REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option** : Construction civil et industrielle **(C.C.I).

Thème :

Etude d'une Tour R+9+2S-Sol+Comble à usage d'habitation, commercial et de services, contreventé par voiles avec application du ROBOT-Bat 2010

Dirigé par :
Mr. MERAKEB

Présenté par :
AZZOUG Djamel
ARIDJ Mahdi

Promotion 2014/2015

Remerciements

En premier lieu, Dieu tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patiente afin de munir à bien ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nous vifs remerciements à notre promoteur ***Mr. MERAKEB*** *pour ses orientations et précieux conseils tout le long de notre travail.*

Nous tenons également à remercier tous les enseignent qui ont participé à notre formation et ce depuis le tronc commun jusqu'à la dernière année de graduation ainsi que tous le personnels du département du Génie Civil.

Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et qui nous ferons honneur de juger et d'enrichir notre travail par leurs proposition.

AZZOUG et ARIDJ

Dédicaces

Je dédie se modeste travail à :

- ✓ *A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fuit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*
- ✓ *A mon très cher frère* ***Hichem****.*
- ✓ *A mes grands-parents maternelle, que dieu vous garde pour moi.*
- ✓ *A la mémoire de mes grands-parents paternelle.*
- ✓ *A la mémoire de mon oncle et ma tente.*
- ✓ *A toute la famille* ***ARIDJ*** *et* ***HAKEM****.*
- ✓ *A tous mes amis (es) et proches et très particulièrement Mustapha et son ange « Amelia », El dadi et ma très chère amie Sarah.*
- ✓ *A mon super binôme* ***Djamel****.*
- ✓ *A toute la promotion CCI 2014/2015.*
- ✓ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Mahdi

Dédicaces



Je dédie se modeste travail à :

- ✓ *A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fuit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*
- ✓ *A mon très cher frère* **Samir** *et mes sœurs* **dyhia** *et* **hadjira.**
- ✓ *A mes grands-parents paternelle, que dieu vous garde pour moi.*
- ✓ *A la mémoire de mes grands-parents maternelle.*
- ✓ *A la mémoire de mon oncle* **louanas**.
- ✓ *A toute la famille AZZOUG.*
- ✓ *A tous mes amis (es) et proches.*
- ✓ *A mon super binôme MAHDI.*
- ✓ *A toute la promotion CCI 2014/2015.*
- ✓ *A tous ceux qui m'aime.*
- ✓ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Djamel

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage ……page1.*

Chapitre II : *Pré-dimensionnement des éléments……page 14.*

Chapitre III : *Calcul des éléments secondaires*

III-1 : Plancher……page 33.

III-2 : Porte à faux……page 55.

III-3 : Escaliers……page 63.

III-4 : Poutre palière……page 81.

III-5 : Salle machine……Page 91.

III-6 : Acrotère……page 103.

III-7 : Toiture……page 111.

III-8 : Dalle pleine……page 121.

Chapitre IV : *Etude du contreventement……page 130.*

Chapitre V : *Modélisation et vérification des exigences RPA ……page 151.*

Chapitre VI : *Ferraillage des éléments structuraux.*

VI-1 : Les poutres……page 180.

VI-2 : Les poteaux……page 197.

VI-3 : Les voiles……page 214.

Chapitre VII : *Etude de l'infrastructure……page 231.*

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes due à l'activité humaine (explosion, incendie…etc.) et des catastrophes naturelles notamment les séismes qui causant parfois par leurs importances d'énormes pertes tant humaines que matérielles et d'important dégâts sur les constructions et les infrastructures urbaines (fissuration, rupture, déformation, effondrement...etc).

Notre pays n'été pas et n'est pas à l'abri de ses catastrophes qui peuvent se révélées dévastatrice puisqu'il a été durant des années victime de nombreux séisme dévastateurs notamment celui du 21 mai 2003 qui a secoué la région du centre (Alger, Tizi-Ouzou et Boumerdes). Celui-ci a révélé une urbanisation anarchique, et un non-respect des règlementations dans le domaine du bâtiment.

Toutes ces expériences nous ont amenés a placé le facteur sécurité au-devant de nombreux autres paramètres, et toutes les normes de sécurité sont devenue de plus en plus strictes, sans oublier le facteur économique qui dépend de la capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, et a optimisée l'usage des matériaux de construction et a implanté judicieusement ca structure.

Dans ce qui suit nous allons étudier un bâtiment (R + 09 + 02 Sous-sol + Comble + Charpente en bois) à usage commerciale et d'habitation.

Notre travail sera subdivisé en trois grandes parties :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procèderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier… etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (**ROBOT-BAT**), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :

- ✓ Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure
- ✓ Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE



I.1 Introduction

Notre projet consiste à l'étude d'une tour (R+09+2 S-Sol + combles) à usage d'habitation et commerciale, cet ouvrage sera implanté à ***BOGHNI***, ***W. Tizi-Ouzou*** qui est classée selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (***zone IIa***)

I.2 Présentation de l'ouvrage

Cette tour est composée d'un :

- Un niveau à usage commercial,
- Un Rez de chaussé,
- De (11) niveaux à usage d'habitation,
- D'une (01) cage d'escalier,
- D'une (01) cage d'ascenseur,
- D'une (01) charpente en bois.

I.3 Réglementation

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites ***(B.A.E.L 91, Révisé 99)***.
- Le règlement parasismique algérien ***(RPA 99/Version 2003)***.
- Documentation technique réglementaire ***(DTR)***.

I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment

- Hauteur Total…… 42,86 m
- Longueur Total……..... 26,00 m
- Largeur Total…….. 18,50 m
- Hauteur du 1er Sous Sol……..…….…..... 4,08 m
- Hauteur du 2ème Sous Sol……..…… 3, 06 m
- Hauteur du RDC……..……..…… 3,06 m
- Hauteur de l'étage courant……..……..….. 3,06 m

I.5 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

Les Règles du ***B.A.E.L*** comportent, après les Règles générales, une partie concernant les ossatures et les éléments courants des structures en béton armé qui définit les règles de calcul ou des dispositions constructives applicables à de nombreux éléments d'ouvrages.

I.5.1 L'ossature :

Notre structure est à ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent…) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation…)

I.5.2 Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent rependre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assuré le passage des différents types de gaine et conduite (eau, chauffage, électricité,…).

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

- ***Plancher en corps creux*** : porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis). Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

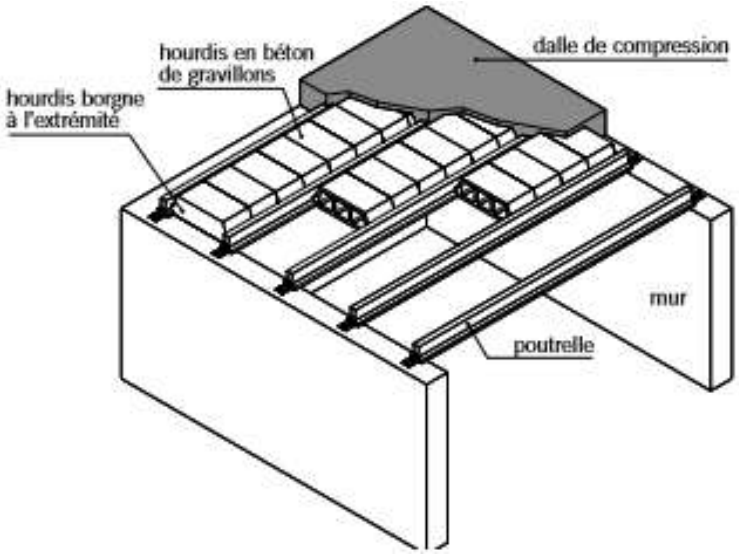


Figure I-1 : *éléments d'un plancher en corps creux.*

- ***Plancher en dalle pleine :*** réalisés en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Dans notre structure, ils sont destinés pour les balcons et la cage d'ascenseur.

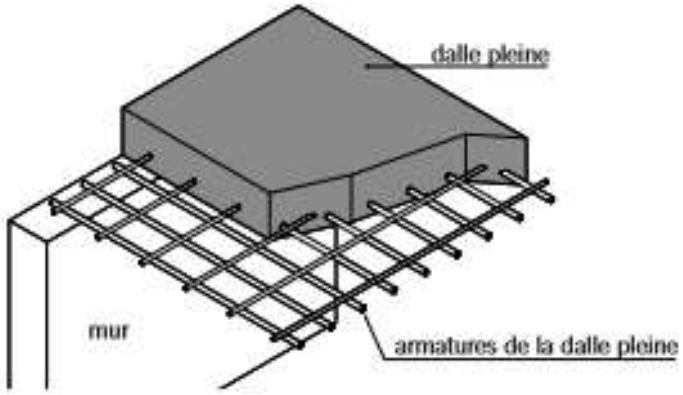


Figure I-2 : *éléments d'un Plancher en dalle pleine.*

I.5.3 Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

I.5.4 La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles.

I.5.5 Les escaliers :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier assurant la circulation sur toute sa hauteur. Elles comportent trois volées de 18 à 20 marches et seront constituées de paliers et de paillasses coulés sur place.

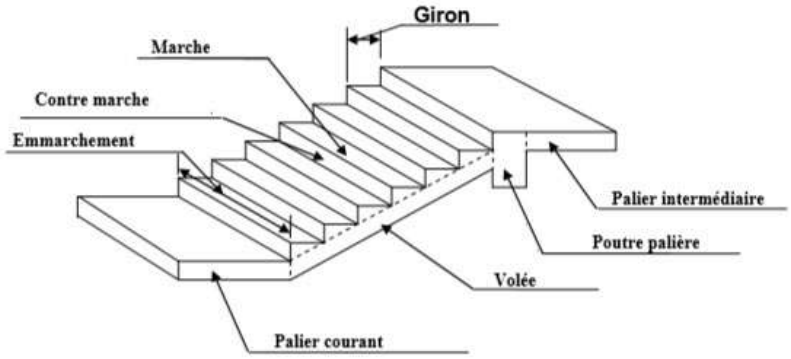


Figure I-3 : *Coupe schématique d'un escalier.*

Principaux termes relatifs à un escalier :

- ***l*** : Longueur des marches,
- ***g*** : Le giron des marches (Largeur des marches),
- ***h*** : Hauteur des marches,
- Palier de départ,
- Palier d'arrivée,
- Volée.

I.5.6 Maçonnerie :

- ***Murs extérieurs :*** Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de ***10 cm*** d'épaisseur avec une lame d'air de ***5 cm***.
- ***Murs intérieurs :*** Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de ***10 cm*** d'épaisseur.

I.5.7 Revêtements :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines,
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers,
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.5.8 Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques — voiles).

I.5.9 Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.5.10 Les fondations :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Il existe deux types de fondations :

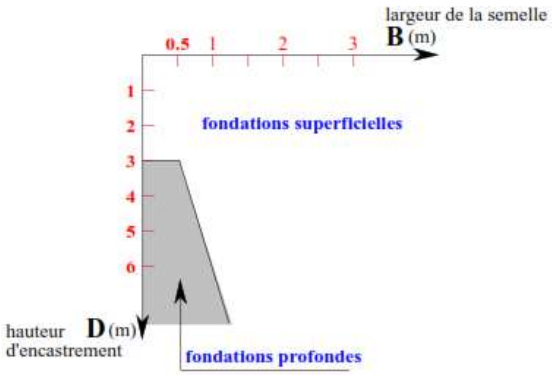
- ***Les fondations superficielles :***

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur
D < 3m: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- ***Les fondations profondes :***

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur
D/B>6 et D > 3 m : puits, pieux
D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.



I.5.11 Toiture en bois :

La toiture est la surface ou couverture couvrant la partie supérieure d'un édifice, permettant principalement de protéger son intérieur contre les intempéries et l'humidité. Une toiture est une couverture généralement supportée par une charpente et elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous

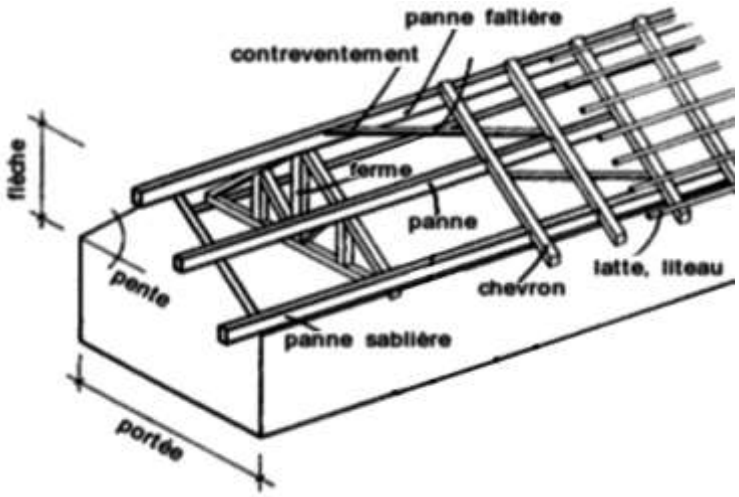


Figure I-4 : *Structure d'une charpente en bois.*

I-6 Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible de σ_{sol} = **2.00 bars** situés à une profondeur de **2 m**.
- Site meuble.

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes ***RPA99 version 2003*** ainsi que les règles de béton armé aux états limite ***(BAEL 91 modifiée 99).***

I.7.1 Le béton

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Ça composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance que devra atteindre le béton en service.
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- La dimension maximale des granulats (D).

I.7.1.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

- ***Masse volumique :*** Pour les bétons courants, elle est comprise entre :
  - **2300** à **2400** $\frac{Kg}{m^3}$ s'il n'est pas armé.
  - **2500** $\frac{Kg}{m^3}$ S'il est armé.
- ***Coefficient de dilatation :*** Le coefficient de dilatation du béton est le même que celui de l'acier et il est de **5** à ***10*.**
- ***Retrait hygrométrique :*** Au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume. Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : « c'est le retrait ».
  Lorsque le béton est conservé dans l'eau, le retrait est beaucoup plus faible.
- ***Fluage de béton :*** Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.

$$Ev = E = 3 \times Ei$$

❖ *Résistance caractéristique à la compression : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99)*

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dits "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section ***200 cm2*** et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32").

Elle est notée f_{c28} et s'exprime en ***MPa*** et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus ***5 %*** de la population de tous les résultats des essais sur éprouvette 16x32. Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai.

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de ***fcj*** (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

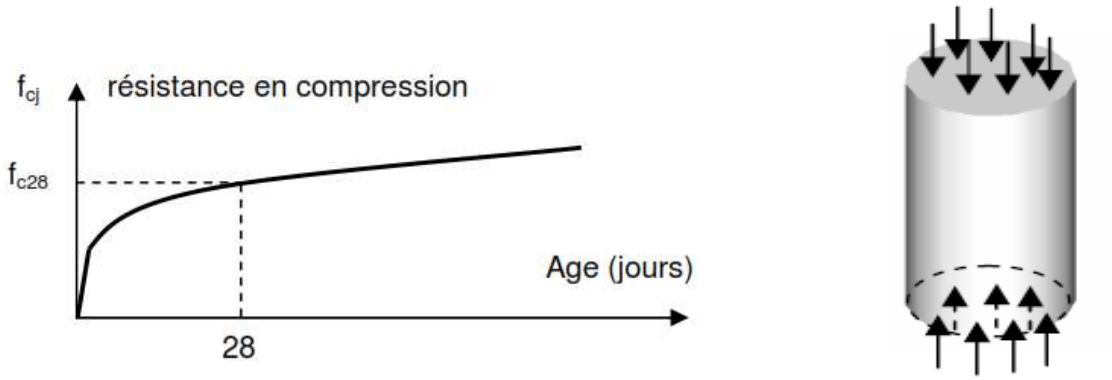


Figure I-5 : *Évolution de la résistance en compression d'un béton En Fonction de son âge.*

$J \leq 28$	$F_{C28} \leq 40\ MPa$	$F_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{(4,76 + 0,83j)}$
	$F_{C28} > 40\ MPa$	$F_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{(1,40 + 0,95j)}$
$J = 28$	$F_{C28} \leq 40\ MPa$	$F_{Cj} = f_{C28}$ pour les calculs de résistance
$28 < J < 60$		$F_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{(4,76+0,83j)}$ pour les calculs de déformation
$J > 60$		$F_{Cj} = 1,1 \times f_{C28}$ pour les calculs de déformation

TAB I.1 : *caractéristiques du béton.*

❖ *Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99).*

La résistance caractéristique à la traction du béton est très faible à j jours, notée ***ftj*** est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{C28}$$

Dans notre cas : $f_{C28} = 25\ MPa$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2.10\ MPa$$

❖ *Etat limites des contraintes du béton :*

- ***Etat limite ultime (E.L.U) (Art A.4.3.41BAEL 91 modifiées 99).***

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : **(**: Coefficients de sécurité partiale

γ_b

- $\gamma_b = 1.15$ ..... *Situation Accidentelle*
- $\gamma_b = 1.5$ ..... *Situation Courante*

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

θ

- $\theta = 0.85$ ..... *t < 1 heur (Accidentelle)*
- $\theta = 0.9$ ..... *1h < t < 24 heur (Accidentelle)*
- $\theta = 0.1$ ..... *t > 24 heur (durable)*

Diagramme des contraintes de déformation de béton à l'Etat Limite Ultime :

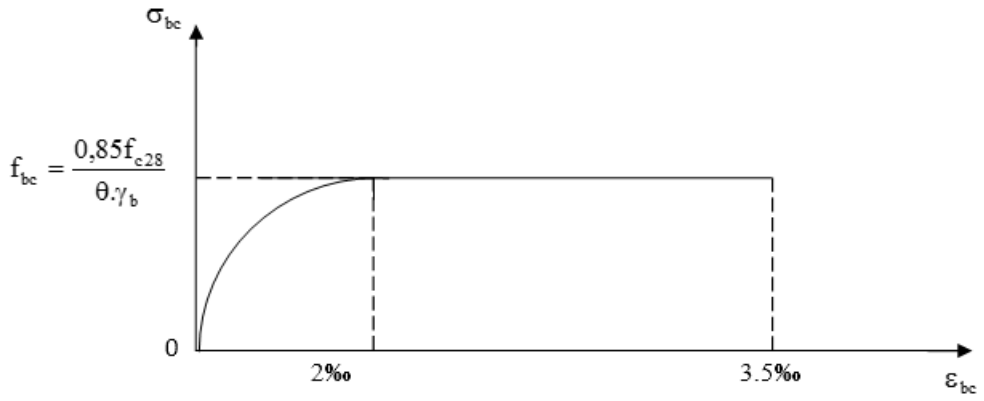


Figure I-6 : *diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.*

- ***Etat limite de service (E.L.S) (Art A.4.5.2 BAEL 91 modifiée 99).***

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

$$\overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{0,6} \times f_{C28}$$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}}$ la contrainte admissible à l'ELS

Dans notre cas : $f_{C28} = \mathbf{25\ MPa}$

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

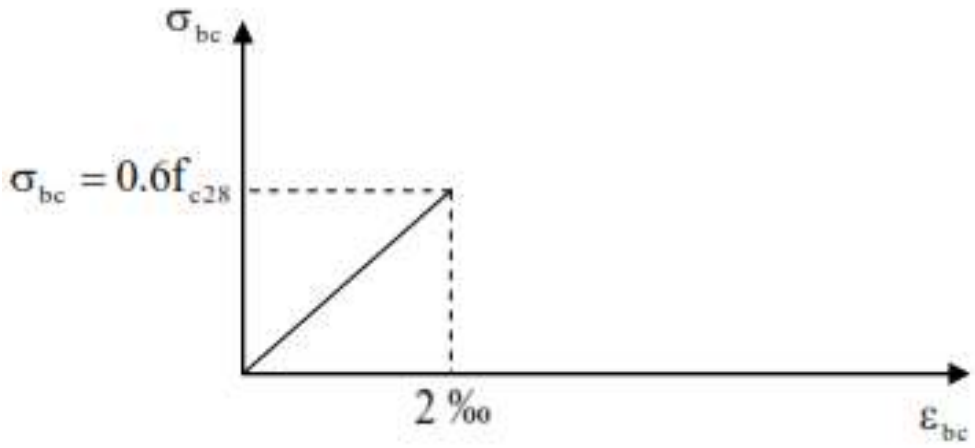


Figure I-7 : *diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.*

- ***Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :***

La contrainte de cisaillement ultime notée ($\boldsymbol{\tau}$] pour les armatures droites [a = 90°] est donnée par expressions suivantes :

$\boldsymbol{\tau = min\ (0,13 f_{C28}\ ;\ 5\ MPa)}$ Pour une fissuration peu nuisible.

$\boldsymbol{\tau = min\ (0,10 f_{C28}\ ;\ 4\ MPa)}$ Pour une fissuration préjudiciable.

❖ *Module d'élasticité longitudinale :*

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

- ***Module d'élasticité instantané [ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99]***

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à ***24 heures***, à j jours il vaut :

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

Dans notre cas : $\boldsymbol{f_{C28} = 25\ MPa}$

$$\boldsymbol{E_{ij}} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = \mathbf{32164,19\ MPa}$$

- ***Module d'élasticité différée [Art A.2.1.22 BAEL91 modifiées 99].***

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})}$$

Dans notre cas : $\boldsymbol{f_{C28} = 25\ MPa}$

$$\boldsymbol{E_{ij}} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = \mathbf{10818,86\ MPa}$$

❖ *Module d'élasticité transversale :*

$$\boldsymbol{G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}\ MPa}$$

Avec :

$\boldsymbol{E}$: Module de Yong [Module d'élasticité]

$\boldsymbol{\upsilon}$: Coefficient de poisson

❖ *Coefficient de poisson : [Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99].*

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\boldsymbol{\upsilon = \frac{Déformation\ transversale}{Déformation\ longitudinale} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}}$$

Il sera prise égal à :

υ = 0,2…….. à l'état limite de service [ELS].
υ = 0…….... à l'état limite ultime [ELU].

I.7.2 L'acier

Les aciers enrobés dans le béton portent le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même – c'est – à dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne peut remplacer ce vide.

Types aciers et ses limites élastiques

Aciers	Désignation	Limite d'élastique Fe [MPa]	Utilisation	schémas
Haute Adhérence	Fe E400	400	Tous Travaux B.A	
	Fe E500	500		
Ronds Lisses	Fe E215	215		
	Fe E235	235		
Treillis Soudés	T.S.L [lisses]	500	— Planchers — Dalles	
	T.S.L.H.A haute adhérence	500		

***TAB I.2** : caractéristiques* des aciers de bâtiment.

❖ *Module d'élasticité longitudinal : [Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99].*

Quel que soit le type d'acier, on admet généralement

$$E_S = 2 \times 10^5\ MPa$$

❖ ***Contraintes limites d'élasticité de l'acier :***

- ***Etat limite Ultime [ELU] [Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99] :***

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

Avec γ_s : Coefficient de sécurité

γ_s

- $\gamma_s = 1$ ..... *Situation Accidentelle*
- $\gamma_s = 1.15$ ..... *Situation courante (durable)*

- ***Etat limite service [ELS] (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99) :***

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

✓ ***Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.32 BAEL91 modifiées 99) :***

Cas des éléments situé dans des locaux ouverts et clous aucune vérification n'est nécessaire.

✓ ***Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :***

Cas des éléments exposé aux intempéries, à la condensation à l'intérieur nativement noyé et émergé en eau douce.

$$\sigma_{st} = Min\left[\left\{\frac{2}{3}f_e\,, Max\left(\frac{1}{2}f_e\,; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)\right\}\right]$$

✓ ***Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :***

Cas des éléments devant assuré à des étanchéités ou exposé à des milieux agressifs (eau des mers, brouillée…)

$$\sigma_{st} = 0{,}8\ Min\left[\left\{\frac{2}{3}f_e\,, Max\left(\frac{1}{2}f_e\,; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)\right\}\right]$$

Avec :

***n** : coefficient de fissuration*

n

- ***n = 1*** ..... *pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés*
- ***n = 1,3*** ..... *pour les aciers Haute Adhérence Ø < 6 mm*
- ***n = 1,6*** ..... *pour les aciers moyenne adhérence Ø ≥ 6 mm*

Diagramme contrainte-déformation

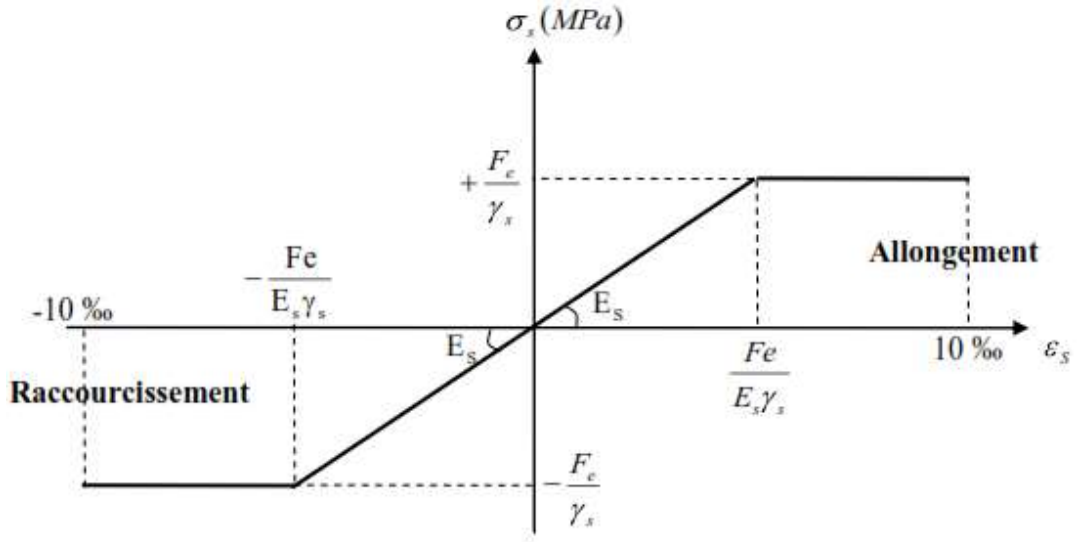


Figure I-8 : *diagramme des contraintes-déformation de l'acier.*

I.8 Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.
On adopte les valeurs suivantes :

— ***5 cm :*** Pour les ouvrages exposés à la mer ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).

