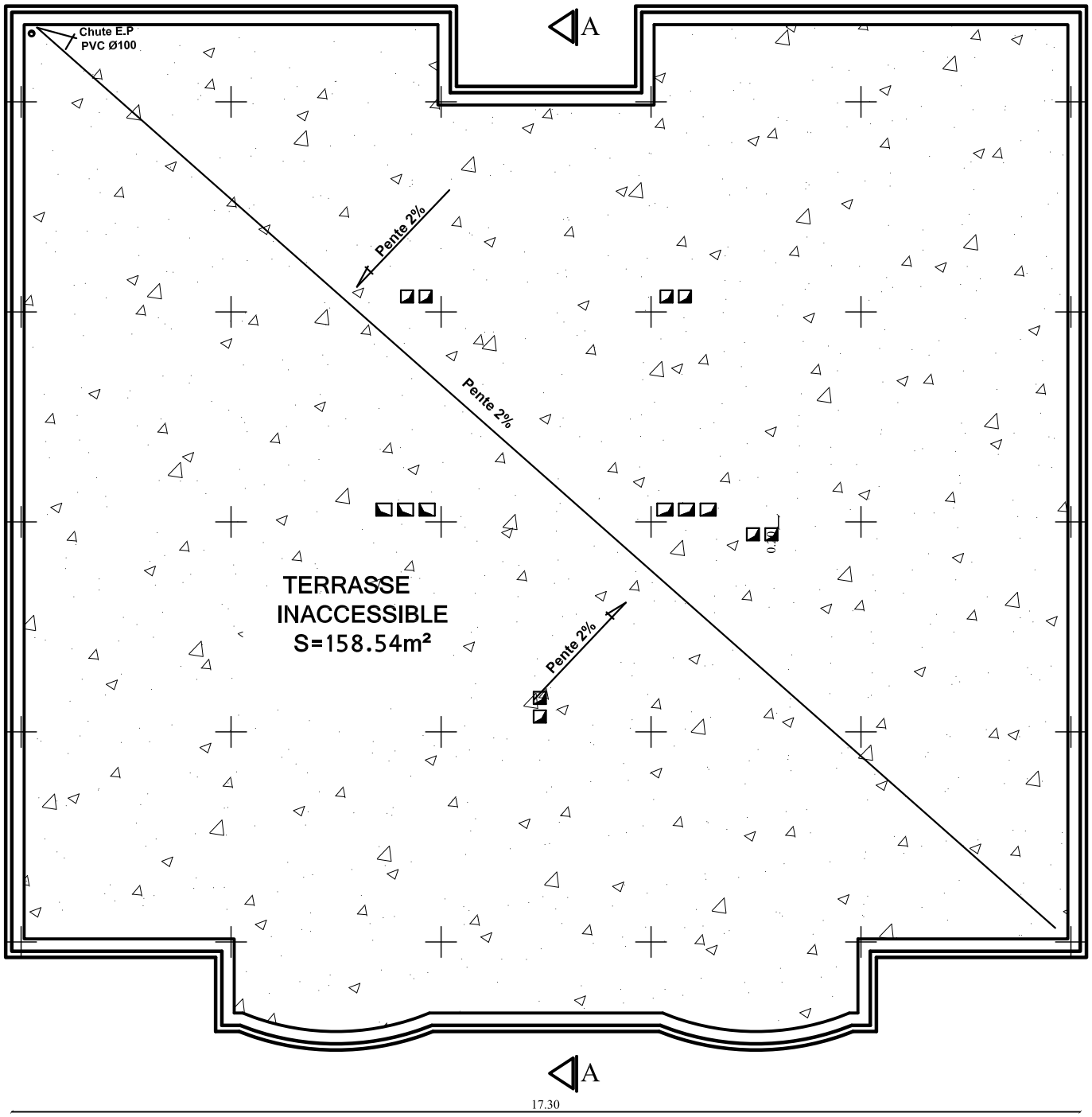
coffrage des fondations

PROMOTION 2013-2014

ECHELLE :1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DE TERRASSE INACCESSIBLE Ech. 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
MME MEBARKE Fazia
MME MARBOUTI Djamila
Mlle ZEROUKHI Cherifa