— ***3 cm :*** Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

— ***1 cm :*** Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

— En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur du paquet dont elle fait partie, afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins ***5 cm***.

Chapitre II

PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS



II.1 Introduction

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux). Cela en utilisant les règlements ***(RPA99/ version2003)*** et ***(C.B.A 93).***

II.2 Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1 Les planchers

II.2.1.1 En corps creux

Il se décompose en un corps creux et une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$\boldsymbol{h_t \geq \frac{L}{22{,}5}} \qquad \textbf{\textit{(Art B.6.8.424 BAEL 91)}}$$

Avec :
- L : porté libre maximale dans le sens des poutrelles.
- h_t : hauteur totale du plancher.

$\boldsymbol{L_{max} = 400 - 25 = 375\ cm}$

$\boldsymbol{ht \geq \frac{L}{22{,}5} = \frac{375}{22{,}5} = 16{,}66\ cm}$.

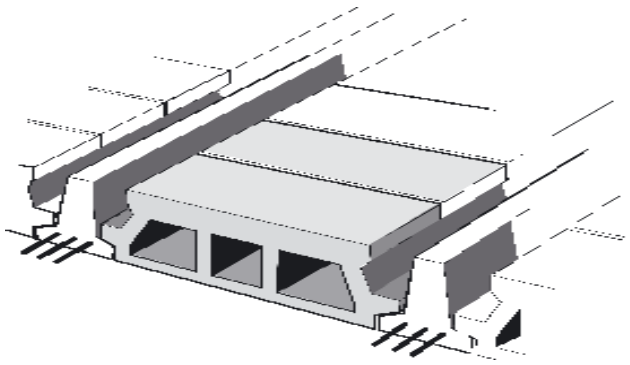


Figure II-1 : *Plancher en corps creux.*

On optera pour un plancher de (16+4) = ***20 cm***

- Epaisseur du corps creux est de ***16 cm***
- Epaisseur de la dalle de compression est de ***4 cm.***

II.2.1.2 En dalle pleine

La dalle pleine est un plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

a) Condition de résistance à la flexion :

❖ *Dalle pleine reposant sur trois ou quatre appuis*

Si $\alpha \leq 0{,}4$: $\boldsymbol{ep} \geq \frac{l_x}{30}$ Panneau travaillant dans un seul sens

Si $0{,}4 \leq \alpha \leq 1$: $\boldsymbol{ep} \geq \frac{l_x}{40}$ Panneau travaillant dans les deux sens

Avec : $\boldsymbol{\alpha = \frac{l_x}{l_y}}$

$\boldsymbol{l_x}$: Petit côté du panneau de dalle considéré.

$\boldsymbol{l_y}$: Grand coté du panneau de dalle considéré.

On a : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1{,}5}{4} = 0{,}375 \approx 0{,}3$

Donc : $\alpha \leq 0{,}4$: $\boldsymbol{ep} \geq \frac{l_x}{30} \longrightarrow \boldsymbol{ep} \geq \frac{150}{30} \longrightarrow \boldsymbol{ep} \geq 5$ cm

On prend l'épaisseur ***ep = 15 cm***

❖ *Dalle pleine de la salle machine :*

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1{,}50}{1{,}90} = 0{,}789 \approx 0{,}79$

$0{,}4 \leq \alpha \leq 1$: $\boldsymbol{ep} \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5\ cm$

Dans notre cas en prend : ***ep =15 cm.***

b) Condition de résistance au feu :

e = 7 cm : pour une heure de résistance au feu.

e =11 cm : pour deux heures de résistance au feu.

e = 17,5 cm : pour quatre-heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,
C'est-à-dire :

ep = 15 cm.

c) Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de ***ρ = 350 kg/m².***

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$\boldsymbol{e} = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0{,}14\ m = \mathbf{14\ cm}$$

On prend : ***e = 15 cm.***

II.2.2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Les dimensions des poutres *isostatiques* sont définies en fonction de leurs portées L, telles que :

$\frac{L}{15} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{L}{10}$ ***Règlement B.A.E.L 91 modifiée 99***

$0{,}4h \leq \boldsymbol{b} \leq 0{,}7h$

Avec :

- ***h :*** Hauteur de la poutre,
- ***b :*** Largeur de la poutre,
- ***L :*** Longueur maximum entre nu d'appuis.

II.2.2.1 Poutres Principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$\boldsymbol{L_{max}} = 400 - 25 = \boldsymbol{375\ cm}$$

Hauteur de la PP :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow \frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10}$$

$25 \leq h \leq 37{,}5\ cm$; Nous optons pour $\boldsymbol{h = 40\ cm}$

Largeur de la PP :

$$0{,}4 \times 40 \leq \boldsymbol{b} \leq 0{,}7 \times 40 \longrightarrow 16 \leq b \leq 28\ cm$$

*N*ous optons pour $\boldsymbol{b = 30}$

II.2.2.2 Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chainage entre les différents éléments de la structure.

Hauteur de la PS :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow \frac{375}{15} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{375}{10}$$

$25 \leq \boldsymbol{h} \leq 37{,}5\ cm$; Nous optons pour $\boldsymbol{h = 35\ cm}$

Largeur de la PS :

$$0{,}4 \times 35 \leq \boldsymbol{b} \leq 0{,}7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq \boldsymbol{b} \leq 24{,}5\ cm$$

Nous optons pour $\boldsymbol{b = 30\ cm}$

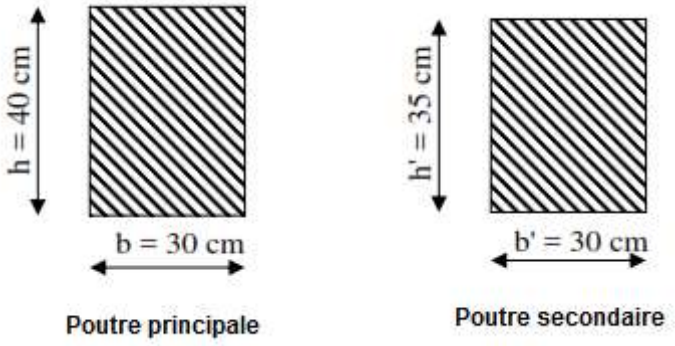


Figure II-2 : *Sections des poutres.*

II.2.2.3 Vérification selon le RPA 99 /version 2003

❖ *Poutres Principales :*

$b \geq 20\ cm$ *On a* $b = 30 > 20\ cm$ …… Condition Vérifiée

$h \geq 30\ cm$ *On a* $h = 40 > 30\ cm$ …….…….. Condition Vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4\ cm$ *On a* $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1{,}33 < 4\ cm$ ……...… Condition Vérifiée

❖ *Poutres Secondaires :*

$b \geq 20\ cm$ *On a* $b = 30 > 20\ cm$ …… Condition vérifiée

$h \geq 30\ cm$ *On a* $h = 35 > 30\ cm$ …… Condition vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4\ cm$ *On a* $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1{,}56 < 4\ cm$ ……..…… Condition vérifiée

II.2.3 Les voiles

Ce sont les éléments rigides en béton armé coulé sur place destinée à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, ils sont pré-dimensionner par le ***RPA 99 /version 2003*** tel que :

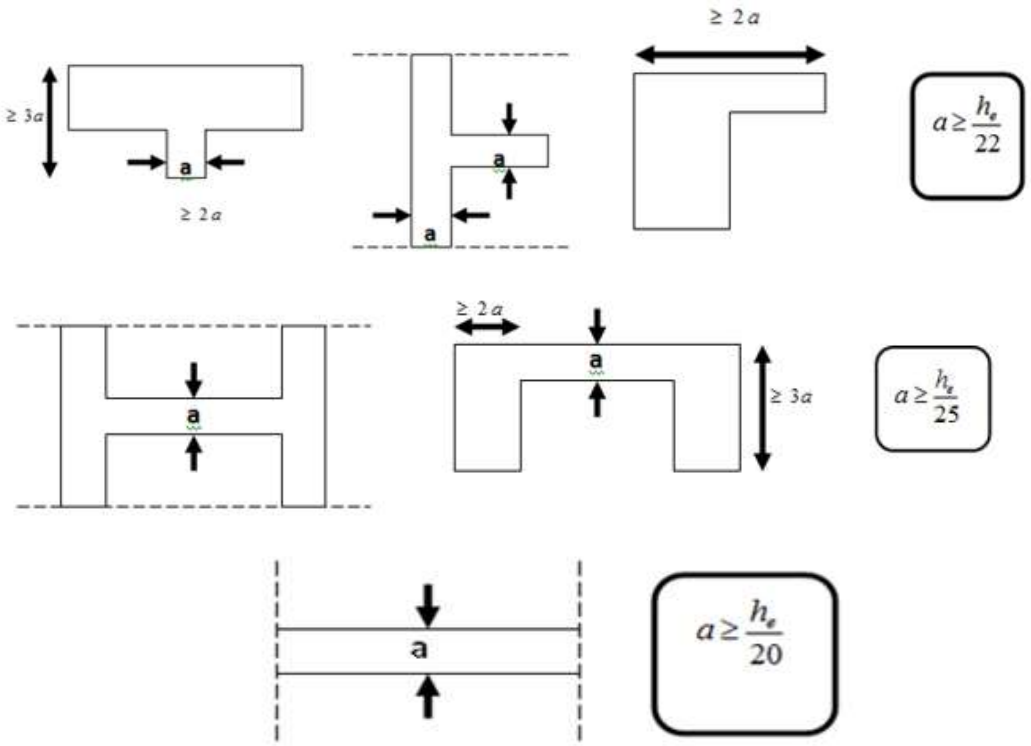


Figure II-3 : *défirent types de voiles.*

a : épaisseur du voile,

h_e : hauteur libre d'un étage $h_e = h - e_p$

h : hauteur d'étage,

e_p : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition

$a_{min} \geq 15$ cm

$L_{min} \geq 4a$ ***(Art 7.7.1, RPA 99 /version 2003)***

❖ ***1er S-Sol ,***

$h_e = h - e_p$

$h_e = 4{,}08 - 20 = 388\ cm$

$a = \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19{,}4\ cm \approx \mathbf{20\ cm}$

❖ ***2ème S-Sol, RDC, étranges courants :***

$h_e = h - e_p$

$\mathbf{h_e} = 3{,}06 - 20 = \mathbf{286\ cm}$

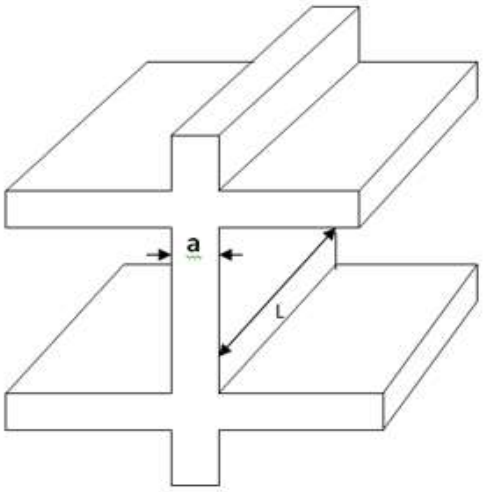


Figure II-4 : *Coupe de voile en élévation.*

$\mathbf{a} = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14{,}3\ cm \approx \mathbf{20\ cm}$

❖ ***Le comble :***

$h_e = h - e_p$ $h_e = 349 - 20 = 329\ cm$

$a = \frac{h_e}{20} = \frac{329}{20} = 16{,}45\ cm \approx \mathbf{20\ cm}$

Donc on prend : $\mathbf{a = 20\ cm}$

✓ ***Vérification selon le RPA 99 /version 2003***

$a_{min} = 20\ cm > 15\ cm$ ……..…. Condition vérifiée.

$L_{min} = 286\ cm > 4 \times 20 = 80\ cm$ …….. Condition vérifiée.

II.2.4 Les poteaux

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales subies par l'édifice aux fondations.
Ils sont pré-dimensionnement s'effectue à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal ***Ns = G + Q.***

Leurs sections est donnée par :

$\boldsymbol{v} = \frac{N_d}{S \times f_{C28}} \leq 0{,}3$ (***RPA 99 /version 2003, A.7.4.3.1)***

$$S = \frac{N_d}{v \times f_{C28}} = \frac{N_d}{0{,}3 f_{C28}}$$

Avec : $0{,}3 \times f_{C28} = 0{,}3 \times 25 = 7{,}5\ MPa = \mathbf{0{,}75\ KN/cm^2}$

Ns : Effort normal maximal à la base du poteau.

Selon le (***RPA 99 /version 2003, A.7.4.1)*** la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$Min(b_1, h_1) \geq 25\ cm$ En zone ***I*** et ***IIa***

$Min(b_1, h_1) \geq 30\ cm$ En zone ***IIb*** et ***III***

$Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec $\boldsymbol{h_e}$: hauteur libre des étages

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

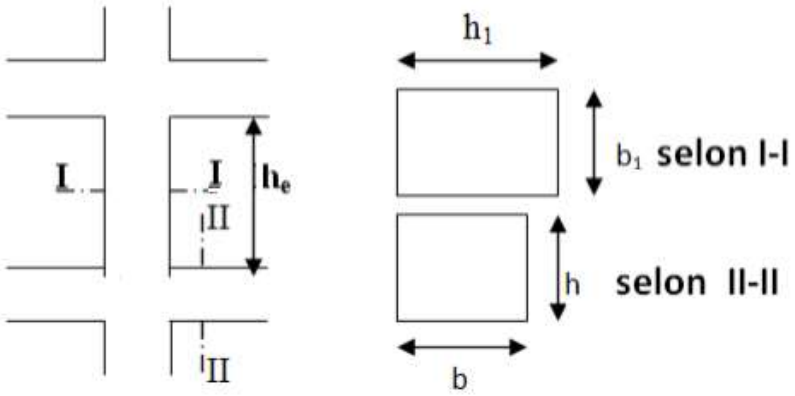


Figure II.5 : *Coffrage des poteaux.*

II.2.4.1 Détermination des charges permanente et surcharges d'exploitation :

Elles sont données par le document technique règlementaire ***DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »***

II.2.4.1.1 Charges permanentes G :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Maçonnerie en brique creuse avec enduit	10	9	0 ,9
Revêtement en carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher en corps creux	20	/	2,8
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Totale			**5,06**

TAB II.1 *: Charges permanentes de l'étage courant.*

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher en dalle pleine	15	/	3,75
Enduit au mortier de liant hydraulique	2	18	0,36
Garde-corps en brique creuse	10	9	0,9
Totale			**6,17**

TAB II.2 *: Charges permanentes des balcons en dalle pleine.*

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Dalle pleine en béton armé	15	/	3,75
Couche de gravier	5	17	0,85
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Enduit au mortier de liant hydraulique	2	18	0,36
Totale			**5,08**

TAB II.3 : *Charges permanentes de la dalle pleine de la terrasse inaccessible.*

Désignation des éléments	Poids surfacique (KN/m^2)
Tuile mécanique à emboitement (liteaux compris)	0,45
Pannes + chevrons + fixation	0,1
Maçonnerie en brique creuse avec enduit (ep = 10 cm)	0,9
Totale	**1,45**

TAB II.4*: Charges permanentes de la toiture.*

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Enduit en ciment	2	22	0,44
Maçonnerie en brique creuse extérieure	10	9	0,9
Lame d'aire	5	/	/
Maçonnerie en brique creuse intérieure	10	9	0,9
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Totale			**2,44**

TAB II.5 *: Charges permanentes des murs extérieurs.*

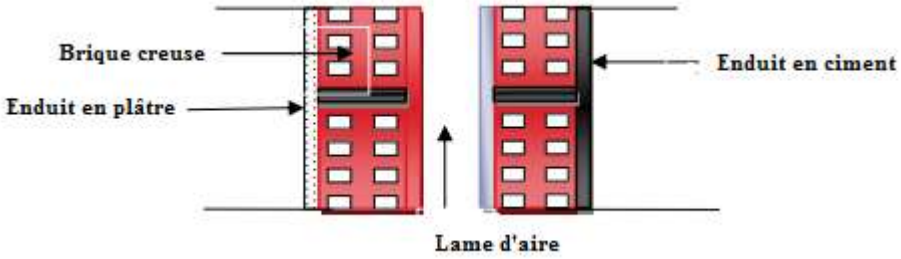


Figure II-5 : *coupe verticale d'un mur extérieur.*

Désignation des éléments	***Epaisseur (cm)***	***Poids volumique (KN/m^3)***	***Poids surfacique (KN/m^2)***
Enduit en plâtre	*2*	*10*	*0,2*
Maçonnerie en brique creuse	*10*	*9*	*0,9*
Enduit en plâtre	*2*	*10*	*0,2*
Totale			***1,3***

TAB II.6 : *Charges permanentes des murs intérieurs.*

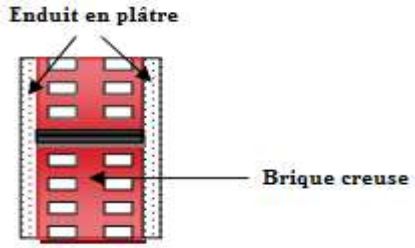


Figure II-6 : *coupe verticale d'un mur intérieur.*

Désignation des éléments	***Epaisseur (cm)***	***Poids volumique (KN/m^3)***	***Poids surfacique (KN/m^2)***
Enduit en ciment	*2*	*22*	*0,44*
Béton armé	*20*	*25*	*5,00*
Enduit en plâtre	*2*	*10*	*0,2*
Totale			***5,64***

TAB II.7 : *Charges permanentes des voiles de contreventement.*

II.2.4.1.2 surcharge d'exploitation Q :

- ❖ Toiture…….. $\mathbf{1}\ \frac{Kn}{m^2}$
- ❖ Plancher étage courant à usage d'habitation..……..… $\mathbf{1,5}\ \frac{Kn}{m^2}$
- ❖ Plancher RDC à usage d'habitation……. $\mathbf{1,5}\ \frac{Kn}{m^2}$
- ❖ Plancher sous-sol à usage commercial ……..…. $\mathbf{5}\ \frac{Kn}{m^2}$
- ❖ Escalier …… $\mathbf{2,5}\ \frac{Kn}{m^2}$
- ❖ Balcon ……... $\mathbf{3,5}\ \frac{Kn}{m^2}$
- ❖ Acrotère ……..… $\mathbf{1}\ \frac{Kn}{m^2}$

II.2.4.2 Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est le (***D2***).

II.2.4.2.1 La surface d'influence

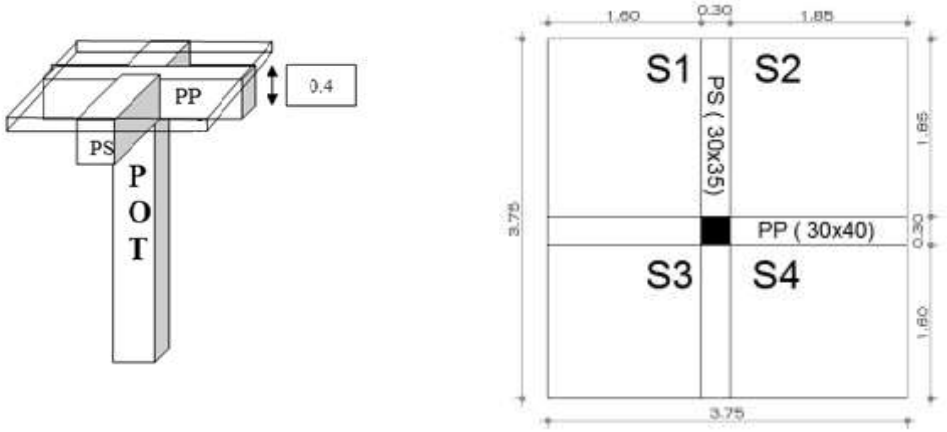


Figure II-7 : *Surface d'influence sur le poteau.*

- ❖ ***Section brute***

$\boldsymbol{S_{brute}} = 3{,}75 \times 3{,}75 = 140625\ cm^2 \longrightarrow \boldsymbol{S_{brute} = 14{,}06\ m^2}$

- ❖ ***Section nette***

$\boldsymbol{S_{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 2(160 \times 185) + (185 \times 185) + (160 \times 160)$

$\boldsymbol{S_{nette}} = 2 \times 29600 + 34225 + 25600 = 119025\ cm^2 \longrightarrow \boldsymbol{S_{nette} = 11{,}90\ m^2}$

❖ ***La toiture***

Elle se compose de deux versants inclinés

✓ ***Calcul des angles d'inclinaison :***

$\tan \alpha_1 = \frac{0,94}{2.7} = \mathbf{0,348}$ $\boldsymbol{\alpha_1 = 19°}$ *Une pente de* ***34 %***

$\tan \alpha_2 = \frac{1,94}{4,3} = \mathbf{0,45}$ $\boldsymbol{\alpha_2 = 24°}$ *Une pente de* ***45 %***

✓ ***Calcul de la surface d'influence de la toiture inclinée***

$\boldsymbol{X_1} = \frac{4}{2}\cos(19) = \mathbf{1,96\ m}$ $\boldsymbol{X_2} = \frac{3,5}{2}\cos(24) = \mathbf{1,89\ m}$

$\boldsymbol{S_t} = (2 + 1,75) \times 1,89 + 1,96 \times (2 + 1,75) = \mathbf{14,44\ m^2}$

II.2.4.2.2 Calcul des poids propres des éléments

❖ ***Les poteaux*** $\boldsymbol{P_{Pot} = S \times \rho \times h_e}$

S : section des poteaux en zone ***IIa*** $\geq$ ***25 cm (RPA 99/version 2003)***

$\boldsymbol{\rho}$ ***:*** poids volumique du béton $\mathbf{25\ \frac{KN}{m^3}}$

$\boldsymbol{h_e}$ ***:*** hauteur d'étage

- ***S-Sol 1 :*** $\boldsymbol{P_{PSL1}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = \mathbf{6,375\ KN}$
- ***Le Comble :*** $\boldsymbol{P_{Comble}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,43 = \mathbf{6,922\ KN}$
- ***Etage courant :*** $\boldsymbol{P_{etage}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = \mathbf{4,781\ KN}$

❖ ***Les poutres*** $\boldsymbol{P_{Poutre} = (b \times h \times \rho) \times L}$

Avec : $\boldsymbol{\rho}$ **:** poids volumique du béton $\mathbf{25\ \frac{KN}{m^3}}$

$\boldsymbol{L}$ **:** longueur de la poutre

- ***Les poutres principales*** $(\mathbf{30 \times 40})$

$\boldsymbol{P_{PP}} = (0,30 \times 0,40 \times 25) \times 3,75$ $\boldsymbol{P_{PP} = 11,25\ KN}$

- ***Les poutres secondaires*** $(\mathbf{30 \times 35})$

$\boldsymbol{P_{PS}} = (0,30 \times 0,35 \times 25) \times 3,75$ $\boldsymbol{P_{PS} = 9,84\ KN}$

- ***Les poutres de la toiture*** $(\mathbf{30 \times 30})$

$$\boldsymbol{P_{Pt}} = (3{,}75 + 1{,}96 + 1{,}73) \times 25 \times 0{,}25 \times 0{,}25 = \mathbf{11{,}625\ KN}$$

❖ ***Les planchers*** $\boldsymbol{P_{plancher} = G_{plancher} \times S}$

- *Etage courant* $\boldsymbol{P_{Ec}} = 5{,}06 \times 11{,}90 = \mathbf{60{,}21\ KN}$
- *La toiture* $\boldsymbol{P_t} = 1{,}45 \times 14{,}44 = \mathbf{20{,}05\ KN}$

II.2.4.2.3 La dégression des charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le ***D.T.R B.C 2.2,*** cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de nivaux $\boldsymbol{n \geq 5\ niveau}$ où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable ***D.T.R B.C 2.2 Art 6.3***

$$\boldsymbol{Q} = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right)\sum Q_i$$