DIRIGE PAR:
Mme MAGHELAT

TITRE

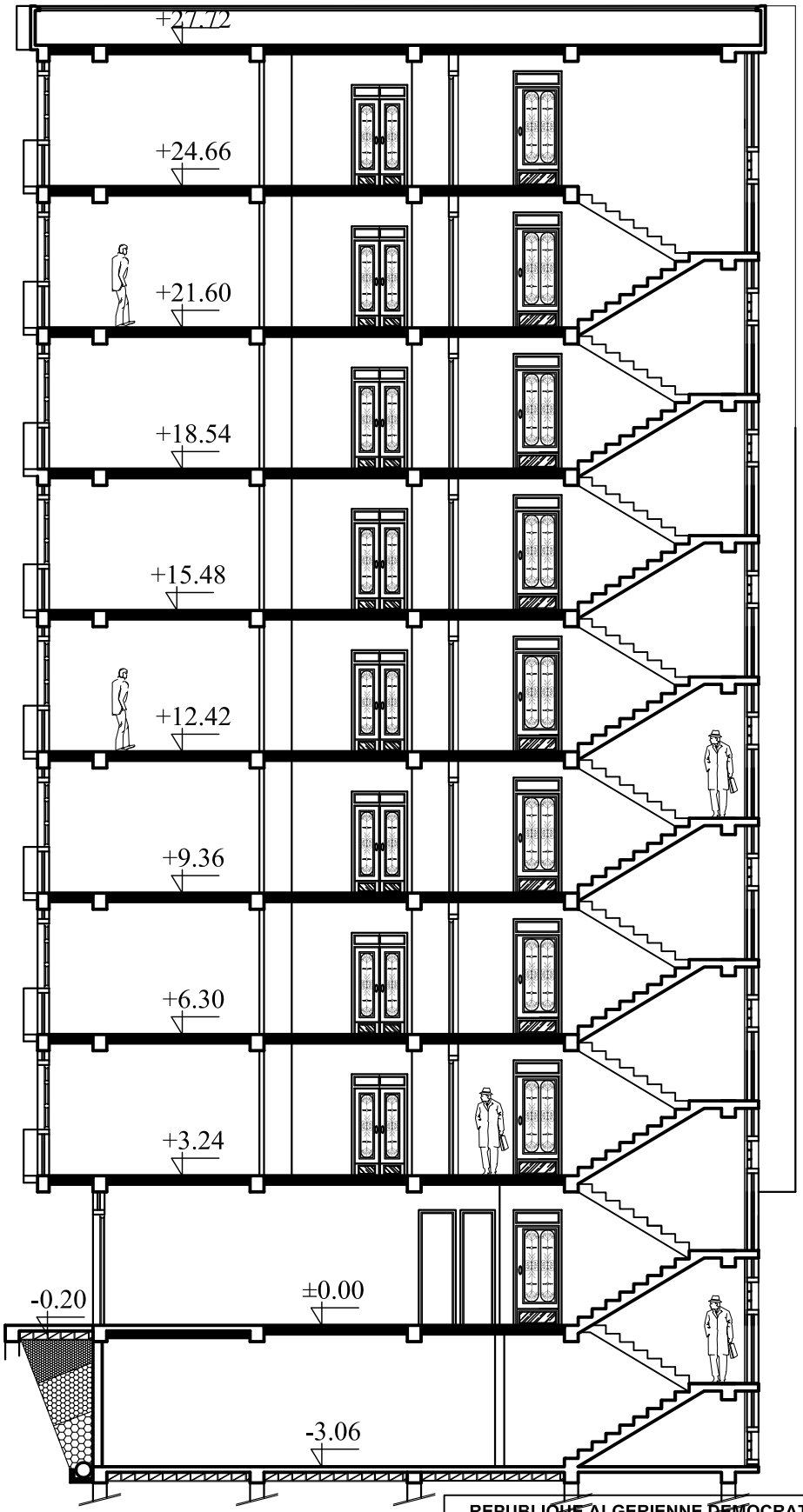
coffrage des fondations

PROMOTION 2013-2014

ECHELLE :1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
MME MEBARKE Fazia
MME MARBOUTI Djamila
Mlle ZEROUKHI Cherifa