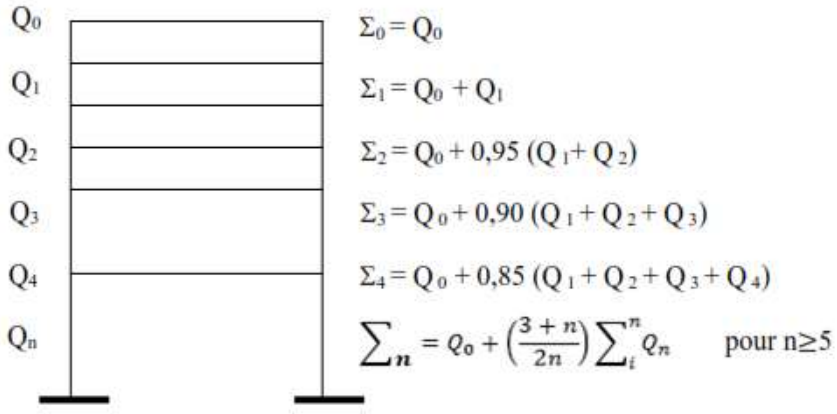


Figure II-8 : *Descente de charges.*

❖ *Coefficient de dégression de charges*

Niv	*T*	*Com*	*9*	*8*	*7*	*6*	*5*	*4*	*3*	*2*	*1*	*RDC*	*S-S 2*	*S-S 1*
Coeff	*1*	*1*	*0,95*	*0,9*	*0,8*	*0,75*	*0,714*	*0,687*	*0,666*	*0,65*	*0,626*	*0,625*	*0,615*	*0,607*

TAB II-8 : *Coefficients de dégression de charges.*

❖ *Les surcharges d'exploitation*

- Toiture : $\boldsymbol{Q_0} = 11{,}90 \times 1 = \mathbf{11{,}90}\ \boldsymbol{KN}$
- Plancher d'étage courant, RDC, S-Sol 2 : $\boldsymbol{Q_{S1 \to com}} = 11{,}90 \times 1{,}5 = \mathbf{17{,}85}\ \boldsymbol{KN}$
- Plancher du S-Sol 1 : $\boldsymbol{Q_{S1}} = 11{,}90 \times 5 = \mathbf{59{,}5}\ \boldsymbol{KN}$

✓ *Surcharge cumulée :*

$\boldsymbol{\Sigma_0} = Q_0$

$\boldsymbol{\Sigma_1} = Q_0 + Q_1$

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

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

$\boldsymbol{\Sigma_4} = Q_0 + 0{,}8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

$\boldsymbol{\Sigma_5} = Q_0 + 0{,}75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

$\boldsymbol{\Sigma_6} = Q_0 + 0{,}714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

$\boldsymbol{\Sigma_7} = Q_0 + 0{,}687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

$\boldsymbol{\Sigma_8} = Q_0 + 0{,}666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

$\boldsymbol{\Sigma_9} = Q_0 + 0{,}65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

$\boldsymbol{\Sigma_{10}} = Q_0 + 0{,}636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

$\boldsymbol{\Sigma_{11}} = Q_0 + 0{,}625(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$

$\boldsymbol{\Sigma_{12}} = Q_0 + 0{,}615(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$

$\boldsymbol{\Sigma_{13}} = Q_0 + 0{,}607(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$

✓ ***Application numérique :***

Toiture : $\boldsymbol{\Sigma_0 = 11,90\ KN}$

Comble : $\boldsymbol{\Sigma_1} = 11{,}90 + 17{,}85 = \boldsymbol{29,75\ KN}$

Niv 9, $\boldsymbol{\Sigma_2} = 11{,}90 + 0{,}95(2 \times 17{,}85) = \boldsymbol{45,815\ KN}$

Niv 8 , $\boldsymbol{\Sigma_3} = 11{,}90 + 0{,}90(3 \times 17{,}85) = \boldsymbol{60,095\ KN}$

Niv 7 , $\boldsymbol{\Sigma_4} = 11{,}90 + 0{,}8(4 \times 17{,}85) = \boldsymbol{69,02\ KN}$

Niv 6 , $\boldsymbol{\Sigma_5} = 11{,}90 + 0{,}75(5 \times 17{,}85) = \boldsymbol{78,837\ KN}$

Niv 5 , $\boldsymbol{\Sigma_6} = 11{,}90 + 0{,}714(6 \times 17{,}85) = \boldsymbol{88,369\ KN}$

Niv 4 , $\boldsymbol{\Sigma_7} = 11{,}90 + 0{,}687(7 \times 17{,}85) = \boldsymbol{97,740\ KN}$

Niv 3 , $\boldsymbol{\Sigma_8} = 11{,}90 + 0{,}666(8 \times 17{,}85) = \boldsymbol{107,00\ KN}$

Niv 2 , $\boldsymbol{\Sigma_9} = 11{,}90 + 0{,}65(9 \times 17{,}85) = \boldsymbol{116,322\ KN}$

Niv 1 : $\boldsymbol{\Sigma_{10}} = 11{,}90 + 0{,}636(10 \times 17{,}85) = \boldsymbol{125,426\ KN}$

RDC , $\boldsymbol{\Sigma_{11}} = 11{,}90 + 0{,}625(11 \times 17{,}8) = \boldsymbol{134,618\ KN}$

S-Sol 2 , $\boldsymbol{\Sigma_{12}} = 11{,}90 + 0{,}615(12 \times 17{,}85) = \boldsymbol{143,633\ KN}$

S-Sol 1 , $\boldsymbol{\Sigma_{13}} = 11{,}90 + 0{,}607(13 \times 17{,}85) = \boldsymbol{152,754\ KN}$

✓ ***Dimensionnement des sections des poteaux :***

Niveau	***Charges permanentes (KN)***					***Surcharges D'exploitation (KN)***		***Effort normal (KN)*** $N = G_c + Q_c$	***Section des Poteaux (cm^2)***	
	Poids du plancher	***Poids des poteaux***	***Poids des poutres***	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	***Qcumu***		***Section trouvée***	***Section Adopté***
T	*20,05*	*//*	*11,63*	*31,68*	*31,68*	*11,90*	*11,90*	*43,58*	*58,11*	*//*
com	*60,21*	*6,92*	*21,09*	*88,22*	*119,9*	*17,85*	*29,75*	*149,65*	*199,53*	***30×30***
9	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*205,98*	*17,85*	*47,60*	*253,58*	*338,11*	***30×30***
8	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*292,06*	*17,85*	*65,45*	*357,51*	*476,68*	***30×30***
7	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*378,14*	*17,85*	*83,30*	*461,44*	*615,25*	***30×30***
6	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*464,22*	*17,85*	*101,15*	*565,37*	*753,83*	***35×35***
5	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*550,30*	*17,85*	*119,00*	*669,30*	*892,4*	***35×35***
4	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*636,38*	*17,85*	*136,85*	*773,23*	*1030,97*	***35×35***
3	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*722,46*	*17,85*	*154,70*	*877,16*	*1169,55*	***35×35***
2	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*808,54*	*17,85*	*172,55*	*981,09*	*1308,12*	***40×40***
1	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*894,62*	*17,85*	*190,40*	*1085,02*	*1446,69*	***40×40***
RDC	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*980,7*	*17,85*	*208,25*	*1188,95*	*1585,27*	***40×40***
SS 2	*60,21*	*4,78*	*21,09*	*86,08*	*1066,78*	*17,85*	*226,10*	*1292,88*	*1723,84*	***45×45***
SS 1	*60,21*	*6,37*	*21,09*	*87,67*	*1152,86*	*59,50*	*243,95*	*1396,81*	*1862,41*	***45×45***

TAB II-9 : *Sections des poteaux.*

II.2.4.3 Vérification des conditions (RPA 99/version 2003)

Notre bâtiment est implanté en zone ***IIa***

$Min(b_1, h_1) \geq 25\ cm$ En zone ***I*** et ***IIa***

$Min(b_1, h_1) \geq 30\ cm$ En zone ***IIb*** et ***III***

$Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec h_e : hauteur libre des étages

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

S-Sol 1, S-Sol 2 **,**

$Min(b, h) = 45\ cm > 25\ cm$ ……Condition Vérifié.

$Min(b, h) = 45\ cm > \frac{408}{20} = 20{,}4\ cm$ ……..Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{\boldsymbol{b}}{\boldsymbol{h}} < 4$ *Donc* $\frac{1}{4} < 1 < 4$ ……...…...Condition vérifiée.

RDC, 1er et 2ème niveau,

$Min(b, h) = 40\ cm > 25\ cm$ ……Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 40\ cm > \frac{306}{20} = 15{,}3\ cm$ ……..Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ *Donc* $\frac{1}{4} < 1 < 4$ ……...……Condition vérifiée.

Du 3ème au 6ème niveau :

$Min(b, h) = 35\ cm > 25\ cm$ ……Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 35\ cm > \frac{306}{20} = 15{,}3\ cm$ …….....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ *Donc* $\frac{1}{4} < 1 < 4$ ……Condition vérifiée.

Du 7ème au 9ème niveau :

$Min(b, h) = 30\ cm > 25\ cm$ ……Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 30\ cm > \frac{306}{20} = 15{,}3\ cm$ ……..…..Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ *Donc* $\frac{1}{4} < 1 < 4$ ……Condition vérifiée.

Le comble :

$Min(b,h) = 30cm > 25\ cm$……Condition vérifiée.

$Min(b,h) = 30\ cm > \frac{349}{20} = 17{,}45\ cm$ ……...……...…..Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ *Donc* $\frac{1}{4} < 1 < 4$ ……..…Condition vérifiée.

II.2.4.4 Vérification au flambement

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.
Il faut vérifier l'élancement **λ** des poteaux :

$$\boldsymbol{\lambda} = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.
$\boldsymbol{L_f}$ *:* longueur de flambement du poteau ($\boldsymbol{L_f = 0{,}7\ l_0}$)

i *:* Rayon de giration *:* $\boldsymbol{i} = \sqrt{\frac{I}{S}}$

S *:* section transversale du poteau ***(b×h)***
$\boldsymbol{l_0}$ *:* longueur libre du poteau.

I *:* Moment d'inertie du poteau $\mathbf{I} = \frac{\boldsymbol{bh^3}}{\mathbf{12}}$

$$\boldsymbol{\lambda} = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0{,}7 l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm^4)	S (cm^2)	i (cm)	l_0 (cm)	L_f (cm)	λ	Condition
Comble	30	30	67500.00	900	8.66025404	423	296.1	34.19	**condition vérifiée**
9	30	30	67500.00	900	8.66025404	286	200.2	23.12	**condition vérifiée**
8	30	30	67500.00	900	8.66025404	286	200.2	23.12	**condition vérifiée**
7	30	30	67500.00	900	8.66025404	286	200.2	23.12	**condition vérifiée**
6	35	35	125052.08	1225	10.1036297	286	200.2	19.81	**condition vérifiée**
5	35	35	125052.08	1225	10.1036297	286	200.2	19.81	**condition vérifiée**
4	35	35	125052.08	1225	10.1036297	286	200.2	19.81	**condition vérifiée**
3	35	35	125052.08	1225	10.1036297	286	200.2	19.81	**condition vérifiée**
2	40	40	213333.33	1600	11.5470054	286	200.2	17.34	**condition vérifiée**
1	40	40	213333.33	1600	11.5470054	286	200.2	17.34	**condition vérifiée**
RDC	40	40	213333.33	1600	11.5470054	286	200.2	17.34	**condition vérifiée**
S-Sol 2	45	45	341718.75	2025	12.9903811	286	200.2	15.41	**condition vérifiée**
S-Sol 1	45	45	341718.75	2025	12.9903811	388	271.6	20.91	**condition vérifiée**

TAB II-10 : *Vérification du flambement des poteaux.*

Remarque :

- *Poutres principales :* ***30 × 40***
- *Poutres secondaires :* ***30 × 35***
- *Epaisseur des balcons en dalle pleine :* ***15 cm***
- *Epaisseur des voiles :* ***20 cm***
- *Epaisseur planché en corps creux : 16 + 4 =* ***20 cm***
- *Sections adoptées pour les poteaux*
  - *S-Sol 2 et S-Sol 1 :* ***45 × 45***
  - *RDC ⟶ 2ème niveau :* ***40 × 40***
  - *3ème⟶ 6ème niveau :* ***35 × 35***
  - *7ème⟶ Comble :* ***30 × 30***

Conclusion :

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.

Chapitre III

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES



III.1 Calcul des planchers

III.1.1 Introduction :

Les planchers de (16+4) sont constitués :

- corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de ***4 cm***.
- Des poutrelles préfabriquées de section en Té, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf pour les balcons, pour réduire la flèche espacées de ***65 cm***.

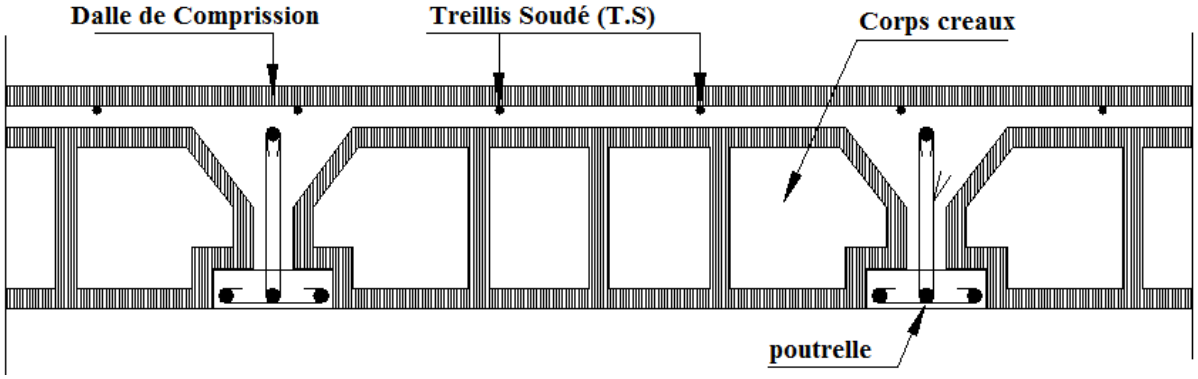


Figure III-1 : *Coupe verticale d'un plancher en corps creux.*

III.1.2 Etude de la Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance $(\boldsymbol{TL\,520}\ ;\ \emptyset \leq \boldsymbol{6\,mm})$ avec : $\boldsymbol{f_e = 520\,MPa}$ et une épaisseur courante de ***4 cm*** environ.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : ***l'Article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99***.

- ***20 cm (5 p.m)*** pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ***33 cm (3 p.m)*** pour les armatures parallèles aux nervures.

III.1.3 Calcul des Armatures :

a) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

Avec : $l = 65\ cm$: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520\ MPa$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4\times65}{520} = 0,5\ \frac{cm^2}{ml} \quad \Longrightarrow\ A_{\perp} = 5T5 = 0,98\ cm^2$$

Avec un espacement $S_t = 20\ cm$

b) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49\ cm^2 \Longrightarrow A_{\parallel} = 5T5 = 0,98\ cm^2$$

Avec un espacement $S_t = 20\ cm$

On adopte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé ***(TL520)*** de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$.

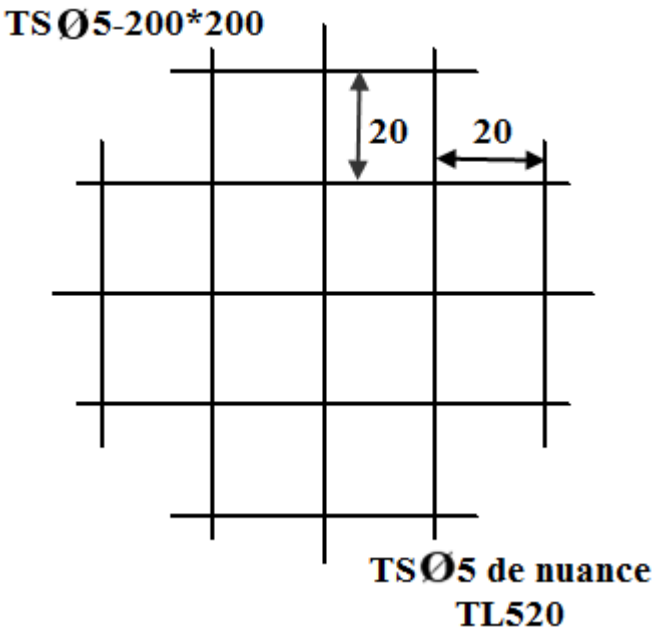


Figure III-2 : *Schéma statique du treillis soudé.*

III.1.4 Etude de la poutrelle :

III.1.4.1 Dimensionnement de la poutrelle.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en Té, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq min\left(\frac{L}{2}\ ;\ \frac{L_1}{10};\ \frac{2}{3}\times\frac{L_1}{2}\right)$$

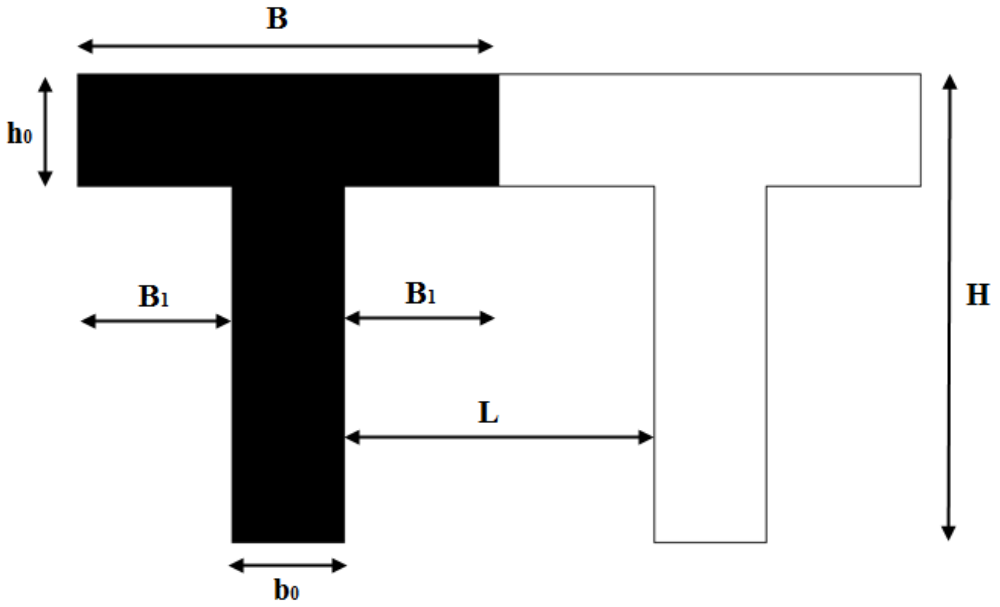


Figure III-3 : *Coupe vertical d'une poutrelle.*

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12\ cm$.
- b : Distance entre axes des poutrelles.
- L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53\ cm$.
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $l_1 = 4m$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\ cm$.
- h : hauteur totale de plancher.

$$\left\{\begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5\ cm \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{400}{10} = 40\ cm \\ b_1 \leq \frac{2}{3}\times\frac{L_1}{2} = \frac{2}{3}\ \frac{400}{2} = 133,3\ cm \end{array}\right\} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5\ cm$$

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26{,}5 + 0{,}12 = 65\ cm$ …… Condition vérifiée.

III.1.4.2 Calcul de la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fera pour une bande de ***1m*** et sur deux étapes :

1er Etape : avant le coulage

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

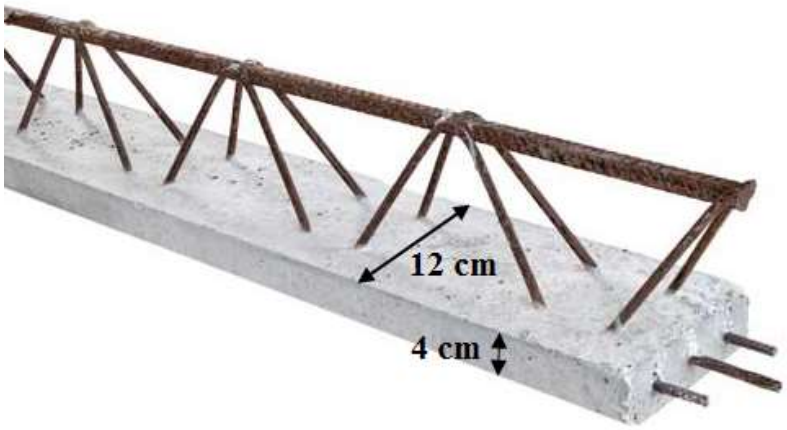


Figure III-4 : *une poutrelle.*

- Poids propre de la poutrelle : $\boldsymbol{G_p} = 0{,}12 \times 0{,}04 \times 25 = \mathbf{0{,}12\ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux : $\boldsymbol{G_c} = 0{,}95 \times 0{,}65 = \mathbf{0{,}62\ KN/ml}$
- Poids propre totale : $\boldsymbol{G} = 0{,}12 + 0{,}62 = \mathbf{0{,}74\ KN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier : $\boldsymbol{Q} = \mathbf{1\ KN/ml}$

❖ Combinaison des charges :

$$\boldsymbol{q_u} = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q = 1{,}35 \times 0{,}74 + 1{,}5 \times 1 = \mathbf{2{,}5\ KN/ml}.$$

❖ Ferraillage à l'état limite ultime (E.L.U)

Le calcul se fera en flexion simple :

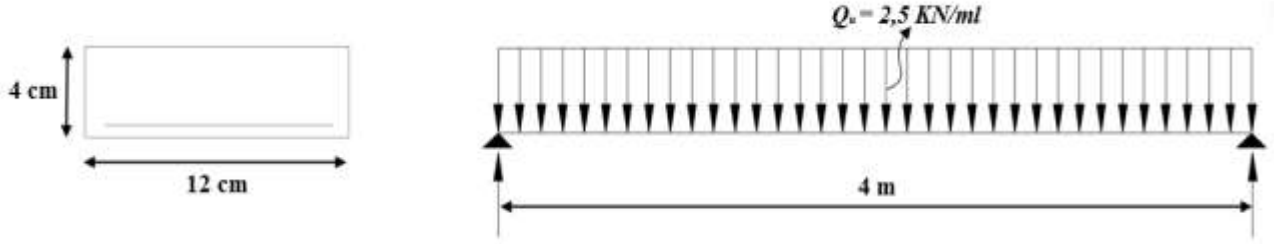


Figure III-5 : *Schéma statique de la poutrelle.*

- ***Calcul de moment :*** $\boldsymbol{M_t} = q_u \frac{l^2}{8} = 2{,}5 \times \frac{4^2}{8} = \mathbf{5\ KN\ m}$.
- ***Calcul effort tranchant :*** $\boldsymbol{T} = q_u \frac{L}{2} = 2{,}5 \times \frac{4}{2} = \mathbf{5\ KN\ m}$.
- ***Calcul des Armatures :*** $\boldsymbol{\mu_b} = \frac{M_t}{b\ d^2\ f_{bu}}$

$b = 12\ cm\ ;\ d = h_0 - c = 4 - 2{,}5 = 1{,}5\ cm\ ;\ f_{bu} = 14{,}2\ MPa.$

$\boldsymbol{\mu_b} = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 1{,}5^2 \times 14{,}2} = \mathbf{13{,}04} > \boldsymbol{\mu_{id}} = \mathbf{0{,}0392}$ …….. Section doublement armée.

Comme la hauteur ***(4cm)*** de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaire.

2eme Etape : Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té reposant sur plusieurs appuis, avec une charge permanente et une surcharge uniformément réparties.

❖ *Choix de la méthode :*

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

a) Méthode forfaitaire.
b) Méthode de Caquot.
c) Méthode des trois moments.

a) *Méthode forfaitaire :*

✓ ***Vérification des conditions d'application de la méthode : (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée 99)***.

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

$$Q \leq \max\left(2G\ ;\ 5\ \frac{KN}{ml}\right)$$

$$\boldsymbol{Q = 1{,}5\ \frac{KN}{ml}} \leq \max\left(\ 2G\ ;\ 5\ \frac{KN}{ml}\ \right)$$ …… Condition vérifiée.

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ……...…… Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable ……..… Condition vérifiée.

- Le rapport des portées successives doit être compris entre :

$$0{,}8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1{,}25.$$

$$\left.\begin{array}{l} 0{,}8 < \frac{4}{3{,}5} = \mathbf{1{,}14 < 1{,}25} \\ 0{,}8 < \frac{3{,}5}{3{,}5} = \mathbf{1 < 1{,}25} \\ 0{,}8 < \frac{3{,}5}{4} = \mathbf{0{,}875 < 1{,}25} \end{array}\right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ ***Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.211 BAEL 91 modifiée 99) :***

La méthode 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 fléchissant $\boldsymbol{M_0}$ dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

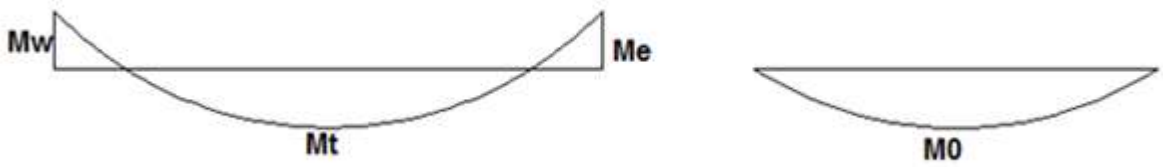


Figure III-6 : *diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)*

✓ ***Exposé de la méthode :***

La valeur $\boldsymbol{M_t}$ doit vérifier les conditions suivantes tel que :

a) *Moment en travées :* $\boldsymbol{M_t} \geq \max\left\{1{,}05M_0\ ;\ (1+0{,}3\alpha) \times M_0 - \frac{M_w+M_e}{2}\right\}$

b) *Moment en travées Intermédiaire :* $\boldsymbol{M_t} \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$

c) *Moment en travées de Rive* : $\boldsymbol{M_t} \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_0$

$\boldsymbol{M_0}$: Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison $\boldsymbol{M_0 = \frac{ql^2}{8}}$.

$\boldsymbol{L}$: Longueur entre nus d'appuis.

$\boldsymbol{M_t}$: Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$\boldsymbol{M_w}$ et $\boldsymbol{M_e}$: moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

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

- Pour les poutres de deux travées $\geq \mathbf{0,6}\ \boldsymbol{M_0}$.
- Pour les poutres plus de deux travées :
  - Les moments aux appuis voisins des appuis de Rive au moins égale à $\geq \mathbf{0,5}\ \boldsymbol{M_0}$.
  - Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à $\geq \mathbf{0,4}\ \boldsymbol{M_0}$.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur ***(6)*** appuis.

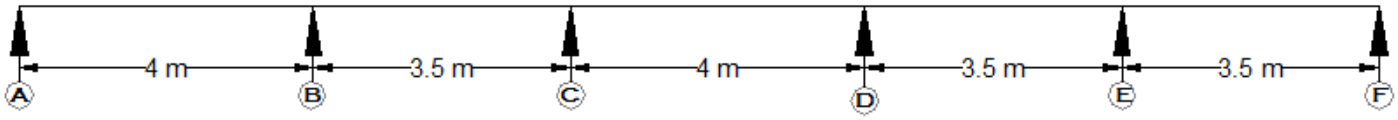


Figure III-7 : *Schéma statique de la travée (3-3).*

✓ *Application de la méthode forfaitaire :*

- ***Les charges :***
  - Charge permanente ***:*** $\boldsymbol{G} = 5{,}06 \times 0{,}65 = \mathbf{3,289}\ \boldsymbol{KN/ml}$.
  - Charge d'exploitation***:*** $\boldsymbol{Q} = 1{,}5 \times 0{,}65 = \mathbf{0,975}\ \boldsymbol{KN/ml}$.
- ***Combinaison d'action :***
  - ***ELU*** : $\boldsymbol{q_u} = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q$.
    $\boldsymbol{q_u} = 1{,}35 \times 3{,}289 + 1{,}5 \times 0{,}975 = \mathbf{5,90}\ \boldsymbol{KN/ml}$.
  - ***ELS :*** $\boldsymbol{q_s} = G + Q$.
    $\boldsymbol{q_s} = 3{,}289 + 0{,}975 = \mathbf{4,26}\ \boldsymbol{KN/ml}$.
- ***Calcul du rapport de charge :***

$$\begin{cases} 1 + 0{,}3\alpha = 1 + 0{,}3 \times 0{,}228 = \mathbf{1,068}. \\ \frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2} = \frac{1{,}2+0{,}3\times0{,}228}{2} = \mathbf{0,634}. \\ \frac{1 + 0{,}3\alpha}{2} = \frac{1+0{,}3\times0{,}228}{2} = \mathbf{0,534}. \end{cases}$$

Avec : $\boldsymbol{\alpha} = \frac{\boldsymbol{Q}}{\boldsymbol{G+Q}} = \frac{\mathbf{0,975}}{\mathbf{3,289 + 0,975}} = \mathbf{0,228}$.

- ***Calcul des moments isostatique à l'ELU :***

$\boldsymbol{M_{01} = M_{03}} = \frac{q_u L^2}{8} = 5{,}9 \times \frac{4^2}{8} = \boldsymbol{11{,}8\ KN\ ml}$.

$\boldsymbol{M_{02} = M_{04} = M_{05}} = \frac{q_u L^2}{8} = 5{,}9 \times \frac{3{,}5^2}{8} = \boldsymbol{9{,}03\ KN\ ml}$.

- ***Calcul des moments fléchissant :***

❖ ***Les moments aux appuis :***

$\boldsymbol{M_A} = 0{,}3\ M_{01} = 0{,}3 \times 11{,}8 = \boldsymbol{3{,}54\ KN\ ml}$.

$\boldsymbol{M_B} = 0{,}5\ max\ (M_{01}; M_{02}) = 0{,}5 \times 11{,}8 = \boldsymbol{5{,}90\ KN\ ml}$.

$\boldsymbol{M_C} = 0{,}4\ max\ (M_{02}; M_{03}) = 0{,}4 \times 11{,}8 = \boldsymbol{4{,}72\ KN\ ml}$.

$\boldsymbol{M_D} = 0{,}4\ max\ (M_{03}; M_{04}) = 0{,}4 \times 11{,}8 = \boldsymbol{4{,}72\ \ KN\ ml}$.

$\boldsymbol{M_E} = 0{,}5\ max\ (M_{04}; M_{05}) = 0{,}5 \times 9{,}03 = \boldsymbol{4{,}51\ \ KN\ ml}$.

$\boldsymbol{M_F} = 0{,}3\ \ M_{05} = 0{,}3 \times 9{,}03 = \boldsymbol{2{,}70\ \ KN\ ml}$.

❖ ***Les moments en travées :***

➢ ***Travée de rive :*** $\boldsymbol{M_t} \geq (1 + 0{,}3\alpha)\ M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$\boldsymbol{M_t} \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2}\ M_0$

- ***Travée de rive AB :***

$\boldsymbol{M_{AB}^t} \geq 1{,}068 \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1{,}068 \times 11{,}8 - \frac{3{,}54 + 5{,}9}{2} = \boldsymbol{7{,}88\ KN\ m}$.

$\boldsymbol{M_{AB}^t} \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2} \times M_{01} = 0{,}634 \times 11{,}8 = \boldsymbol{7{,}48\ KN\ m}$.

On prend : $\boldsymbol{M_{AB}^t = 7{,}88\ KN\ m}$.

- ***Travée de rive EF :***

$\boldsymbol{M_{EF}^t} \geq 1{,}068\ M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1{,}068 \times 9{,}03 - \frac{4{,}51 + 2{,}70}{2} = \boldsymbol{6{,}04\ KN\ m}$.

$\boldsymbol{M_{EF}^t} \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2}\ M_{05} = 0{,}634 \times 9{,}03 = \boldsymbol{5{,}72\ KN\ m}$.

On prend : $\boldsymbol{M_{EF}^t = 6{,}04\ KN\ m}$.

➢ ***Travées intermédiaires :*** $\boldsymbol{M_t} \geq (1 + 0{,}3\alpha)\, M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$\boldsymbol{M_t} \geq \frac{1 + 0{,}3\alpha}{2} M_0$$

- ***Travée intermédiaires BC :***

$\boldsymbol{M_{BC}^t} \geq 1{,}068\, M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1{,}068 \times 9{,}03 - \frac{5{,}9 + 4{,}72}{2} = \boldsymbol{4{,}33\ KN\ m}.$

$\boldsymbol{M_{BC}^t} \geq \frac{1 + 0{,}3\alpha}{2} M_{02} = 0{,}534 \times 9{,}03 = \boldsymbol{4{,}82\ KN\ m}.$

On prend : $\boldsymbol{M_{BC}^t = 4{,}82\ KN\ m}$.

- ***Travée intermédiaires CD :***

$\boldsymbol{M_{CD}^t} \geq 1{,}068\, M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1{,}068 \times 11{,}8 - \frac{4{,}72 + 4{,}72}{2} = \boldsymbol{7{,}88\ KN\ m}.$

$\boldsymbol{M_{CD}^t} \geq \frac{1 + 0{,}3\alpha}{2} M_{03} = 0{,}534 \times 11{,}8 = \boldsymbol{6{,}30\ KN\ m}.$

On prend : $\boldsymbol{M_{CD}^t = 7{,}88\ KN\ m}$.

- ***Travée intermédiaires DE :***

$\boldsymbol{M_{DE}^t} \geq 1{,}068\, M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1{,}068 \times 9{,}03 - \frac{4{,}72 + 4{,}51}{2} = \boldsymbol{5{,}02\ KN\ m}.$

$\boldsymbol{M_{DE}^t} \geq \frac{1 + 0{,}3\alpha}{2} M_{04} = 0{,}534 \times 9{,}03 = \boldsymbol{4{,}82\ KN\ m}.$

On prend : $\boldsymbol{M_{DE}^t = 5{,}02\ KN\ m}$.

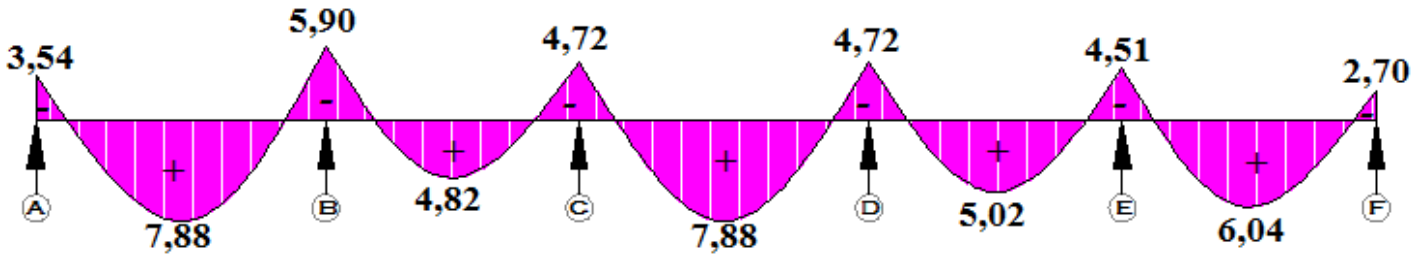


Figure III-8 : *Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.*

- ***Calcul des moments isostatique à l'ELS :***

$\boldsymbol{M_{01} = M_{03}} = \frac{q_s L^2}{8} = 4{,}26 \times \frac{4^2}{8} = \boldsymbol{8{,}52\ KN\ ml}.$

$\boldsymbol{M_{02} = M_{04} = M_{05}} = \frac{q_s L^2}{8} = 4{,}26 \times \frac{3{,}5^2}{8} = \boldsymbol{6{,}52\ KN\ ml}.$

- ***Calcul des moments fléchissant :***

❖ ***Les moments aux appuis :***

$\boldsymbol{M_A} = 0{,}3\ M_{01} = 0{,}3 \times 8{,}52 = \boldsymbol{2{,}55\ KN\ ml}.$

$\boldsymbol{M_B} = 0{,}5\ max\ (M_{01}\ ;\ M_{02}) = 0{,}5 \times 8{,}52 = \boldsymbol{4{,}26\ KN\ ml}.$

$\boldsymbol{M_C} = 0{,}4\ max\ (M_{02};\ M_{03}) = 0{,}4 \times 8{,}52 = \boldsymbol{3{,}40\ KN\ ml}.$

$\boldsymbol{M_D} = 0{,}4\ max\ (M_{03}\ ;\ M_{04}) = 0{,}4 \times 8{,}52 = \boldsymbol{3{,}40\ KN\ ml}.$

$M_E = 0{,}5\ max\ (M_{04};\ M_{05}) = 0{,}5 \times 6{,}52 = \boldsymbol{3{,}26\ KN\ ml}.$

$\boldsymbol{M_F} = 0{,}3\ \ M_{05} = 0{,}3 \times 6{,}52 = \boldsymbol{1{,}95\ KN\ ml}.$

❖ ***Les moments en travées :***

Travée de rive AB :

$\boldsymbol{M_{AB}^t} \geq 1{,}068\ M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1{,}068 \times 8{,}52 - \frac{2{,}55 + 4{,}26}{2} = \boldsymbol{5{,}69\ KN\ m}.$

$\boldsymbol{M_{AB}^t} \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2} M_{01} = 0{,}634 \times 8{,}52 = \boldsymbol{5{,}40\ KN\ m}.$

On prend : $\boldsymbol{M_{AB}^t = 5{,}69\ KN\ m}.$

Travée de rive EF :

$\boldsymbol{M_{EF}^t} \geq 1{,}068\ M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1{,}068 \times 6{,}52 - \frac{3{,}26 + 1{,}95}{2} = \boldsymbol{4{,}35\ KN\ m}.$

$\boldsymbol{M_{EF}^t} \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2} M_{05} = 0{,}634 \times 6{,}52 = \boldsymbol{4{,}13\ KN\ m}.$

On prend : $\boldsymbol{M_{EF}^t = 4{,}35\ KN\ m}.$

Travée intermédiaires BC :

$\boldsymbol{M_{BC}^t} \geq 1{,}068\ M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1{,}068 \times 6{,}52 - \frac{4{,}26 + 3{,}40}{2} = \boldsymbol{3{,}13\ KN\ m}.$

$\boldsymbol{M_{BC}^{t}} \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{02} = 0{,}534 \times 6{,}52 = \boldsymbol{3{,}48\ KN\ m}$.

On prend : $\boldsymbol{M_{BC}^{t} = 3{,}48\ KN\ m}$.

Travée intermédiaires CD :

$\boldsymbol{M_{CD}^{t}} \geq 1{,}068 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1{,}068 \times 8{,}52 - \frac{3{,}40 + 3{,}4}{2} = \boldsymbol{5{,}70\ KN\ m}$.

$\boldsymbol{M_{CD}^{t}} \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{03} = 0{,}534 \times 8{,}52 = \boldsymbol{4{,}55\ KN\ m}$.

On prend : $\boldsymbol{M_{CD}^{t} = 5{,}70\ KN\ m}$.

Travée intermédiaires DE:

$\boldsymbol{M_{DE}^{t}} \geq 1{,}068\ M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1{,}068 \times 6{,}52 - \frac{3{,}4 + 3{,}26}{2} = \boldsymbol{3{,}63\ KN\ m}$.

$\boldsymbol{M_{DE}^{t}} \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{04} = 0{,}534 \times 6{,}52 = \boldsymbol{3{,}48\ KN\ m}$.

On prend : $\boldsymbol{M_{DE}^{t} = 3{,}63\ KN\ m}$.

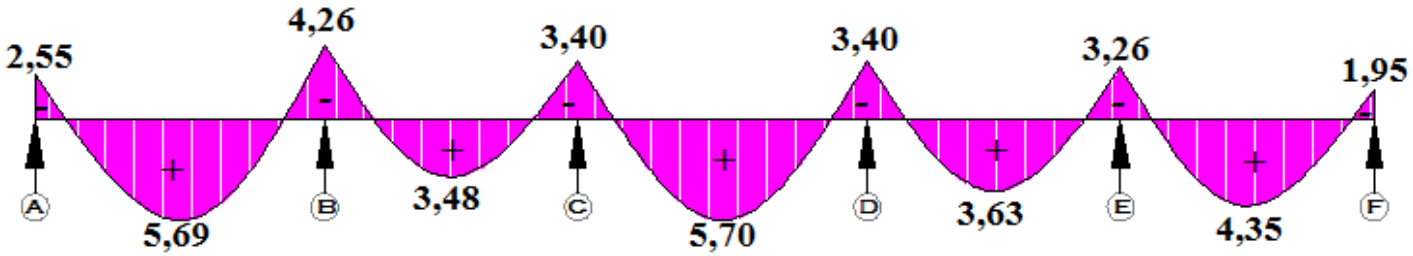


Figure III-9 : *Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.*

Travées	$\boldsymbol{M_t}$ $\boldsymbol{(KN\ m)}$ **ELU**	$\boldsymbol{M_t}$ $\boldsymbol{(KN\ m)}$ **ELS**
AB	7,88	5,69
BC	4,82	3,48
CD	7,88	5,70
DE	5,02	3,63
EF	6,04	4,35

Tab III-1: *Récapitulatif des Moments fléchissant en travées.*

❖ Calcul des efforts tranchant:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre et donné par la formule suivante **:**

$$\boldsymbol{T(x)} = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \qquad \text{Avec} \quad \begin{cases} \boldsymbol{\theta_w} = q_u \frac{l}{2} \\ \boldsymbol{\theta_e} = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

➢ à l'ELU

- **Travée AB :**

$$\boldsymbol{T_A} = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5{,}9 \times \frac{4}{2} + \frac{5{,}90 - 3{,}54}{4} = \boldsymbol{12{,}39\ KN}.$$

$$\boldsymbol{T_B} = -\, q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\, 5{,}9 \times \frac{4}{2} + \frac{5{,}90 - 3{,}54}{4} = \boldsymbol{-11{,}21\ KN}.$$

- **Travée BC :**

$$\boldsymbol{T_B} = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5{,}9 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{4{,}72 - 5{,}9}{3{,}5} = \boldsymbol{9{,}98KN}.$$

$$\boldsymbol{T_C} = -\, q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\, 5{,}9 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{4{,}72 - 5{,}9}{3{,}5} = \boldsymbol{-10{,}66\ KN}.$$

- **Travée CD :**

$$\boldsymbol{T_C} = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 5{,}9 \times \frac{4}{2} + \frac{4{,}72 - 4{,}72}{4} = \boldsymbol{11{,}80\ KN}.$$

$$\boldsymbol{T_D} = -\, q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\, 5{,}9 \times \frac{4}{2} + \frac{4{,}72 - 4{,}72}{4} = \boldsymbol{-11{,}80\ KN}.$$

- **Travée DE :**

$$\boldsymbol{T_D} = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 5{,}9 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{4{,}51 - 4{,}72}{3{,}5} = \boldsymbol{10{,}26\ KN}.$$

$$\boldsymbol{T_E} = -\, q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\, 5{,}9 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{4{,}51 - 4{,}72}{3{,}5} = \boldsymbol{-\,10{,}38\ KN}.$$

- **Travée EF :**

$$\boldsymbol{T_E} = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 5{,}9 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{2{,}70 - 4{,}51}{3{,}5} = \boldsymbol{9{,}80\ KN}.$$

$$\boldsymbol{T_F} = -\, q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\, 5{,}9 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{2{,}70 - 4{,}51}{3{,}5} = \boldsymbol{-\,10{,}84\ KN}.$$

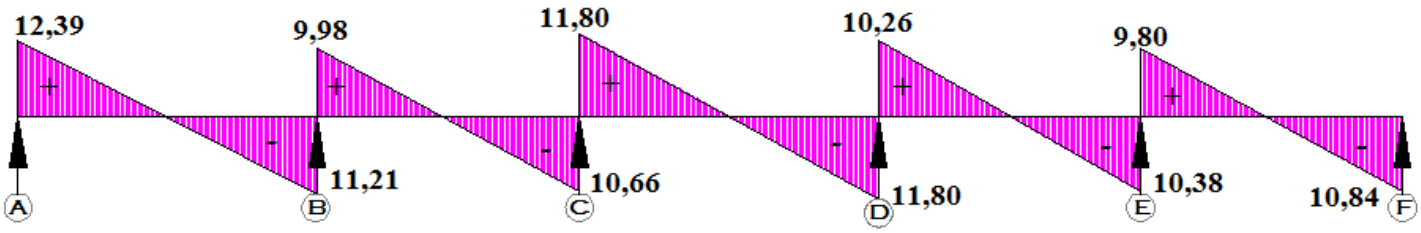


Figure III-10 : *Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.*

- ***<u>à l'ELS :</u>***

- ***Travée AB :***

$$T_A = q_S \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 4{,}26 \times \frac{4}{2} + \frac{4{,}26 - 2{,}55}{4} = \mathbf{8{,}52\ KN}.$$

$$T_B = -\, q_S \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\, 4{,}26 \times \frac{4}{2} + \frac{4{,}26 - 2{,}55}{4} = \mathbf{-\, 8{,}09\ KN}.$$

- ***Travée BC :***

$$T_B = q_S \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 4{,}26 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{3{,}40 - 4{,}26}{3{,}5} = 7{,}20\ \mathbf{KN}.$$

$$T_C = -\, q_S \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\, 4{,}26 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{3{,}40 - 4{,}26}{3{,}5} = \mathbf{-\, 7{,}70\ KN}.$$

- ***Travée CD :***

$$T_C = q_S \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 4{,}26 \times \frac{4}{2} + \frac{3{,}4 - 3{,}4}{4} = \mathbf{8{,}52\ KN}.$$

$$T_D = -\, q_S \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\, 4{,}26 \times \frac{4}{2} + \frac{3{,}4 - 3{,}4}{4} = \mathbf{-8{,}52\ KN}.$$

- ***Travée DE :***

$$T_D = q_S \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 4{,}26 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{3{,}26 - 3{,}40}{3{,}5} = \mathbf{7{,}41KN}.$$

$$T_E = -\, q_S \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\, 4{,}26 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{3{,}26 - 3{,}40}{3{,}5} = \mathbf{-\, 7{,}49\ KN}.$$

- ***Travée EF :***

$$T_E = q_S \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 4{,}26 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{1{,}95 - 3{,}26}{3{,}5} = \mathbf{7{,}08\ KN}.$$

$$T_F = -\, q_S \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\, 4{,}26 \times \frac{3{,}5}{2} + \frac{1{,}95 - 3{,}26}{3{,}5} = \mathbf{-\, 7{,}82\ KN}.$$

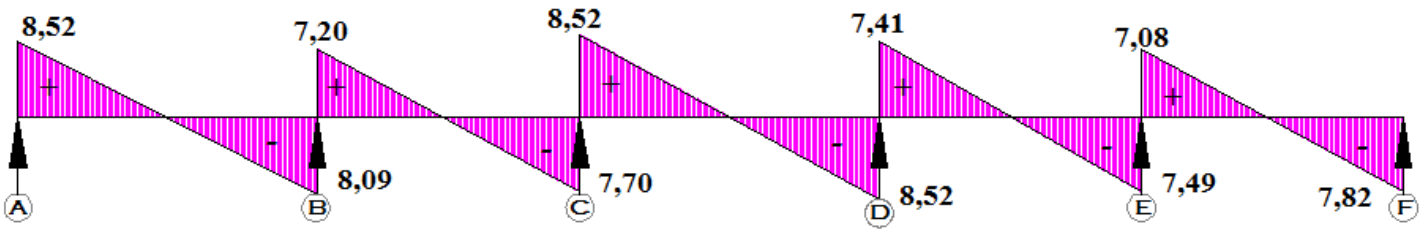


Figure III-11 : *Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.*

Travées		Efforts tranchants à l'ELU	Efforts tranchants à l'ELS
AB	T_A	12,39	8,52
	T_B	- 11,21	- 8,09
BC	T_B	9,98	7,20
	T_C	- 10,66	- 7,70
CD	T_C	11,80	8,52
	T_D	- 11,80	- 8,52
DE	T_D	10,26	7,41
	T_E	- 10,38	- 7,49
EF	T_E	9,80	7,08
	T_F	- 10,84	- 7,82

Tab III-2 : *Récapitulatif des efforts tranchant.*

❖ *Calcul des Armatures à l'ELU :*

Les poutrelles seront calculées comme une section en Té :

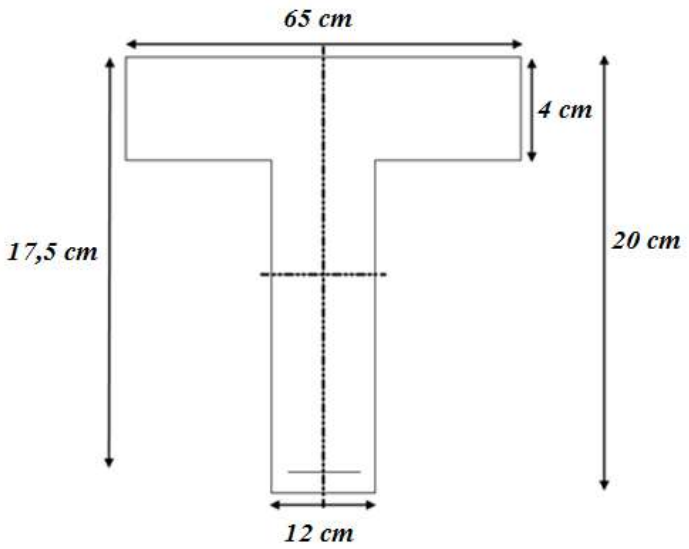


Figure III- 12 : *Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.*

$b = 65\ cm$, $b_0 = 12\ cm$, $h = 20\ cm$, $h_0 = 4\ cm$,

$d = h - c = 20 - 2{,}5 = 17{,}5\ cm.$

Position de l'axe neutre :

Si : $M_T > M_0 \Longrightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

$M_T < M_0 \Longrightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

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

$$\boldsymbol{M_0} = 0{,}65 \times 0{,}04 \left(17{,}5 - \frac{0{,}04}{2}\right) 14{,}2 \times 10^2 = \boldsymbol{57{,}226\ KN\ m}.$$

On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximum.

$$\begin{cases} M_{max}^t = \boldsymbol{7{,}88\ KN\ m}. \\ M_{max}^a = \boldsymbol{-\ 5{,}90\ KN\ m}. \end{cases}$$

$M_T = 7{,}88\ KN\ m < M_0 = 57{,}226\ KN\ m \Longrightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire.