DIRIGE PAR:
Mme MAGHELAT

TITRE

coffrage des fondations

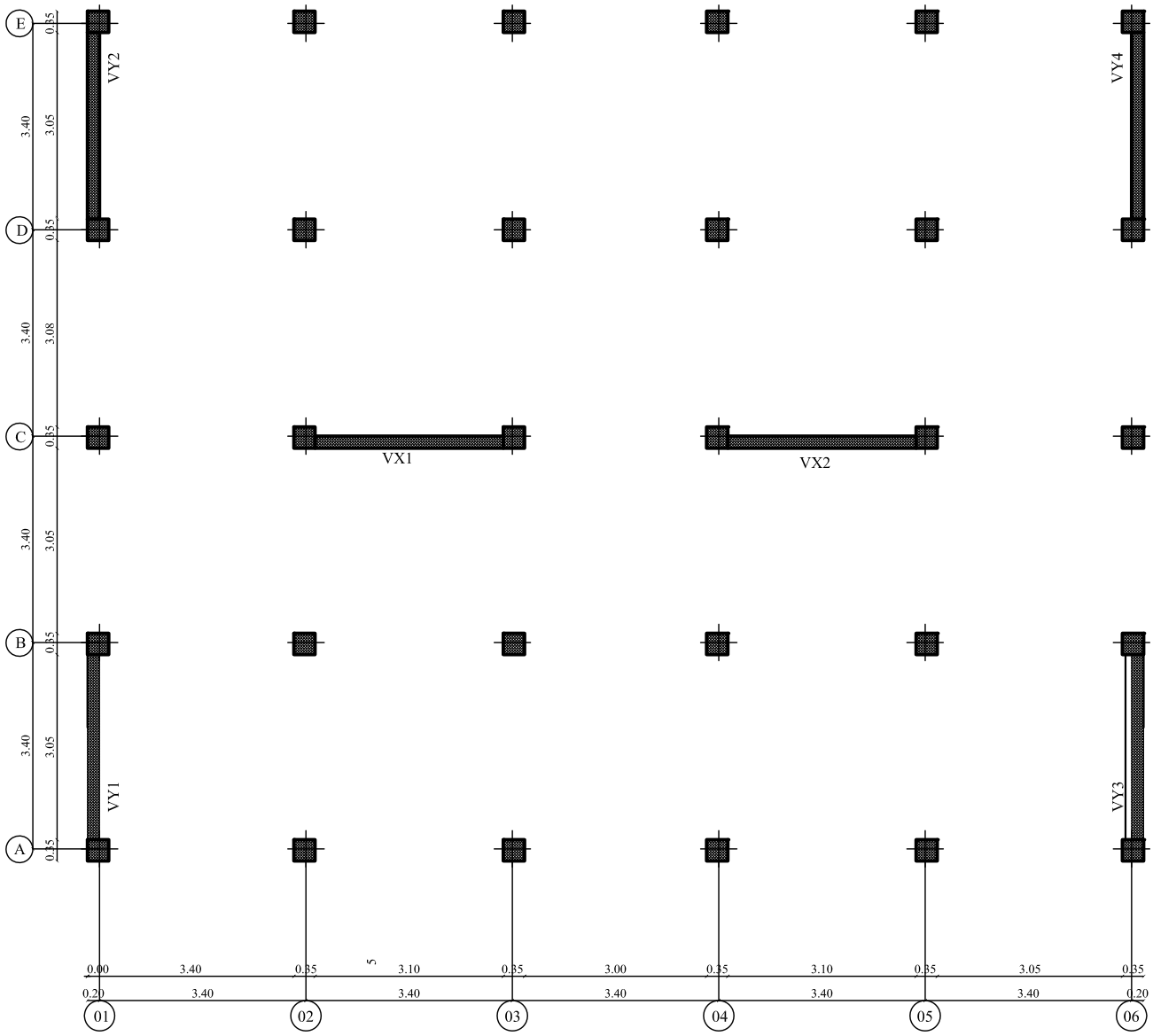
PROMOTION 2013-2014

ECHELLE :1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
MME MEBARKE Fazia
MME MERBOUTI Djamila
Mlle ZEROUKHI Cherifa