❖ *Calcul des Armatures longitudinales :*

- ***En travées :*** $\boldsymbol{M_{max}^T = 7{,}88\ KN.m}$

$$\boldsymbol{\mu_t} = \frac{M_u^t}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{7{,}88 \times 10^3}{65 \times 17{,}5^2 \times 14.2} = \boldsymbol{0.028 < \mu_{id} = 0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu_t = 0.028} \overset{tableau}{\Longrightarrow} \boldsymbol{\beta = 0{,}986}$$

$$\boldsymbol{A_t} = \frac{M_{max}^t}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{7{,}88 \times 10^3}{0{,}986 \times 17{,}5 \times 348} = \boldsymbol{1{,}31\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armatures : $\boldsymbol{3HA10 \Longrightarrow A_{Ap} = 2{,}35\ cm^2}$.

- ***Aux appuis :*** $\boldsymbol{M_{max}^A = 5{,}90\ KN.m}$

$$\boldsymbol{\mu_A} = \frac{M_u^A}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{5{,}90 \times 10^3}{65 \times 17{,}5^2 \times 14.2} = \boldsymbol{0.112 < \mu_{id} = 0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu_A = 0.112} \overset{tableau}{\Longrightarrow} \boldsymbol{\beta = 0{,}940}$$

$$\boldsymbol{A_A} = \frac{M_u}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{5{,}90 \times 10^3}{0.940 \times 17{,}5 \times 348} = \mathbf{1,03\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature : $\mathbf{1HA14} \Longrightarrow\ \boldsymbol{A_{Ap}} = \mathbf{1,54\ cm^2}$.

❖ *Calcul des Armatures Transversales :*

Diamètre des armatures transversales ***(Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99)***.

$$\boldsymbol{\emptyset_t} = min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \emptyset_1\ ;\ \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\boldsymbol{\emptyset_t} = min\left(\frac{200}{35}\ ;\ 10\ ;\ \frac{120}{10}\right) = min(5{,}71\ ;10\ ;12) \Longrightarrow \emptyset = \mathbf{5,71\ mm.}$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{2HA8} \Longrightarrow\ \boldsymbol{A_{Ap}} = \mathbf{1,00\ cm^2}$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en $\emptyset\mathbf{8}$.

❖ *Vérification à l'ELU :*

❖ *Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).*

- ***Calcul de la section minimale.***

  - ***En travée :***

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0.23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec :}\ \ \boldsymbol{f_{t28}} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = \mathbf{2.1\ MPa}$$

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0{,}23 \times 65 \times 17{,}5 \times 2{,}1}{400} = \mathbf{1,37\ cm^2}.$$

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} = \mathbf{1,37\ cm^2} < \boldsymbol{A_{ad}} = \mathbf{2,35\ cm^2}$$ …… Condition vérifiée.

  - ***Aux appuis :***

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0.23\ b_0\ d\ f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :}\ \boldsymbol{f_{t28}} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = \mathbf{2.1\ MPa}$$

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0{,}23 \times 12 \times 17{,}5 \times 2{,}1}{400} = \mathbf{0,25\ cm^2}.$$

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} = \mathbf{0,25\ cm^2} < \boldsymbol{A_{ad}} = \mathbf{1,54\ cm^2}$$ …… Condition vérifiée.

❖ ***Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99)***.

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau_u}}$ Avec : $\boldsymbol{T_{max} = 12,39\ KN}$.

- ***Calcul la contrainte de cisaillement admissible.***

$\overline{\tau_u} = min\left(0{,}20\ \frac{f_{c28}}{\gamma b}\ ; 5\ MPa\right) = min\ \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5\ MPa\right)$

$\overline{\tau_u} = min(3{,}33\ MPa\ ;\ 5\ MPa) = \boldsymbol{3,33\ MPa}$.

- ***Calcul la contrainte de cisaillement.***

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{12{,}39}{120 \times 175} = 0,59\ MPa}$.

$\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$ …… Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

❖ ***Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)***.

$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}}$ Avec : $\boldsymbol{\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3,15 MPa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9\ d\ \sum U_i}}$

$\boldsymbol{\Psi_s = 1,5}$: Coefficient scellement HA.

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

- ***En travée :***

$\boldsymbol{\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 10 = 94,2\ mm}$.

$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{12{,}39 \times 10^3}{0.9 \times 94{,}2 \times 175} = 0,83\ MPa}$.

$\boldsymbol{\tau_{se} = 0,83\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15\ MPa}$ …… Condition vérifiée.

- ***Aux appuis :***

$\boldsymbol{\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 1 \times 3{,}14 \times 14 = 43,96\ mm}$.

$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{12{,}39 \times 10^3}{0.9 \times 43{,}96 \times 175} = 1,789\ MPa}$.

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1,789\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15\ MPa}$ …… Condition vérifiée.

❖ ***Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :***

$\boldsymbol{S_t} = min\ (0{,}9d\ ; 40\ cm) \implies \boldsymbol{S_t} = min(0{,}9 \times 17{,}5\ ;\ 40\ cm)$

$\boldsymbol{S_t} = min(15{,}75\ cm\ ;\ 40\ cm) \implies \boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

❖ ***ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)***.

$\boldsymbol{L_s} = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}$ Avec : $\boldsymbol{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \boldsymbol{2.835\ MPa}$

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

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale a $\boldsymbol{0{,}4\ L_s}$ pour les aciers HA.

$$\boldsymbol{L_{ad}} = 0{,}4 L_s = 0{,}4 \times 35{,}27 = \boldsymbol{16\ cm}.$$

❖ ***Influence de l'effort tranchant.***

- ***sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)***.

- ***Appuis de rive :***

$$\boldsymbol{A} \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0{,}9\ d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(12{,}39 - \frac{3{,}54}{0{,}9 \times 0{,}175}\right) \times \frac{1{,}15}{40} = \boldsymbol{-\,0{,}28\ cm^2}$$

$\boldsymbol{A_{st} = 1{,}54\ cm^2 > A = -\,0{,}28\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

- ***Appuis intermédiaire :***

$$\boldsymbol{A} \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0{,}9\ d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(12{,}39 - \frac{5{,}90}{0{,}9 \times 0{,}175}\right) \times \frac{1{,}15}{40} = \boldsymbol{-\,0{,}72\ cm^2}$$

$\boldsymbol{A_{st} = 1{,}54 cm^2 > A = -\,0{,}72\ cm^2}$…… Condition vérifiée.

Les armatures calculées sont suffisants.

- ***sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).***

$\frac{2\,T_{max}}{0{,}9\,b_0\,d} \leq \frac{0{,}8\,f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $\boldsymbol{T} \leq \frac{0{,}8 \times 0{,}9}{2}\ \frac{f_{c28}\ b_0\ d}{\gamma_b} = 0.36\ \frac{f_{c28}\ b_0\ d}{\gamma_b}$

$$\boldsymbol{T} \leq \frac{0.36 \times 25 \times 12 \times 17{,}5}{1{,}5} 10^{-1} = \boldsymbol{126\ KN}.$$

$\boldsymbol{T_{max} = 12,39\ KN < T = 126\ KN}$ …… Condition vérifiée.

❖ ***Vérification à l'ELS.***

$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$: Dans l'acier

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$: Dans le béton

- Aux appuis :

- ***Vérification de la contrainte dans les aciers***

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M^s_{max}}{A_a \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_A = 1{,}54\ cm^2$; $M^s_{max} = 4{,}26\ KN.m$; $d = 17{,}5\ cm.$

$\boldsymbol{\beta_1}$ est en fonction de : $\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100 \times A_A}{b_0\ d} = \frac{100 \times 1{,}54}{12 \times 17{,}5} = \boldsymbol{0,733}$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 25{,}36 \\ \beta_1 = 0{,}876 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{4{,}26 \times 10^3}{0{,}876 \times 17{,}5 \times 1{,}54} = \boldsymbol{180,44\ MPa}$ Avec : $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \boldsymbol{348\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 180,44\ MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348\ MPa}$ ……. La Condition est vérifiée.

- ***Vérification de la contrainte dans le béton.***

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \boldsymbol{15\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = K \times \sigma_{st}$ *Avec :* $\boldsymbol{K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25{,}36} = 0,0394}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}0394 \times 180{,}44 = \boldsymbol{7,11\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 7,11\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa}$ ……Condition est vérifiée.

- En travée :

- ***Vérification de la contrainte dans les aciers***

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M^t_{max}}{A_t \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_t = 2{,}35\ cm^2$; $M_t = 5{,}70\ KN.m$; $d = 17{,}5\ cm.$

$\boldsymbol{\beta_1}$ est en fonction de : $\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100 \times A_t}{b_0\ d} = \frac{100 \times 2{,}35}{12 \times 17{,}5} = \boldsymbol{1,119}$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 19{,}44 \\ \beta_1 = 0{,}854 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{5{,}70 \times 10^3}{0{,}854 \times 17{,}5 \times 2{,}35} = \mathbf{162{,}30\ MPa}$ Avec : $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \mathbf{348\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{162{,}30\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \mathbf{348\ MPa}$ ……. Condition est vérifiée.

- ***Vérification de la contrainte dans le béton.***

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = K \times \sigma_{st}$ *Avec :* $\boldsymbol{K} = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19{,}44} = \mathbf{0{,}0514}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}0514 \times 162{,}30 = \mathbf{8{,}34\ MPa}$.

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{8{,}34\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$ …… Condition est vérifiée.

- ***Etat limite d'ouverture des fissurations :***

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

❖ ***Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99)***.

Lorsqu'il est prévu de mettre des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\begin{cases} \frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{l}} \geq \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{22{,}5}} \\ \frac{\boldsymbol{A_{st}}}{\boldsymbol{b_0\ d}} \leq \frac{\mathbf{3{,}6}}{\mathbf{f_e}} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{l}} \geq \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{15\ M_0}} \end{cases}$$ Avec : $\boldsymbol{M_0} = q_S \frac{l^2}{8} = 4{,}26 \times \frac{3{,}7^2}{8} = \mathbf{7{,}29\ KN\ m}$.

$$\begin{cases} \frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{l}} = \frac{20}{370} = \mathbf{0{,}054} > \frac{1}{22{,}5} = \mathbf{0{,}044} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{La\ condition\ est\ vérifiée}. \\ \frac{\boldsymbol{A_{st}}}{\boldsymbol{b_0 d}} = \frac{2{,}35}{12 \times 17{,}5} = \mathbf{0{,}011} \geq \frac{\mathbf{3{,}6}}{\mathbf{f_e}} = \frac{3{,}6}{400} = \mathbf{0{,}009} \ldots\ldots \boldsymbol{la\ condition\ n'est\ pas\ vérifiée}. \\ \frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{l}} = \frac{20}{370} = \mathbf{0{,}054} < \frac{\mathbf{7{,}88}}{\mathbf{15 \times 7{,}29}} = \mathbf{0{,}072} \ldots\ldots\ldots \boldsymbol{La\ condition\ n'est\ pas\ vérifiée}. \end{cases}$$

- ***Calcul de la flèche :***

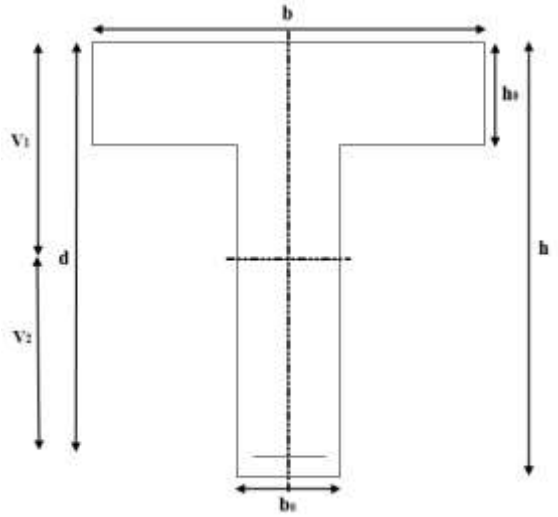


Figure III- 13 : *Coupe schématique de la section en Té.*

.

$\boldsymbol{f = \frac{5}{384}\frac{q_s\, l^2}{E_0\, I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}}$ Avec : $\boldsymbol{q_s = 4,26\ KN/ml}$

$\boldsymbol{E_v = 3700\sqrt[3]{f_{C28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818,86\ MPa}$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée.

$\boldsymbol{I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t(V_2 + C)^2}$; $\boldsymbol{V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}}$; $\boldsymbol{S_{xx}}$: Moment statique

$\boldsymbol{S_{XX} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 1 \times 17,5 = 13262,5\ cm^3}$

$\boldsymbol{B_0}$: surface de la section homogène

$\boldsymbol{B_0 = b \times h + 15A_t = (65 \times 20) + 15 \times 1 = 1315\ cm^2}$

$\boldsymbol{V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{13262,5}{1315} = 10,08\ cm}$

$\boldsymbol{V_2 = h - V_1 = 20 - 10,08 = 9,92\ cm}$

$\boldsymbol{I = \frac{65}{3}(10,08^3 + 9,92^3) + 15 \times 1 \times (9,92 + 2,5)^2 = 45655,50\ cm^4}$

$\boldsymbol{f = \frac{5}{384}\ \frac{4,26 \times 3,70^2 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 45655,50 \times 10^{-8}} = 0.00015m = 0.015\ cm}$

$\boldsymbol{\bar{f} = \frac{370}{500} = 0,74\ cm.}$

$\boldsymbol{f = 0.015cm < \bar{f} = 0.74cm}$……Condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

❖ **Armatures longitudinales :**

- *En travée :* ***3HA10***
- *Aux appuis* ***: 1HA14***

❖ **Armatures transversales :**

- *Etrier* ***2HA8***

❖ **Treillis soudé :** $TS\ \emptyset 5 - 200 * 200$

III.2 Etude des consoles (Balcons)

III.2.1 Introduction :

Le balcon se calcul comme une console encastrée dans le plancher, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre **G**, au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation **Q**.

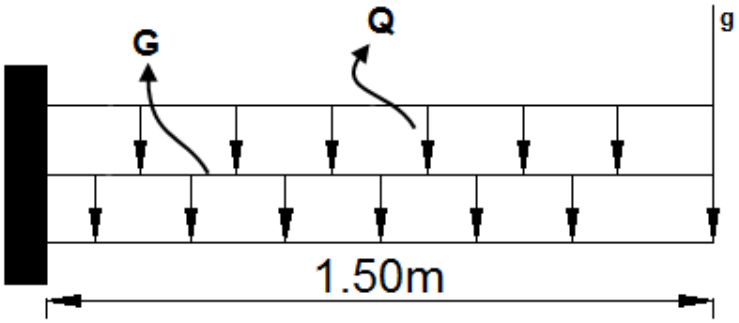


Figure III-14 : *schéma statique du balcon.*

G : poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation.

g : poids propre de garde-corps (charge verticale concentrée).

III.2.2 Dimensionnement :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15\ cm \quad \Longrightarrow \quad e_p = 15\ cm$$

III.2.3 Détermination des charges et surcharges de la console :

III.2.3.1 Les charges permanentes :

a) Les charges permanentes uniformes :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m²)
Revêtement en carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Plancher en dalle pleine	15	/	3,75
Totale			4,91

Tab III-3 : *Charge permanente répartie de la console.*

b) Les charges permanentes concentrées :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m²)
Enduit au mortier de liant hydraulique	2	18	0,36
Garde-corps en brique creuse	10	9	0,9
Totale			1,26

Tab III-4 : *Charge permanente concentré de la console.*

III.2.3.2 Les surcharge d'exploitation :

Selon le DTR la surcharge d'exploitation du balcon est **:** $\boldsymbol{Q = 3,5\ KN/m^2}$

a) Combinaisons de charge :

- ✓ ***A l'état limite ultime ELU :*** $(\mathbf{1,35G + 1,5Q})$

- ***La dalle :*** $q_u = (1{,}35 \times 4{,}91 + 1{,}5 \times 3{,}5) \times 1\ ml = \mathbf{11,87}\ \frac{KN}{ml}$.

- ***Le garde-corps :*** $g_u = (1{,}35 \times 1{,}26) \times 1\ ml = \mathbf{1,70}\ \frac{KN}{ml}$.

✓ ***A l'état limite de service ELS :*** $(G + Q)$

- ***La dalle :*** $q_S = (4{,}91 + 3{,}5) \times 1\ ml = \mathbf{8{,}41}\ \frac{KN}{ml}$.
- ***Le garde-corps :*** $g_s = (1{,}26) \times 1\ ml = \mathbf{1{,}26}\ \frac{KN}{ml}$.

b) Calcul des moments fléchissant :

❖ ***A l'état limite ultime ELU :***

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l = \frac{11{,}87 \times 1{,}5^2}{2} + 1.70 \times 1.5 = \mathbf{15{,}90\ KN\ m}.$$

❖ ***A l'état limite de service ELS :***

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l = \frac{8{,}41 \times 1{,}5^2}{2} + 1{,}26 \times 1.5 = \mathbf{11{,}35\ KN\ m}.$$

c) Ferraillage :

La console se calcul en flexion simple avec une bonde de ***1 m*** de largeur.

❖ ***Armature principale :***

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15{,}90 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 14.2} = \mathbf{0.070} < \mu_{id} = \mathbf{0.392}$$

⟹ La section est simplement armée **(S.S.A)**

$$\mu_u = 0.\mathbf{070} \xrightarrow{tableau} \boldsymbol{\beta} = \mathbf{0{,}964}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15{,}90 \times 10^3}{0.964 \times 12{,}5 \times 348} = \mathbf{3{,}79\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{5HA10} \implies A_{Ap} = \mathbf{3{,}92\ cm^2}$, avec un espacement de $S_t = \mathbf{20\ cm}$.

❖ ***Armatures de répartition :***

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{3{,}92}{4} = \mathbf{0{,}98\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{3HA8} \implies A_{Ap} = \mathbf{1{,}50\ cm^2}$, avec un espacement de $S_t = \mathbf{33\ cm}$

d) Vérification à l'ELU.

❖ ***Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 révisé 99)***.

Le ferraillage de la console doit satisfaire la ***C.N.F :*** $\boldsymbol{A_{st} \geq A_{st}^{min}}$.

❖ ***Calcul de la section minimale.***

$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0.23\ bdf_{t28}}{f_e}$ avec : $\boldsymbol{f_{t28}} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28} = \boldsymbol{2{,}1\ MPa.}$

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0{,}23 \times 100 \times 12{,}5 \times 2{,}1}{400} = \boldsymbol{1{,}50\ cm^2}$$

$\boldsymbol{A_{Adopte} = 3{,}92\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1.50\ cm^2}$ …… condition vérifiée.

❖ ***Vérification des espacements des barres : (BAEL 91 modifier 99 A.4.5.33)***

✓ ***Armatures principale*** : $\boldsymbol{S_t} \leq min\ (3h\ ;33\ cm) = \boldsymbol{33\ cm}$

$\boldsymbol{S_{t\ Adopter} = 20\ cm < S_t = 33\ cm}$ …… condition vérifiée.

✓ ***Armatures de répartition :*** $\boldsymbol{S_t} \leq min\ (4h\ ;45\ cm) = \boldsymbol{45\ cm}$.

$\boldsymbol{S_{t\ Adopter} = 33\ cm < S_t = 45\ cm}$ …… condition vérifiée.

❖ ***Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifier 99)***.

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{b\ d} < \overline{\boldsymbol{\tau_u}}$ Avec : $\boldsymbol{T_u} = q_u \times l + g_u = 11{,}87 \times 1{,}5 + 1{,}70 = \boldsymbol{19{,}50\ KN}$

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma b};\ 4\ MPa\right) = \min(\frac{0{,}15\times25}{1{,}5};4\ MPa)$

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \min(2{,}5\ MPa;\ 4\ MPa) = \boldsymbol{2{,}5\ MPa}$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{b\ d} = \frac{19{,}50 \times 10^3}{100\times125} = \boldsymbol{0{,}15\ MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_u = 0{,}15\ MPa < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ MPa}$ …… condition est vérifiée,

donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

❖ *Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 révisé 99).*

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}}$

Avec : $\boldsymbol{\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa}$

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{T_u}{0{,}9\ d\ \sum U_i}$$

$\boldsymbol{\Psi_s = 1{,}5}$: Coefficient scellement ***HA***.

$\boldsymbol{\sum U_i}$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 1 = \boldsymbol{15{,}7\ cm}$$

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{19{,}50 \times 10^3}{0.9 \times 125 \times 157} = \boldsymbol{1{,}10\ MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1{,}10\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa}$ ……. Condition vérifiée.

Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

❖ *Influence de l'effort tranchant.*

✓ *Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifier 99).*

$$\boldsymbol{A} \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0{,}9\ d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \implies \boldsymbol{A} = \left(19{,}50 - \frac{15{,}90}{0{,}9 \times 0{,}125}\right) \times \frac{1{,}15}{40} \geq \boldsymbol{3{,}50\ cm^2}$$

$\boldsymbol{A_u = 3{,}92\ cm^2 > A = 3{,}50\ cm^2}$ …….. Condition vérifiée.

✓ *Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifier 99).*

On se doit de vérifié la relation :

$$\frac{\boldsymbol{2 \times T_u}}{\boldsymbol{0{,}9\ b\ d}} \leq \frac{\boldsymbol{0{,}8\ f_{c28}}}{\boldsymbol{\gamma_b}} \longrightarrow \boldsymbol{T_u} \leq \frac{0{,}8 \times 0{,}9}{2} \times \frac{f_{c28}\ b\ d}{\gamma_b} \leq 0{,}36 \times \frac{f_{c28}\ b\ d}{\gamma_b}$$

$$\implies 0{,}36 \times \frac{f_{c28}\ b\ d}{\gamma_b} = 0{,}36 \times \frac{25 \times 100 \times 12{,}5}{1{,}5} \times 10^{-1} = \boldsymbol{750\ KN}$$

$\boldsymbol{T_u = 19{,}50\ KN < 750\ KN}$ ……. Condition vérifiée.

❖ *Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99)*.

Longueur de scellement : $\boldsymbol{L_s = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}}$

$\boldsymbol{\tau_{su}} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \boldsymbol{2{,}835\ MPa}$

$\boldsymbol{L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2{,}835} = 35{,}27\ cm}$ On prend $\boldsymbol{L_s = 30\ cm}$

La langueur mesurée hors crochets est au moins égale $\boldsymbol{0{,}4\ L_s}$ pour les aciers ***HA***

$\boldsymbol{L_{ad}} = 0{,}4\ L_s = 0{,}4 \times 35{,}27 = \boldsymbol{14{,}10\ cm}$, on prend $\boldsymbol{l = 15\ cm}$

❖ *Vérification à l'ELS.*

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable $\boldsymbol{n = 1{,}6}$ **.**

$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$ Les contraintes dans les aciers,

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$ Les contraintes dans le béton.

Dans l'acier : $\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$

$$\overline{\sigma}_{st} = Min\left[\left\{\frac{2}{3} f_e\ , Max\left(\frac{1}{2} f_e\ ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)\right\}\right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = Min\left[\left\{\frac{2}{3} 400\ , Max\left(\frac{1}{2} 400\ ; 110\sqrt{1.6x2.1}\right)\right\}\right]$$

$\boldsymbol{\overline{\sigma_{st}}} = \min(266{,}66\ ; \max(200\ ; 201{,}63)) = \boldsymbol{201{,}63\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_u\,\beta_1\,d}}$ Avec : $A_u = 3{,}92\ cm^2$; $M_s = 11{,}35\ KN\ m$; $d = 12{,}5\ cm$

$\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times A_u}{bd} = \frac{100 \times 3{,}92}{100 \times 12{,}5} = 0{,}313}$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 42{,}036 \\ \beta_1 = 0{,}9123 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{11{,}35 \times 10^3}{3{,}92 \times 0{,}9123 \times 12{,}5} = 253{,}89\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 253{,}89\ MPa > \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\ MPa}$ ……. la condition n'est pas vérifiée.

On doit passer au calcul des armatures à l'état limite de service.

✓ ***Armature principale :***

$$\boldsymbol{\mu_1} = \frac{M_s}{b\ d^2\ \overline{\sigma_{st}}} = \frac{11{,}35 \times 10^3}{100 \times (12{,}5)^2 \times 201{,}63} = \mathbf{0{,}0036} < \boldsymbol{\mu_{id}} = \mathbf{0{,}392}$$

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

$\boldsymbol{\mu_1} = \mathbf{0.0036} \xrightarrow{tableau} \boldsymbol{\beta_1} = \mathbf{0{,}9028}$, par interpolation.

$$\boldsymbol{A_s} = \frac{M_s}{\beta_1 d\overline{\sigma_{st}}} = \frac{11{,}35 \times 10^3}{0{,}9028 \times 12{,}5 \times 201{,}63} = \mathbf{4{,}99\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{5HA12} \Longrightarrow \boldsymbol{A_{Ap}} = \mathbf{5{,}65\ cm^2}$, avec un espacement de $\boldsymbol{S_t} = \mathbf{20\ cm}$.

✓ ***Armature de répartition :***

$$\boldsymbol{A_r} = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5{,}65}{4} = \mathbf{1{,}41\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{3HA8} \Longrightarrow \boldsymbol{A_{AP}^r} = \mathbf{1{,}50\ cm^2}$, avec un espacement de $\boldsymbol{S_t} = \mathbf{33cm}$.

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100 \times \boldsymbol{A_s}}{b\ d} = \frac{100 \times 5{,}65}{100 \times 12{,}5} = \mathbf{0{,}45} \xrightarrow{tableau\ à\ l'ELS} \boldsymbol{\beta_1} = \mathbf{0{,}898}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_s}{\beta_1\ d\ A_S} = \frac{11{,}35 \times 10^3}{0{,}898 \times 12{,}5 \times 5{,}65} = \mathbf{178{,}96\ MPa}.$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{178{,}96\ MPa} \leq \boldsymbol{\overline{\sigma}_{st}} = \mathbf{201{,}63\ MPa}$ …… Condition vérifiée.

Dans le béton : $\boldsymbol{\sigma_{bc}} \leq \boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}}}$

$\boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = K \times \sigma_{st}$ *Avec :* $\boldsymbol{K} = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{42{,}036} = \mathbf{0{,}023}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}023 \times 178{,}96 = \mathbf{4{,}12\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{4{,}12\ MPa} < \boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$ ……Condition est vérifiée.

❖ ***Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)***.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (\boldsymbol{a}) \\ \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10\, M_0} \dots\dots\dots (\boldsymbol{b}) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \dots\dots\dots\dots (\boldsymbol{c}) \end{cases}$$

$(\boldsymbol{a}) \Longrightarrow \left\{ \begin{matrix} \boldsymbol{\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0{,}1} \\ \boldsymbol{\frac{1}{16} = 0{,}06} \end{matrix} \right\}$ …….. Condition vérifiée.

$(\boldsymbol{b}) \Longrightarrow \left\{ \begin{matrix} \boldsymbol{\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0{,}1} \\ \boldsymbol{\frac{M_t}{10\, M_0} = \frac{15{,}9}{10 \times 15{,}9} = 0{,}1} \end{matrix} \right\}$ …….. Condition vérifiée.

$(\boldsymbol{c}) \Longrightarrow \left\{ \begin{matrix} \boldsymbol{\frac{A}{b\, d} = \frac{3{,}92}{100 \times 12{,}5} = 0{,}0031} \\ \boldsymbol{\frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105} \end{matrix} \right\}$…….. Condition vérifiée.

Conclusion :

❖ **Armatures principales :**

- ***5HA12*** Espacement $\boldsymbol{S_t = 20\ cm}$

❖ **Armatures de répartition:**

- ***3HA8*** Espacement $\boldsymbol{S_t = 33\ cm}$

III.3 Les Escaliers

III.3.1 Introduction

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armée coulé sur place, ils sont constitués de palier et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques. Notre bâtiment est composé d'un escalier à (03) trois volées.

III.3.2 Nomenclature

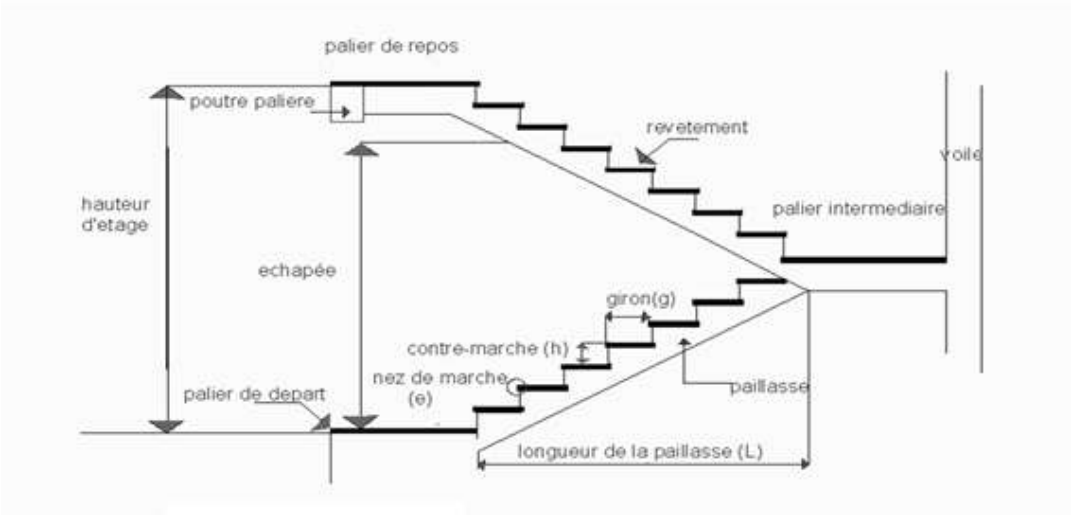


Figure III-15 : *Coupe vertical d'un escalier.*

- ***La marche :*** est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie,… etc.
- ***La contre marche :*** est la partie verticale entre deux marches**.**
- ***Nez de marche :*** est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- ***La hauteur de la marche « h » :*** est la différence de niveau entre deux marches successives.
- ***Le giron :*** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de ***28 cm*** au minimum.
- Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $\mathbf{59\ cm \leq 2h + g \leq 64\ cm}$
- ***Une volée :*** est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- ***Un palier :*** est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

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

III.3.3 Différent types d'escaliers

- Droit.
- quartier tournant bas ou haut.
- quartier tournant intermédiaire.
- quartier tournant haut et bas.
- double quartier tournant.

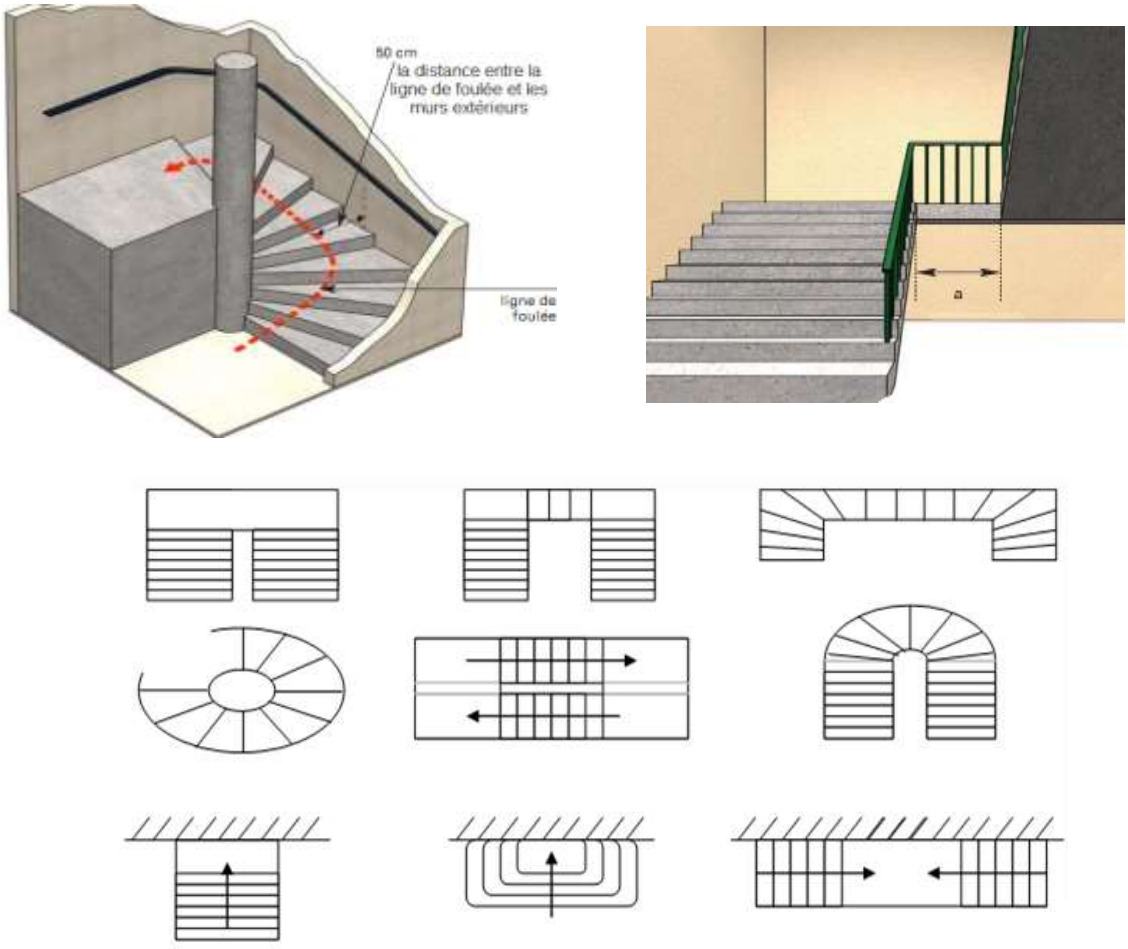


Figure III-16 : *Différent types d'escaliers.*

III.3.4 Calcul de l'escalier.

Notre escalier est constitué de trois volées, donc le calcul se fera pour la volée la plus défavorable.

III.3.4.1 pré-dimensionnement

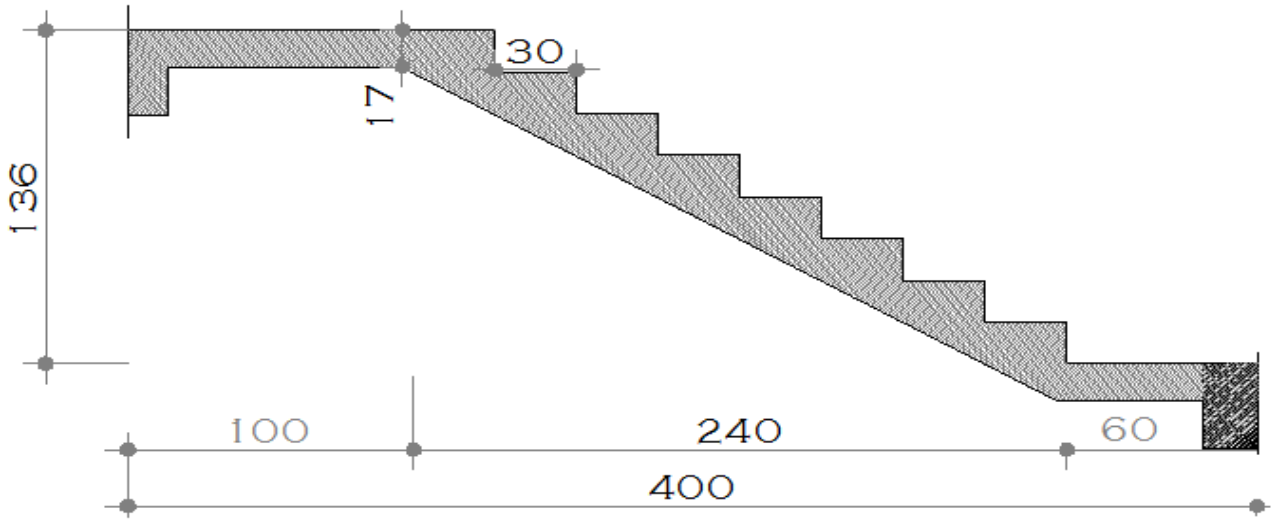


Figure III-17 : *Coupe vertical d'une volée de l'escalier.*

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de ***BLONDEL***, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14\ cm \leq h \leq 17\ cm$

$28\ cm \leq g \leq 36\ cm$

On prend : $h = 17\ cm$, $g = 30\ cm$

$\mathbf{n} = \frac{H}{17} = \frac{136}{17} = \mathbf{8}$ ***n :*** nombre des contre marches.

$n - 1 = 8 - 1 = \mathbf{7\ marches}$. ***n-1 :*** nombre des marches.

$\mathbf{g} = \frac{l}{n-1} = \frac{240}{8} = \mathbf{30\ cm}$ ***l :*** longueur de la paillasse projetée.

D'où : $2 \times h + g = 2 \times 17 + 30 = \mathbf{64\ cm}$

Donc : $59\ cm \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64\ cm$ ⟹ la Condition est vérifiée

III.3.4.2 Dimensionnement de la paillasse.

L'épaisseur de la paillasse (ep) est donnée par la condition suivante :

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

$Tg\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{136}{240} = \mathbf{0,5666}$ ⟹ $\boldsymbol{\alpha = 29,53}$ °

$$\boldsymbol{L_0} = \frac{240}{\cos \alpha} + 100 = \mathbf{375,83\ cm}$$

Donc l'épaisseur de la paillasse est $\frac{375,83}{30} \leq \boldsymbol{ep} \leq \frac{375,83}{20}$

⟹ $12,52 \leq \boldsymbol{ep} \leq 18,79$ On prend : $\boldsymbol{ep = 17\ cm}$

Nb : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.3.4.3 Calcul des sollicitations.

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charge permanente

Désignation des éléments	**Epaisseur (cm)**	**Poids volumique (KN/m^3)**	**Poids surfacique (KN/m^2)**
Revêtement en carrelage	*2*	*20*	*0,4*
Mortier de pose	*2*	*20*	*0,4*
Couche de sable	*2*	*18*	*0,36*
Poids des marches	$\frac{17}{2}$	*25*	*2,125*
paillasse	$\frac{17}{\cos 29,53}$	*25*	*4,88*
Enduit de ciment	*2*	*22*	*0,44*
Garde-corps en bois	*6*		*0,6*
Totale			*9,20*

Tab III-5 : *Charge permanente de la volée.*

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	*2*	*20*	*0,4*
Mortier de pose	*2*	*20*	*0,4*
Couche de sable	*2*	*18*	*0,36*
palier	*17*	*25*	*4,25*
Enduit en ciment	*2*	*22*	*0,44*
Totale			***5,85***

Tab III-6 : *Charge permanente du palier de repos.*

b) Surcharge d'exploitation.

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le ***(DTR B.C.2.2)*** est

$\boldsymbol{Q} = 2{,}5 \times 1 = \mathbf{2{,}5}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{ml}}$.

c) Combinaisons de charge :

III.3.4.3.1 A l'état limite ultime ELU : $\mathbf{1{,}35G + 1{,}5Q}$

Le palier : $\boldsymbol{q_{u_1}} = (1{,}35 \times 5{,}85 + 1{,}5 \times 2{,}5) \times 1\ ml = \mathbf{11{,}65}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{ml}}$.

La volée : $\boldsymbol{q_{u_2}} = (1{,}35 \times 9{,}20 + 1{,}5 \times 2{,}5) \times 1\ ml = \mathbf{16{,}17}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{ml}}$.

a) Effort interne :

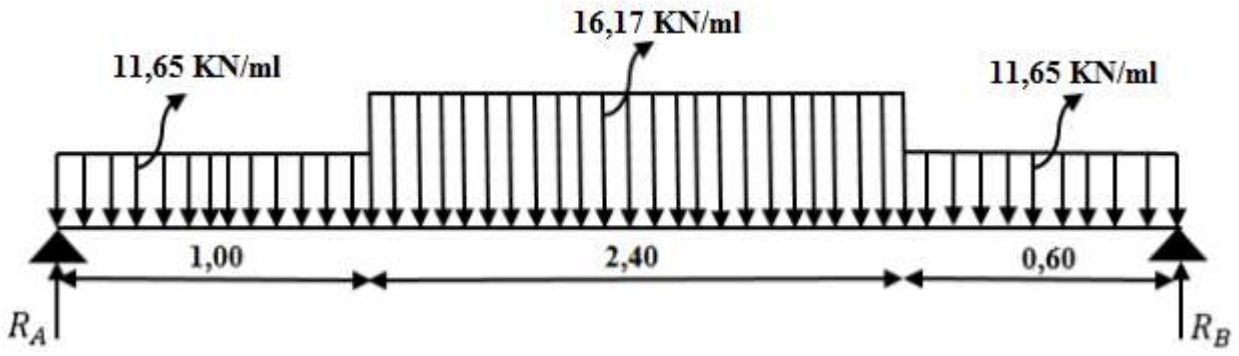


Figure III-18 : *Schéma statique des escaliers à l'ELU.*

❖ *Calcul des réactions d'appuis*

$$\left.\begin{array}{l}\sum F_{/x} = 0\\ \sum F_{/y} = 0\\ \sum M/_A = 0\end{array}\right\} \quad \sum F_{/y} = R_A + R_B = (11{,}65 \times 1{,}00) + (16{,}17 \times 2{,}40) + (11{,}65 \times 0{,}6)$$

$$R_A + R_B = \mathbf{57,44\ KN}$$

$$\sum M/_A = 0$$

$$4\,R_B - \left[(11.65 \times 1{,}00)\,\frac{1{,}00}{2} + (16{,}17 \times 2{,}4)\,2{,}20 + (11.65 \times 0{,}6)\,3{,}7\right] = 0$$

$$\boldsymbol{R_B = 29,26\ KN}$$

$$\boldsymbol{R_A} = 57{,}44 - 29{,}26 = \mathbf{28,18KN.}$$

❖ *Calcul des efforts internes :*

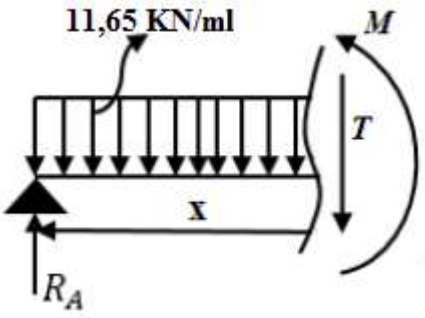
Tronçon 1 : $\mathbf{0 \le x \le 1}$

$$\boldsymbol{T(x)} = 28{,}18 - 11{,}65\boldsymbol{x}$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = \mathbf{28,18\ KN} \\ x = 1{,}00 & T(1{,}00) = \mathbf{16,53\ KN} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{M(x)} = 28{,}18\,\boldsymbol{x} - 11{,}65\,\frac{\boldsymbol{x^2}}{\mathbf{2}}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = \mathbf{0} \\ x = 1{,}00 & M(1{,}00) = \mathbf{22,35\ KN.m} \end{cases}$$



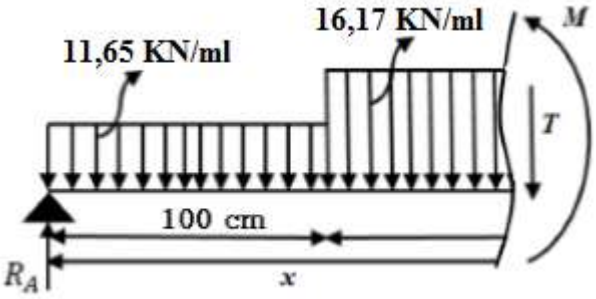
Tronçon 2 : $\mathbf{1{,}00 \le x \le 3{,}40}$

$$\boldsymbol{T(x)} = 32{,}70 - 16{,}17\boldsymbol{x}$$

$$\begin{cases} x = 1{,}00 & T(1{,}00) = \mathbf{16,53\ KN} \\ x = 3{,}40 & T(3{,}40) = \mathbf{-22,27\ KN} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{M(x)} = 32{,}70x - 16{,}17\frac{\boldsymbol{x^2}}{\mathbf{2}} - 2{,}26$$

$$\begin{cases} x = 1{,}00 & M(1{,}00) = \mathbf{22,35\ KN.m} \\ x = 3{,}40 & M(3{,}40) = \mathbf{15,45\ KN.m} \end{cases}$$



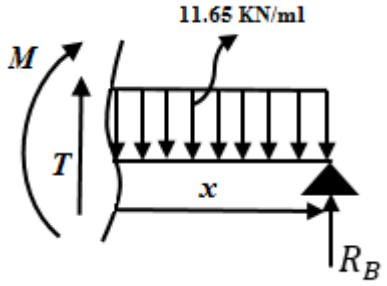
Tronçon 3 **:** $\mathbf{0 \leq x \leq 0,6}$

$\boldsymbol{T(x)} = 29{,}26 - 11{,}65\boldsymbol{x}$

$\begin{cases} x = 0 & T(0) = \mathbf{29,26\ KN} \\ x = 0{,}6 & T(0{,}6) = \mathbf{22,27\ KN} \end{cases}$

$\boldsymbol{M(x)} = 29{,}26\,\boldsymbol{x} - 11{,}65\frac{\boldsymbol{x^2}}{\mathbf{2}}$

$\begin{cases} x = 0 & M(0) = \mathbf{0} \\ x = 0{,}6 & M(0{,}6) = \mathbf{15,45\ N.m} \end{cases}$



tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$\mathbf{0 \leq x \leq 1,00}$	0	28,18	0
	1,00	16,53	22,35
$\mathbf{1,00 \leq x \leq 3,40}$	1.00	16,53	22,35
	3.40	-22,27	15,45
$\mathbf{0 \leq x \leq 0,6}$	0	29,26	0
	0.6	22,27	15,45

Tab III-7 : *Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.*

❖ *Calcul du moment max:*

$\boldsymbol{T(x)} = 32{,}70 - 16{,}17\boldsymbol{x} = 0$

La distance correspondent au moment max est : $\boldsymbol{x} = \frac{32{,}70}{16{,}17} = \mathbf{2.02\ m}$.

Donc : $\boldsymbol{M_{max}} = 32{,}70\ (\mathbf{2,02}) - 16{,}17\frac{(\mathbf{2,02})^2}{\mathbf{2}} - 2{,}26 = \mathbf{30,80\ KN.m}$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastrements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

$\boldsymbol{M_{max}}$ ***aux appuis :***

$\boldsymbol{M_{max}^{A}} = -\,0{,}3\ M_{max} = -0{,}3 \times 30{,}80 = \mathbf{-9,24\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{max}}$ ***en travée :***

$\boldsymbol{M_{max}^{t}} = 0{,}85\ M_{max} = 0{,}85 \times 30{,}80 = \mathbf{26,18\ KN.m}$

❖ ***Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU :***

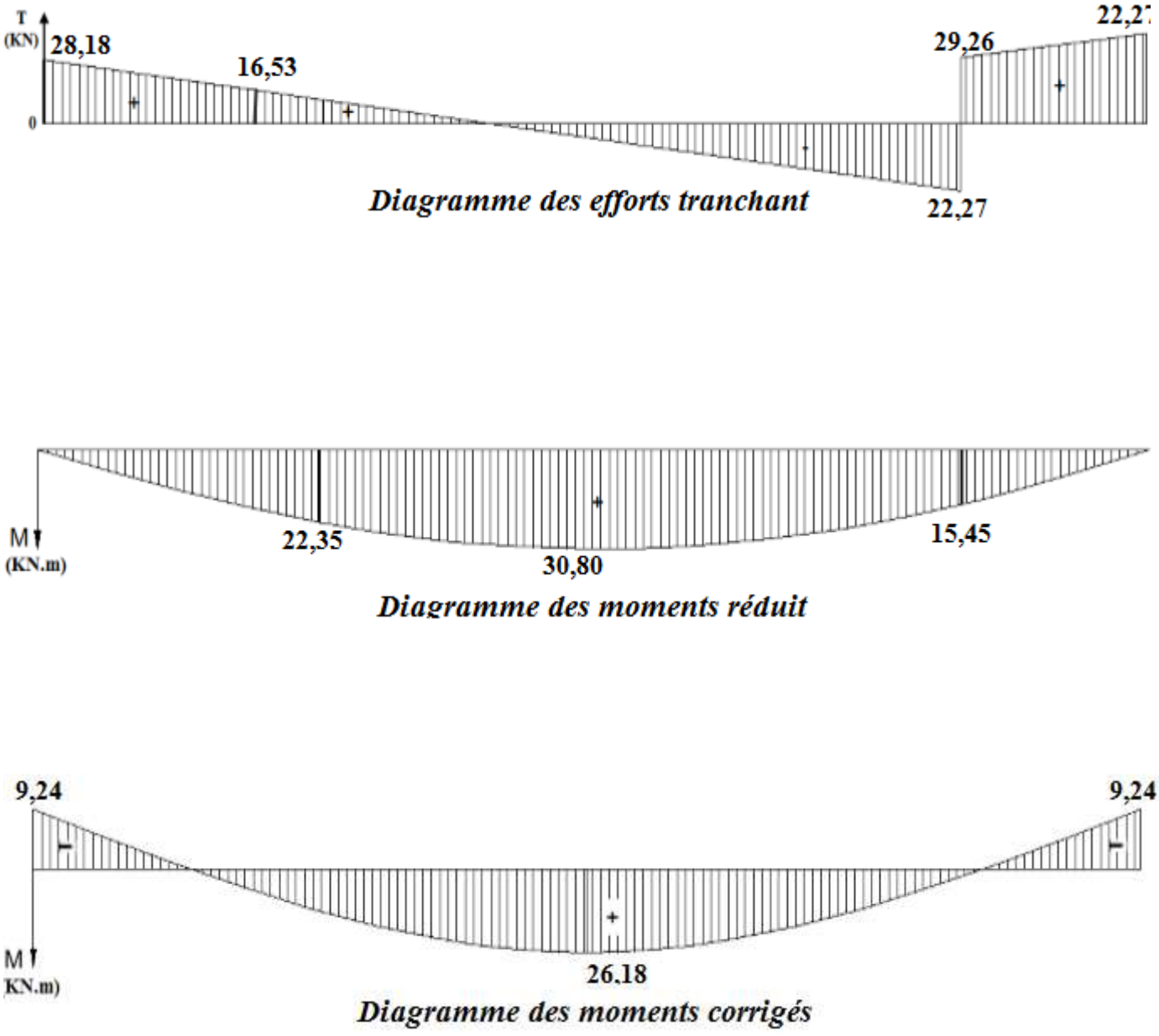


Figure III-19 : *Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU.*

❖ *Calcul des armatures :*

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de ***1 mètre***.

$d = 15\ cm\ ;\ \ H = 17\ cm\ ;\ \ C = C' = 2\ cm\ ;\ \ b = 100\ cm$

✓ ***Aux appuis :*** $\boldsymbol{M_{max}^{A} = -9,24\ KN.m}$

- ***Armature principale :***

$$\boldsymbol{\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9{,}24\times10^3}{100\times15^2\times14.2} = 0.028 < \mu_{id} = 0.392}$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A)

$$\boldsymbol{\mu_A = 0.028 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0,986}$$

$$\boldsymbol{A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9{,}24 \times 10^3}{0.986 \times 15 \times 348} = 1,79\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA12 \Longrightarrow A_{Ap} = 5,65\ cm^2}$, avec un espacement de $\boldsymbol{S_t = 20\ cm}$.

- ***Armatures de répartition :***

$$\boldsymbol{A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1,41 cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA12 \Longrightarrow A_{Ap} = 5,65\ cm^2}$, avec un espacement de $\boldsymbol{S_t = 20\ cm}$.

✓ ***En travée :*** $\boldsymbol{M_{max}^{t} = 26,18\ KN.m}$

- ***Armature principale :***

$$\boldsymbol{\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26{,}18\times10^3}{100\times15^2\times14.2} = 0.082 < \mu_{id} = 0.392}$$

Donc : La section est simplement armée (S.S.A)

$$\boldsymbol{\mu_t = 0.082 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0,957}$$

$$\boldsymbol{A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26{,}18 \times 10^3}{0{,}957 \times 15 \times 348} = 5,24\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA12 \Longrightarrow A_{Ap} = 5,65\ cm^2}$, avec un espacement de $\boldsymbol{S_t = 20\ cm}$.

- ***Armatures de répartition :***

$$\boldsymbol{A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}41\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA12 \Longrightarrow A_{Ap} = 5{,}65\ cm^2}$, avec un espacement de $\boldsymbol{S_t = 20\ cm}$.

b) Vérification à l'ELU.

❖ ***Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99)***.

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

Le ferraillage de l'escalier doit satisfaire la ***C.N.F*** $\boldsymbol{A_{st} \geq A_{st}^{min}}$.

✓ ***Calcul de la section minimale.***

$\boldsymbol{A_{st}^{min} \geq \frac{0.23\ bdf_{t28}}{f_e}}$, avec : $\boldsymbol{f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\ MPa}$

$$\boldsymbol{A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23 \times 100 \times 15 \times 2{,}1}{400} = 1{,}81\ cm^2}$$

a) Aux appuis :

$\boldsymbol{A_{adopte} = 5.65\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1.81\ cm^2}$…….. Condition vérifiée.

b) En travée :

$\boldsymbol{A_{adopte} = 5{,}65\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1.81\ cm^2}$……... Condition vérifiée.

✓ ***Vérification des espacements des barres :***

- ***Armatures principale :*** $\boldsymbol{S_t \leq} \ min\ (3h\ ;33\ cm) = \boldsymbol{33\ cm}$

$$\left.\begin{matrix} Aux\ appuis\ \boldsymbol{St = 20\ cm < 33\ cm} \\ En\ travées\ \boldsymbol{St = 20\ cm < 33\ cm} \end{matrix}\right\} \Longrightarrow \quad Condition\ vérifiée.$$

- ***Armatures de répartition :*** $\boldsymbol{S_t \leq} \ min\ (4h\ ;45\ cm) = \boldsymbol{45\ cm}$.

$$\left.\begin{matrix} Aux\ appuis\ \boldsymbol{St = 20\ cm < 45\ cm} \\ En\ travées\ \boldsymbol{St = 20\ cm < 45\ cm} \end{matrix}\right\} \Longrightarrow \quad Condition\ vérifiée.$$

✓ ***Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99)***.

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau_u}}$ Avec : $\boldsymbol{T_{max} = 29{,}26\ KN}$

- ***Calcul la contrainte de cisaillement admissible.***

$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4\ MPa\right) = \min(\frac{0.15x25}{1.5}; 4\ MPa)$

$\overline{\tau_u} = \min(2.5MPa; 4MPa) = \mathbf{2.5MPa}$

- ***Calcul la contrainte de cisaillement.***

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{29{,}26}{100\times150} = 0,195\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$ …… Condition vérifiée, il n'y a Pas de risque de cisaillement.

❖ ***Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99).***

$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}}$ Avec : $\boldsymbol{\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3,15MPa}$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9\ d\ \sum U_i}}$$

$\Psi_s = 1{,}5$: Coefficient scellement HA.

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

$\boldsymbol{\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 1{,}2 = 18,84\ cm}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{29{,}26\times 10^3}{0.9\times150\times188{,}4} = 1,15\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1,15\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15\ MP}$ …… Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

❖ ***Influence de l'effort tranchant.***

- ***Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99).***

$\boldsymbol{A = \left(T_u + \frac{M_u}{0.9\ d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(26{,}18 \times 10^3 + \frac{-9{,}24 \times 10^6}{0{,}9 \times 150}\right) \times \frac{1{,}15}{400} = -1,21\ cm^2}$

$\boldsymbol{A_u = 5,74\ cm^2 > A = -1,21\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

- ***Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).***

$\frac{2T_{max}}{0{,}9\ b_0\ d} \leq \frac{0{,}8\ f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $\boldsymbol{T_{max} \leq \frac{0{,}8 \times 0{,}9}{2}\ \frac{f_{c28}\ b_0\ d}{\gamma_b} \leq 0{,}36\ \frac{f_{c28}\ b_0\ d}{\gamma_b}}$

$$0{,}36\ \frac{f_{c28}\ b_0\ d}{\gamma_b} = 0{,}36\ \times \frac{25 \times 10^3 \times 150}{1{,}5} = 9 \times 10^5\ N = \mathbf{900\ KN}$$

$\boldsymbol{T_{max} = 29{,}26\ KN < 900\ KN}$ …… Condition vérifiée.

- ***ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).***

$L_S = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}$ Avec : $\boldsymbol{\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835\ MPa}$

$$\boldsymbol{L_s = \frac{400 \times 1{,}2}{4 \times 2{,}835} = 42{,}32\ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépasse l'épaisseur du palliasse. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.
La langueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $\mathbf{0{,}4\ L_s}$ pour les aciers ***HA :***

$$\boldsymbol{L_{ad} = 0{,}4 L_s = 0{,}4 \times 42{,}32 = 16{,}93\ cm}$$

III.3.4.3.2 A l'état limite de service ELS : $G + Q$

Le palier : $\boldsymbol{q_{u_1} = (5{,}85 + 2{,}5) \times 1\ ml = 8{,}35\ \frac{KN}{ml}}$.
La volée : $\boldsymbol{q_{u_2} = (9{,}20 + 2{,}5) \times 1\ ml = 11{,}70\ \frac{KN}{ml}}$.

a) Effort interne :

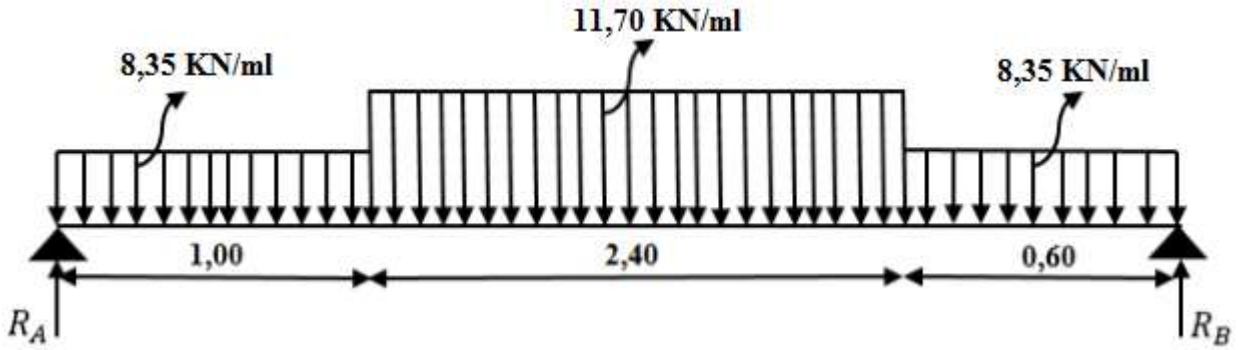


Figure III-20: *Schéma statique des escaliers à l'ELS.*

- ***Calcul des réactions d'appuis***

$$\left.\begin{aligned} \sum F_{/x} &= 0 \\ \sum F_{/y} &= 0 \\ \sum M/_A &= 0 \end{aligned}\right\}$$

$\sum F_{/y} = R_A + R_B = (8{,}35 \times 1{,}00) + (11{,}70 \times 2{,}40) + (8{,}35 \times 0{,}6)$

$$R_A + R_B = \mathbf{41,44\ KN}$$

$\sum M/_A = 0$

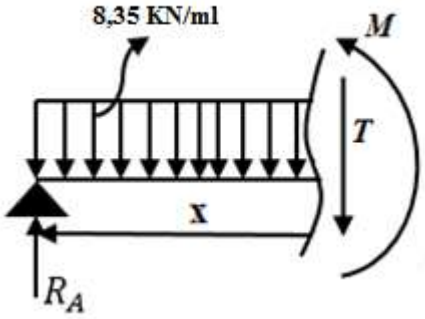
$$4\ R_B - \left[(8{,}35 \times 1{,}00)\ \frac{1{,}00}{2} + (11{,}70 \times 2{,}4)\ 2{,}20 + (8{,}35 \times 0{,}6)\ 3{,}7\right] = 0$$

$\boldsymbol{R_B = 21,12\ KN}$

$\boldsymbol{R_A} = 41{,}44 - 21{,}12 = \mathbf{20,32\ KN.}$

❖ ***Calcul des efforts internes :***

Tronçon 1 **:** $\mathbf{0 \le x \le 1{,}00}$



$\boldsymbol{T(x)} = 20{,}32 - 8{,}35\boldsymbol{x}$

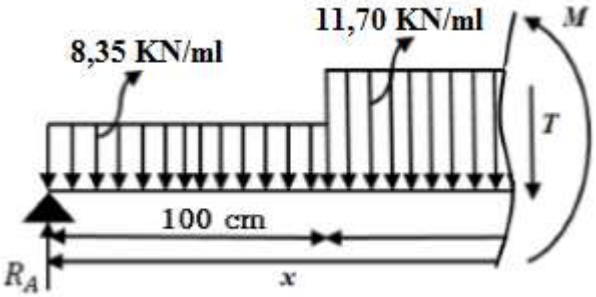
$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = \mathbf{20,32\ KN} \\ x = 1{,}00 & T(1{,}00) = \mathbf{11,97\ KN} \end{cases}$$

$\boldsymbol{M(x)} = 20{,}32\boldsymbol{x} - 8{,}35\ \frac{\boldsymbol{x^2}}{\mathbf{2}}$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = \mathbf{0} \\ x = 1{,}00 & M(1{,}00) = \mathbf{16,15\ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 **:** $\mathbf{1{,}00 \le x \le 3{,}40}$

$\boldsymbol{T(x)} = 23{,}67 - 11{,}70\boldsymbol{x}$



$$\begin{cases} x = 1{,}00 & T(1{,}00) = \mathbf{11,97\ KN} \\ x = 3{,}40 & T(3{,}40) = \mathbf{-16,11\ KN} \end{cases}$$

$\boldsymbol{M(x)} = 23{,}67\boldsymbol{x} - 11{,}70\frac{\boldsymbol{x^2}}{\mathbf{2}} - 1{,}67$

$$\begin{cases} x = 1{,}00 & M(1{,}00) = \mathbf{16,15\ KN.m} \\ x = 3{,}40 & M(3{,}40) = \mathbf{11,18\ KN.m} \end{cases}$$

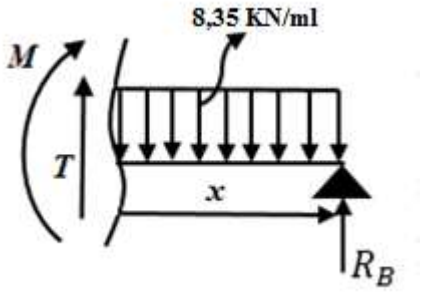
Tronçon 3 **:** $\mathbf{0 \leq x \leq 0,6}$

$\boldsymbol{T(x)} = 21,12 - 8,35\boldsymbol{x}$

$\begin{cases} x = 0 & T(0) = \mathbf{21,12\ KN} \\ x = 0,6 & T(0,6) = \mathbf{16,11\ KN} \end{cases}$

$\boldsymbol{M(x)} = 21,12\boldsymbol{x} - 8,35\frac{\boldsymbol{x^2}}{\mathbf{2}}$

$\begin{cases} x = 0 & M(0) = \mathbf{0} \\ x = 0,6 & M(0,6) = \mathbf{11,18\ KN.m} \end{cases}$



tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$\mathbf{0 \leq x \leq 1,00}$	0	20,32	0
	1,00	11,97	16,15
$\mathbf{1,00 \leq x \leq 3,40}$	1.00	11,97	16,15
	3.40	-16,11	11,18
$\mathbf{0 \leq x \leq 0,6}$	0	21,12	0
	0.6	16,11	11,18

Tab III-8 : *Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.*

❖ *Calcul du moment max:*

$\boldsymbol{T(x)} = 23,67 - 11,70\boldsymbol{x} = 0$

La distance correspondent au moment max est : $\boldsymbol{x} = \frac{23,67}{11,70} = \mathbf{2,02\ m}$.

Donc : $\boldsymbol{M_{max}} = 23,67\ (\mathbf{2,02}) - 11,70\frac{(\mathbf{2,02})^2}{\mathbf{2}} - 1,67 = \mathbf{22,27\ KN}$.

Remarque :

Il faut tenir compte des encastrements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

$\boldsymbol{M_{max}}$ ***aux appuis :***

$\boldsymbol{M_{max}^{A}} = -0,3\ M_{max} = -0,3 \times 22,27 = \mathbf{-6,68\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{max}}$ ***en travée :***

$\boldsymbol{M_{max}^{t}} = 0,85\ M_{max} = 0,85 \times 22,27 = \mathbf{18,92\ KN.m}$

❖ ***Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service ELS :***

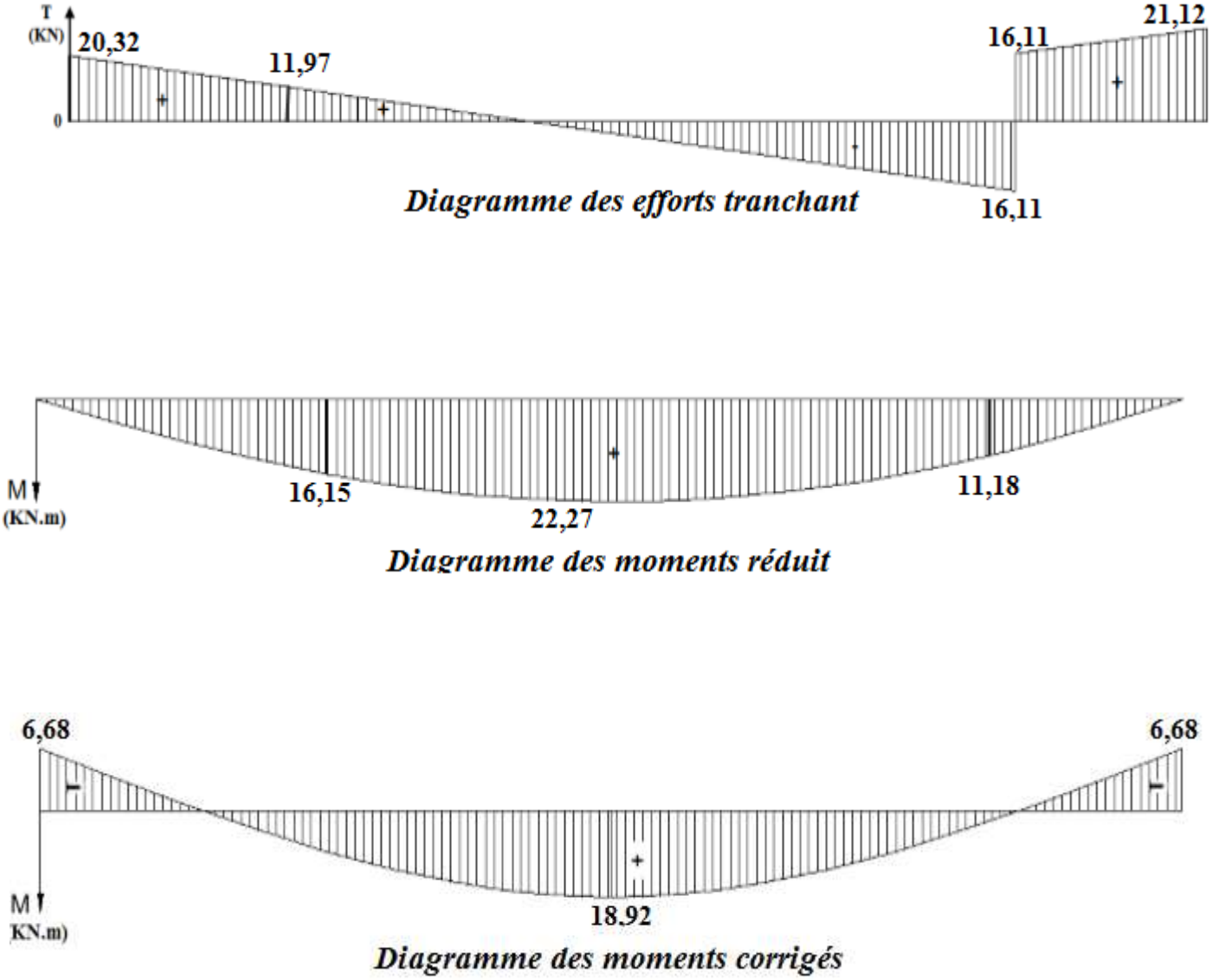


Figure III-21 : *Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service ELS.*

b) Vérification à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$: Dans l'acier

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$: Dans le béton

- ***Aux appuis :***

✓ ***Vérification de la contrainte dans les aciers***

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_{Ap} = 5{,}65\ cm^2$; $M_{Ap} = 6{,}68\ KN.m$; $d = 15\ cm$

$\boldsymbol{\beta_1}$ est en fonction de : $\boldsymbol{\rho} = \frac{100 \times A_{Ap}}{b\ d} = \frac{100 \times 5{,}65}{100 \times 15} = \mathbf{0{,}376}$

$\left.\begin{matrix} K_1 = 37{,}798 \\ \beta_1 = 0{,}905 \end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{6{,}68 \times 10^3}{0{,}905 \times 15 \times 5{,}65} = 87{,}09\ MPa$ Avec : $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \mathbf{348\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 87{,}09\ MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348\ MPa}$ ……. Condition est vérifiée.

✓ ***Vérification de la contrainte dans le béton.***

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = K \times \sigma_{st}$ *Avec :* $\boldsymbol{K} = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37{,}798} = \mathbf{0{,}0264}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}0264 \times 87{,}09 = \mathbf{2{,}29\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 2{,}29\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa}$ ……Condition est vérifiée.

- ***En travée :***

✓ ***Vérification de la contrainte dans les aciers***

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_t = 5{,}65\ cm^2$; $M_t = 18{,}92\ KN.m$; $d = 15\ cm$

$\boldsymbol{\beta_1}$ est en fonction de : $\boldsymbol{\rho} = \frac{100 \times A_t}{b\ d} = \frac{100 \times 5{,}65}{100 \times 15} = \mathbf{0{,}376}$

$\left.\begin{matrix} K_1 = 37{,}798 \\ \beta_1 = 0{,}905 \end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{18{,}92 \times 10^3}{0{,}905 \times 15 \times 5{,}65} = \mathbf{246{,}67\ MPa}$ Avec : $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \mathbf{348\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 246{,}67\ MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348\ MPa}$ …….. Condition est vérifiée.

✓ ***Vérification de la contrainte dans le béton.***

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = K \times \sigma_{st}$ *Avec :* $\boldsymbol{K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37{,}798} = 0{,}0264}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}0264 \times 246{,}67 = \mathbf{6{,}51\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 6{,}51 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa}$ ……Condition est vérifiée.

c) Vérification de la flèche

Les règles ***(Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)*** précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associes au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{l}} \geq \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}}$ Avec : **h = 17 cm :** hauteur totale,

L = 4.00 m : portée entre nus d'appuis,

$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{l}} \geq \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{10\ M_0}}$ $\mathbf{M_t}$ **:** moment maximum en travée,

$\mathbf{M_t}$: valeur maximum du moment isostatique,

$\frac{\mathbf{A}}{\mathbf{bd}} \leq \frac{\mathbf{4{,}2}}{\mathbf{f_e}}$ **A :** section des armatures,

b : longueur da la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$\boldsymbol{\frac{h}{l} = \frac{0{,}17}{4} = 0{,}0425 < \frac{1}{16} = 0{,}0625}$ …… Condition non vérifiée.

❖ ***Calcul de la flèche***

$\boldsymbol{f = \frac{5}{384}\frac{q_s\, l^2}{E_v\, I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}}$ Avec : $\boldsymbol{q_s = 11{,}70\ KN/ml}$

$\boldsymbol{E_v} = 3700\sqrt[3]{f_{C28}} = 3700\sqrt[3]{25} = \mathbf{10818{,}86 MPa}$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

$\boldsymbol{V_1} = \frac{S_{xx}}{B_0}$; $\mathbf{S_{xx}}$: Moment statique

$\boldsymbol{S_{xx}} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5{,}65 \times 15 = \mathbf{15721{,}25\ cm^3}$

B₀ : surface de la section homogène

$\boldsymbol{B_0} = b \times h + 15A_t = (100 \times 17) + 15 \times 5{,}65 = \mathbf{1784{,}75\ cm^2}$

$\boldsymbol{V_1} = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{15721{,}25}{1784{,}75} = \mathbf{8{,}80\ cm}$

$\boldsymbol{V_2} = h - V_1 = 17 - 8{,}80 = \mathbf{8{,}2\ cm}$

$\boldsymbol{I} = \frac{100}{3}(8{,}80^3 + 8{,}20^3) + 15 \times 5{,}65 \times (8{,}2 + 2)^2 = \mathbf{49912{,}05\ cm^4}$

$\boldsymbol{f} = \frac{5}{384}\frac{11{,}70 \times 4^2 \times 10^3}{10818{,}86 \times 10^6 \times 49912{,}05 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.00045\ m = 0.045cm}$

$\bar{\boldsymbol{f}} = \frac{400}{500} = \mathbf{0.8}$

$\boldsymbol{f = 0.045 < \bar{f} = 0.8}$……Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

❖ *Armatures principale* **: 5HA12** *espacement* **= 20 cm**

❖ *Armatures de répartition* **: 5HA12** *espacement* **= 20 cm**

- **En travée :**

❖ *Armatures principale* **: 5HA12** *espacement* **= 20 cm**

❖ *Armatures de répartition* **: 5HA12** *espacement* **= 20 cm**

III.4 Etude d'une poutre palière

III.4.1 La poutre palière:

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ***(b x h)***, avec une portée de ***375 cm***, reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

III.4.2 Pré-dimensionnement de la poutre palière:

La Hauteur $\boldsymbol{h_t}$ est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow \frac{375}{15} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{375}{10}$$

$25 \leq \boldsymbol{h} \leq 37{,}5\ cm$; Nous optons pour $\boldsymbol{h = 35\ cm}$

La largeur **b** est donnée par la formule suivante :

$$0{,}4 \times 35 \leq \boldsymbol{b} \leq 0{,}7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq \boldsymbol{b} \leq 24{,}5\ cm$$

Nous optons pour $\boldsymbol{b = 30\ cm}$

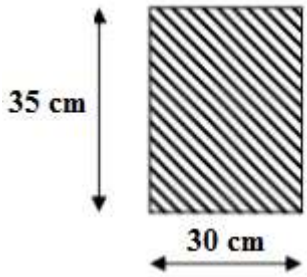


Figure III-22 : *Coupe verticale d'une poutre palière.*

III.4.2.1 Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$\boldsymbol{b} \geq 20\ cm$ On a $\boldsymbol{b = 30 > 20\ cm}$ ……la Condition est Vérifiée.

$\boldsymbol{h} \geq 30\ cm$ On a $\boldsymbol{h = 35 > 30\ cm}$ ……la Condition est Vérifiée.

$\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{b}} \leq 4\ cm$ On a $\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{b}} = \frac{35}{30} = \boldsymbol{1{,}16 < 4\ cm}$ ……..la Condition est Vérifiée.

III.4.3 Détermination des charges :

III.4.3.1 Charge permanente :

- Poids propre de la poutre : $\boldsymbol{P_{PP}} = 25 \times 0{,}3 \times 0{,}35 = \mathbf{2{,}625}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{ml}}$

- Poids propre du mur en brique creuses : $\boldsymbol{P_{Pm}} = \mathbf{0{,}9}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{ml}}$

- Poids propre de l'enduit en ciment : $\boldsymbol{P_{P\,end}} = 0{,}18 \times 4 = \mathbf{0{,}72}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{ml}}$

- Réaction du palier à l'ELU : $R_A = \mathbf{29{,}38}\ \boldsymbol{KN}$

- Réaction du palier à l'ELS : $R_A = \mathbf{21{,}18}\ \boldsymbol{KN}$

III.4.3.2 Charge d'exploitation : $Q = \mathbf{2{,}5}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{ml}}$

✓ ***Calcul à l'état limite ultime ELU :*** $1{,}35G + R_{Au}$

$\boldsymbol{q_{u_1}} = 1.35G + R_{Au} = 1.35\ \ 4{,}245 + 29{,}38 = \mathbf{35{,}11}\ \frac{\boldsymbol{KN}}{\boldsymbol{ml}}$

❖ ***Calcul des efforts internes :***

- ***Moment isostatique :***

$\boldsymbol{M_u = M_u^{max}} = \frac{\boldsymbol{q_u \times l^2}}{\mathbf{8}} = \frac{\mathbf{35{,}11 \times (3.75)^2}}{\mathbf{8}} = \mathbf{61{,}72\ KN\ m}.$

- ***Effort tranchant :***

$\boldsymbol{T_u = T_u^{max}} = \frac{\boldsymbol{q_u \times l}}{\mathbf{2}} = \frac{\mathbf{35{,}11 \times 3.75}}{\mathbf{2}} = \mathbf{65{,}83\ KN}.$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$\boldsymbol{M_{max}^{A}} = -0{,}3\ M_{max} = -0{,}3 \times 61{,}72 = \mathbf{-18{,}51\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{max}^{t}} = 0{,}85\ M_{max} = 0{,}85 \times 61{,}72 = \mathbf{52{,}46\ KN.m}$

III.4.3.3 Diagrammes des efforts internes :

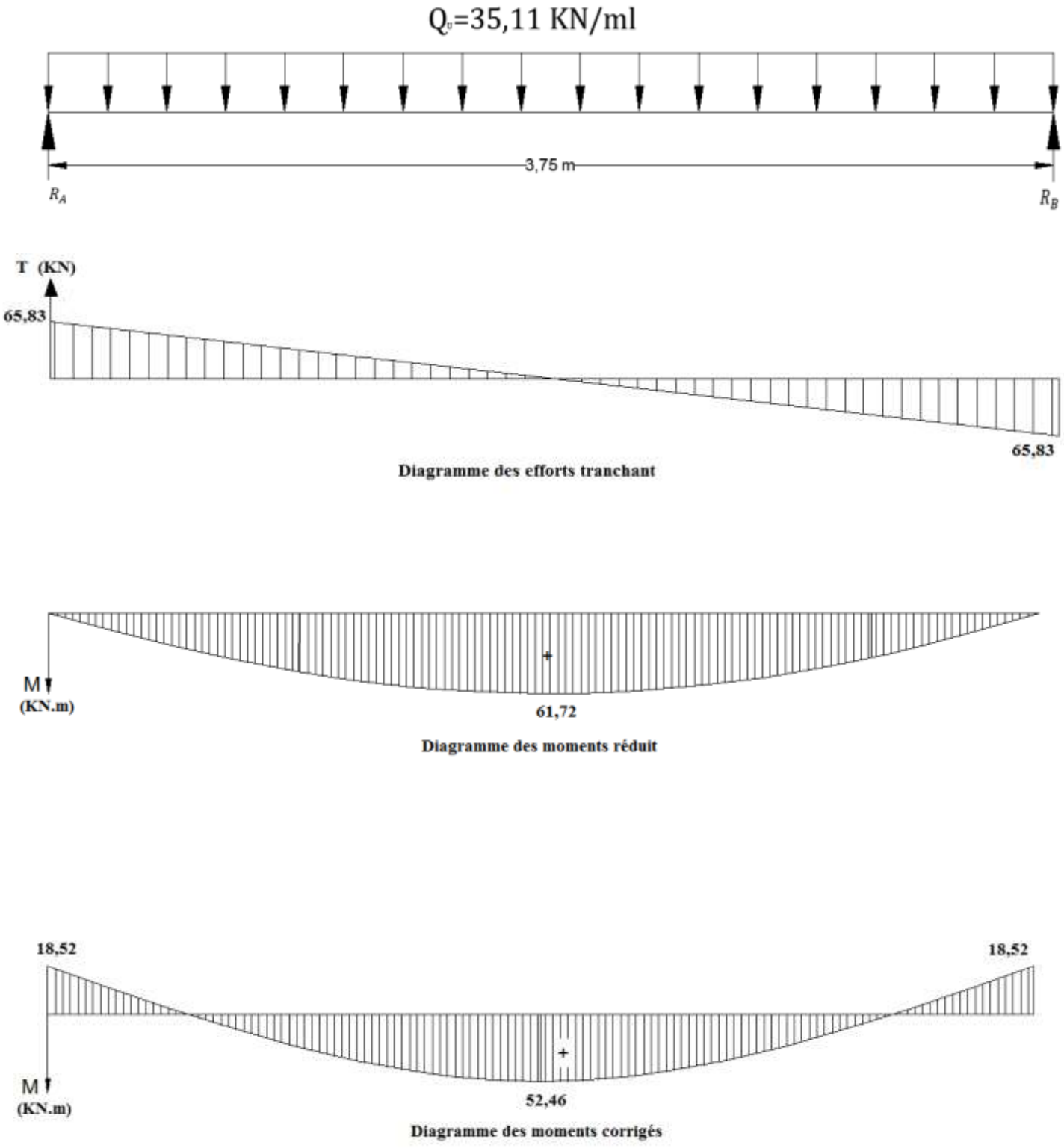


Figure III-23 : *Diagrammes des efforts internes à l'ELU.*

III.4.4 Calcul des armatures :

$d = 32{,}5\ cm\ ;\quad H = 35\ cm\ ;\quad C = C' = 2{,}5\ cm\ ;\quad b = 30\ cm$

a) En travée : $\boldsymbol{M_{max}^{t} = 52,46\ KN.m}$

❖ ***Armature principale :***

$$\boldsymbol{\mu_t = \frac{M_u^t}{b\ d^2 f_{bu}} = \frac{52{,}46 \times 10^3}{30 \times 32{,}5^2 \times 14.2} = 0,116 < \mu_{id} = 0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu_t = 0,116 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0,938}$$

$$\boldsymbol{A_t = \frac{M_u}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{52{,}46 \times 10^3}{0{,}938 \times 32{,}5 \times 348} = 4,94\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature :

$\boldsymbol{3HA12\ filante + 2HA12\ Chapeau\ \Longrightarrow\ A_{Ap} = 5,65\ cm^2.}$

b) Aux appuis : $\boldsymbol{M_{max}^{A} = -18,51 KN.m}$

❖ ***Armature principale :***

$$\boldsymbol{\mu_A = \frac{M_u^A}{b\ d^2 f_{bu}} = \frac{18{,}51 \times 10^3}{30 \times 32{,}5^2 \times 14.2} = 0,041 < \mu_{id} = 0,392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu_A = 0,041 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0,9795}$$

$$\boldsymbol{A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{18{,}51 \times 10^3}{0{,}9795 \times 32{,}5 \times 348} = 1,67\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{3HA12 \Longrightarrow A_{Ap} = 3,39\ cm^2.}$

❖ ***Calcul des armatures transversales:***

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\boldsymbol{\emptyset < min\left\{\frac{H}{35};\ \emptyset_L;\ \frac{B}{10}\right\} = \{10\ ;\ 12\ ;\ 30\} = 8\ mm}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{4HA8 \Longrightarrow A_{Tr} = 2,01\ cm^2}$

(un cadre + un étrier).

III.4.5 Vérification à l'ELU :

❖ *Exigence du RPA (Art 7-5-2 RPA 99 version 2003)*

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de ***0,5 %*** en toute section (0,5 % de S).
Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$\boldsymbol{A_S = 5HA12 + 2HA12 = 9,04\ cm^2}$

$\boldsymbol{0,5\ \%\ de\ S} = 0{,}005 \times b \times h = 0{,}005 \times 30 \times 35 = \boldsymbol{5,25\ cm^2}$

$\boldsymbol{A_S = 9,04\ cm > 0,005 \times b \times h = 5,25\ cm^2}$ …… Condition verifiée.

❖ *Calcul de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99)*.

$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0{,}23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e}$ avec : $\boldsymbol{f_{t28}} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{c28} = \boldsymbol{2,1\ MPa}$

$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0{,}23 \times 30 \times 32{,}5 \times 2{,}1}{400} = \boldsymbol{1,17\ cm^2}$

✓ ***Aux appuis :***

$\boldsymbol{A_{adopte} = 3,39\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1,17\ cm^2}$ ……. Condition vérifiée.

✓ ***En travée :***

$\boldsymbol{A_{adopte} = 5,65\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1,17\ cm^2}$ ……. Condition vérifiée.

❖ *Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1)*

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0\ d} < \overline{\tau_u}}$ Avec : $T_{max} = \boldsymbol{65,83\ KN}$.

❖ *Calcul la contrainte de cisaillement admissible.*

$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4\ MPa\right) = \min\left(\frac{0{,}15 \times 25}{1.5}; 4\ MPa\right)$

$\overline{\tau_u} = \min\left(2{,}5\ MPa; 4\ MPa\right) = \boldsymbol{2,5\ MPa}$

❖ *Calcul la contrainte de cisaillement.*

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0\ d} = \frac{65{,}83 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,675\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$ …… condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.

❖ ***Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (BAEL Art6.1. 3).***

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

Avec : $\boldsymbol{\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MPa}$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}}$$

$\Psi_s = 1{,}5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1{,}2 = \boldsymbol{11{,}30\ cm}$$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{65{,}83 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 113} = 1{,}99\ MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_{se}} = 1{,}99\ MPa < \boldsymbol{\overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa}$ ..... Condition vérifiée.

Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

❖ ***Influence de l'effort tranchant.***

✓ ***Influence sur les aciers (BAEL91/99 Art A 5.1.312).***

$$\boldsymbol{A_u} \geq \frac{T_u + |M_u|}{0.9\ d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{65{,}83 \times 10^3 + 18{,}51 \times 10^6}{0.9 \times 325} \times \frac{1{,}15}{400} \geq \boldsymbol{1{,}82\ cm^2}$$

$A_u = \boldsymbol{3{,}39\ cm^2} > A = \boldsymbol{1{,}82\ cm^2}$ ..... Condition vérifiée.

✓ ***Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).***

$$\frac{2\ T_{max}}{0{,}9\ b_0\ d} \leq \frac{0{,}8\ f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :} \quad T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9}{2} \frac{f_{c28}\ b_0 d}{\gamma_b} \leq 0.36 \frac{f_{c28}\ b_0 d}{\gamma_b}$$

$$\boldsymbol{T_{max}} \leq \frac{0.36 \times 25 \times 300 \times 325}{1{,}5} = 585 \times 10^3\ N = \boldsymbol{585\ KN}$$

$\boldsymbol{T_{max} = 65{,}83\ KN < 585\ KN}$ ..... Condition vérifiée.

❖ ***Encrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22).***

$$\boldsymbol{L_s} = \frac{\phi f_e}{4\ \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \boldsymbol{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \boldsymbol{2.835\ MPa}$$

$$\boldsymbol{L_s} = \frac{400 \times 1{,}2}{4 \times 2{,}835} = \boldsymbol{42{,}32\ cm}.$$

La langueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $\mathbf{0,4}\boldsymbol{L_s}$ pour les aciers HA $\boldsymbol{L_{ad}} = 0{,}4L_s = 0{,}4 \times 42{,}32 = \mathbf{16,93\ cm}$

❖ ***Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)***

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$\boldsymbol{A_t} = 0{,}003 \times S \times b \Longrightarrow \boldsymbol{S} = \frac{A_t}{0{,}003\ b} = \frac{2{,}01}{0{,}003 \times 30} = \mathbf{22,33\ cm^2}$

- ***En zone nodale :***

$\boldsymbol{S_t} \leq min\left\{\frac{H}{4}\ ;\ 12\phi\right\} = min(8{,}75\ ;\ 9{,}6)$, on opte pour $\boldsymbol{S_t} = \mathbf{8\ cm}$.

- ***En zone courante :***

$\boldsymbol{S_t} \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = \mathbf{17,5\ cm}$, on opte pour $\boldsymbol{S_t} = \mathbf{15\ cm}$.

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à ***5 cm*** au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

✓ ***Calcul à l'état limite de service ELS :*** $G + R_{Au}$

$\boldsymbol{q_S} = G + R_{Au} = 4{,}245 + 21{,}18 = \mathbf{25,42\ KN/ml}$.

❖ ***Calcul des efforts internes :***

- ***Moment isostatique :***

$$\boldsymbol{M_s} = \boldsymbol{M_s^{max}} = \frac{\boldsymbol{q_s l^2}}{\mathbf{8}} = \frac{\mathbf{25,42 \times 3.75^2}}{\mathbf{8}} = \mathbf{44,68\ KN.m}.$$

- ***Effort tranchant :***

$$\boldsymbol{T_s} = \boldsymbol{T_s^{max}} = \frac{\boldsymbol{q_s l}}{\mathbf{2}} = \frac{\mathbf{25,42 \times 3,75}}{\mathbf{2}} = \mathbf{47,66\ KN}.$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$\boldsymbol{M_{max}^A} = -0{,}3\ M_{max} = -0{,}3 \times 44{,}68 = \mathbf{-13,40\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{max}^t} = 0{,}85\ M_{max} = 0{,}85 \times 44{,}68 = \mathbf{37,97\ KN.m}$

- ***Diagrammes des efforts internes :***

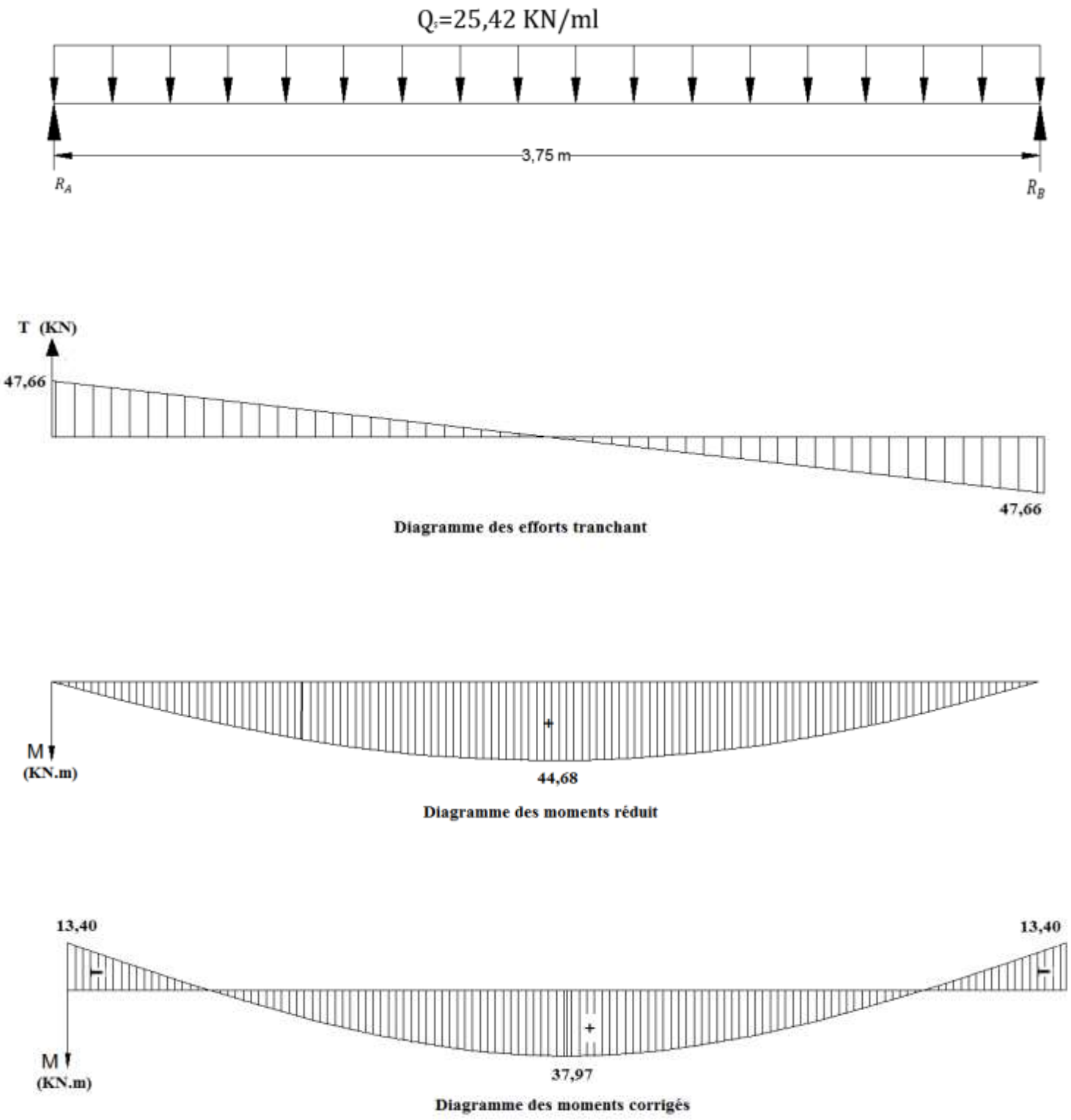


Figure III- 24 : *Diagrammes des efforts internes à l'ELS.*

a) Vérification à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$ Dans l'acier

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$ Dans le béton

✓ ***Aux appuis :***

❖ ***Vérification de la contrainte dans les aciers***

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_{sAp}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_{Ap} = 3{,}39\ cm^2$; $M_{Ap} = 13{,}40\ KN.m$; $d = 32{,}5\ cm$

$\boldsymbol{\beta_1}$ est en fonction de : $\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b\ d} = \frac{100 \times 3{,}39}{30 \times 32{,}5} = 0{,}347}$

$\left.\begin{matrix} K_1 = 39{,}68 \\ \beta_1 = 0{,}9085 \end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{13{,}40 \times 10^3}{0{,}9085 \times 32{,}5 \times 3{,}39} = 133{,}87\ MPa}$ Avec : $\boldsymbol{\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 133{,}87\ MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348\ MPa}$…… La Condition est vérifiée.

❖ ***Vérification de la contrainte dans le béton.***

$\boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \boldsymbol{15\ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ *Avec :* $\boldsymbol{K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39{,}68} = 0{,}0252}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}0252 \times 133{,}87 = \boldsymbol{3{,}37\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 3{,}37\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa}$ ……la Condition est vérifiée.

✓ ***En travée :***

❖ ***Vérification de la contrainte dans les aciers***

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_t = 5{,}65\ cm^2$; $M_t = 37{,}97\ KN.m$; $d = 32{,}5\ cm$

β_1 est en fonction de : $\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5{,}65}{30 \times 32{,}5} = 0{,}580}$

$\left.\begin{matrix} K_1 = 29{,}25 \\ \beta_1 = 0{,}887 \end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{37{,}97 \times 10^3}{0{,}887 \times 32{,}5 \times 5{,}65} = 233{,}12\ MPa}$ Avec : $\boldsymbol{\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = 2333{,}12\ MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348\ MPa$…… La Condition est vérifiée.

❖ *Vérification de la contrainte dans le béton.*

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ *Avec :* $\boldsymbol{K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{29{,}25} = 0{,}034}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0{,}034 \times 233{,}12 = 7{,}97\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 7{,}97\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa}$ ……La Condition est vérifiée.

❖ *Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)*

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ Avec : ***h = 35 cm*** hauteur totale,

L = 3,75 m portée entre nus d'appuis,

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\ M_0}$ M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$\frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$ A : section des armatures,

b : longueur da la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$\boldsymbol{\frac{h}{l} = \frac{0{,}35}{3{,}75} = 0{,}093 > \frac{1}{16} = 0{,}0625}$ …… Condition vérifiée.

$\boldsymbol{\frac{M_t}{10\ M_0} = \frac{37{,}97}{10 \times 44{,}68} = 0{,}0849 < \frac{h}{l} = 0{,}106}$ …….. Condition vérifiée.

$\boldsymbol{\frac{A}{bd} = \frac{5{,}65}{30 \times 32{,}5} = 0{,}0058 < \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105}$ ……Condition vérifiée.

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion :

On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS).

❖ **Armatures longitudinales :**

- En travée : ***3HA12 filante + 2HA12 chapeau***
- Aux appuis : ***3HA14***

❖ **Armatures transversales :**

Un cadre et étrier ***HA8***

III.5 Etude de la salle machine :

III.5.1 Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis.

L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie,
- ✓ La cabine ou la benne,
- ✓ Le contre poids.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions ***(1,50 x 1, 90) m²,*** appuyée sur ses 4 cotés
En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à ***9 tonnes***, repartie sur une surface ***(0,8 x 0,8) m²***, transmise par le système de levage de l'ascenseur.

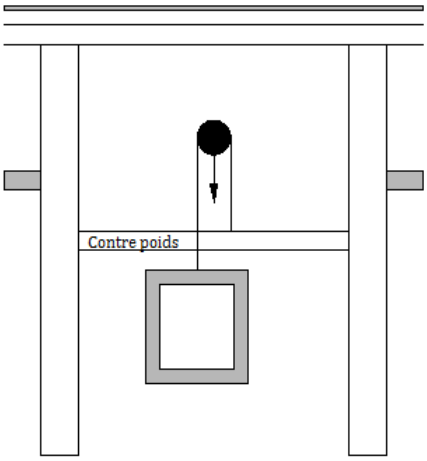


Figure III-25 : *Coupe schématique d'un ascenseur.*

III.5.2 Pré-dimensionnement :

$\boldsymbol{h_t \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{210}{30} = 7\ \text{cm}}$
Selon le règlement RPA 99 version 2003 : $\boldsymbol{h_t \geq 12\ cm}$

On opte ***:*** $\boldsymbol{h_t = 15\ cm}$

III.5.3 Fonctionnement de la dalle :

$\boldsymbol{\rho = \frac{L_x}{L_Y} = \frac{150}{190} = 0,78}$

$\boldsymbol{0,4 \leq \rho = 0,78 \leq 1}$, La dalle travaille dans les deux sens.

a) Moment dû au poids propre :

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \ldots\ldots\ldots \textit{Le moment suivant la petite portée.} \\ \boldsymbol{M_y} = \mu_Y \times M_x \quad \ldots\ldots\ldots \textit{Le moment suivant la grand portée.} \end{cases}$$

$\boldsymbol{\mu_x}$ *et* $\boldsymbol{\mu_y}$ *:* Coefficients et sont donnés en fonction de rapport $\frac{L_x}{L_y}$ et le coefficient de poisson $\boldsymbol{\vartheta}$.

$\boldsymbol{Q_u}$ *:* Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

b) Moment dû à la charge localisée :

$\boldsymbol{M_1 et\ M_2}$ Ce sont des coefficients donnés par les abaques de ***PIGEAUD*** pour une charge concentrique **P = 1,** s'exerçant sur une surface réduite $\boldsymbol{U \times V}$ au centre d'une plaque rectangulaire appuyée sur son porteur et de dimensions $\boldsymbol{l_x}$; $\boldsymbol{L_y}$ $(\boldsymbol{l_x < L_y})$**.**

Les moments au milieu de la dalle, pour une bonde de 1m de largeur, dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont :

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_x} = P(M_1 + \vartheta M_2) \\ \boldsymbol{M_y} = P(\vartheta M_1 + M_2) \end{cases}$$

✓ *Calcul U et V :*