DIRIGE PAR:
Mme MAGHELAT

TITRE

dispousitions des voiles

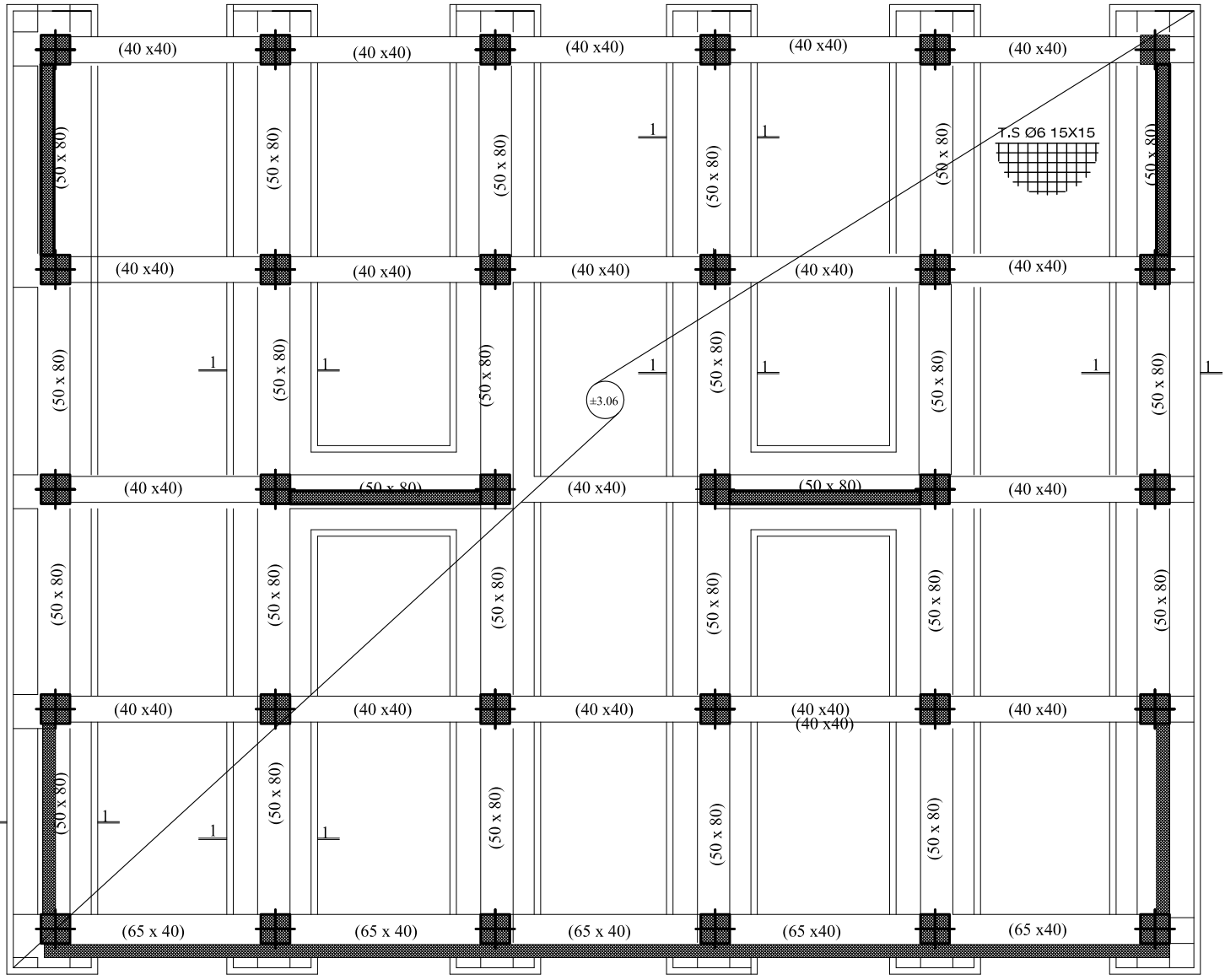
PROMOTION 2013-2014

ECHELLE :1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

coffrage des fondation



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
MME MEBARKE Fazia
MME MARBOUTI Djamila
Mlle ZEROUKHI Cherifa

DIRIGE PAR:
Mme MAGHELAT

TITRE

coffrage des fondations

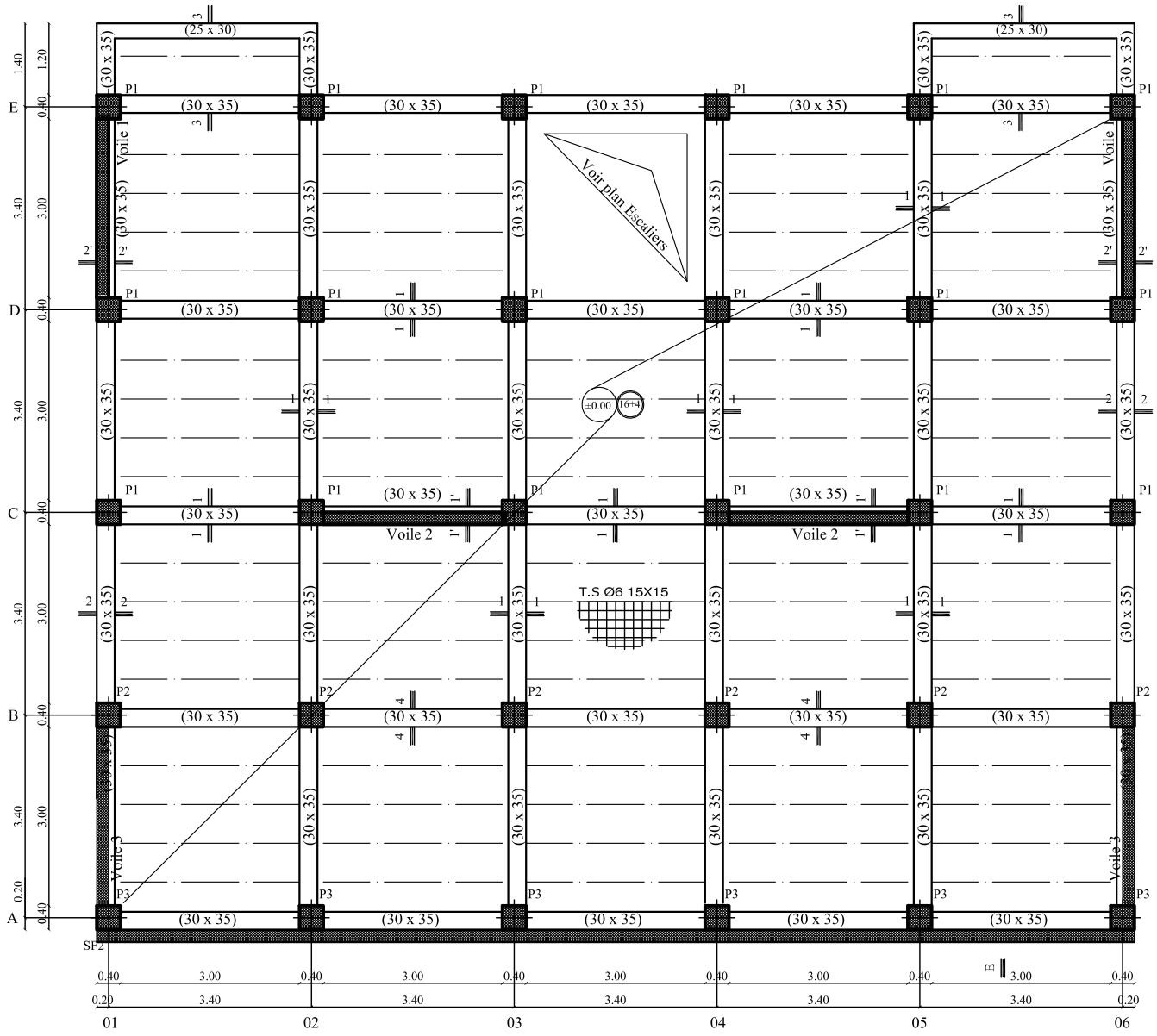
PROMOTION 2013-2014

ECHELLE :1/50

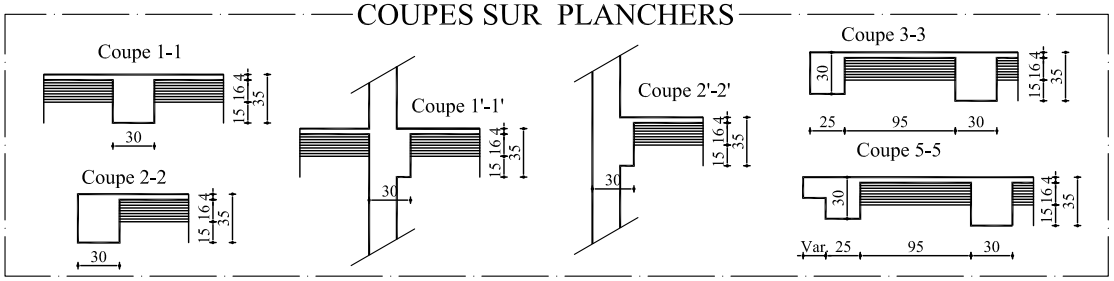
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Coff. planchers des étages courants



COUPES SUR PLANCHERS



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
MME MEBARKE Fazia
MME MARBOUTI Djamila
Mlle ZEROUKHI Cherifa

DIRIGE PAR:
Mme MAGHELAT

TITRE
coffrage des fondations

PROMOTION 2013-2014

ECHELLE :1/50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF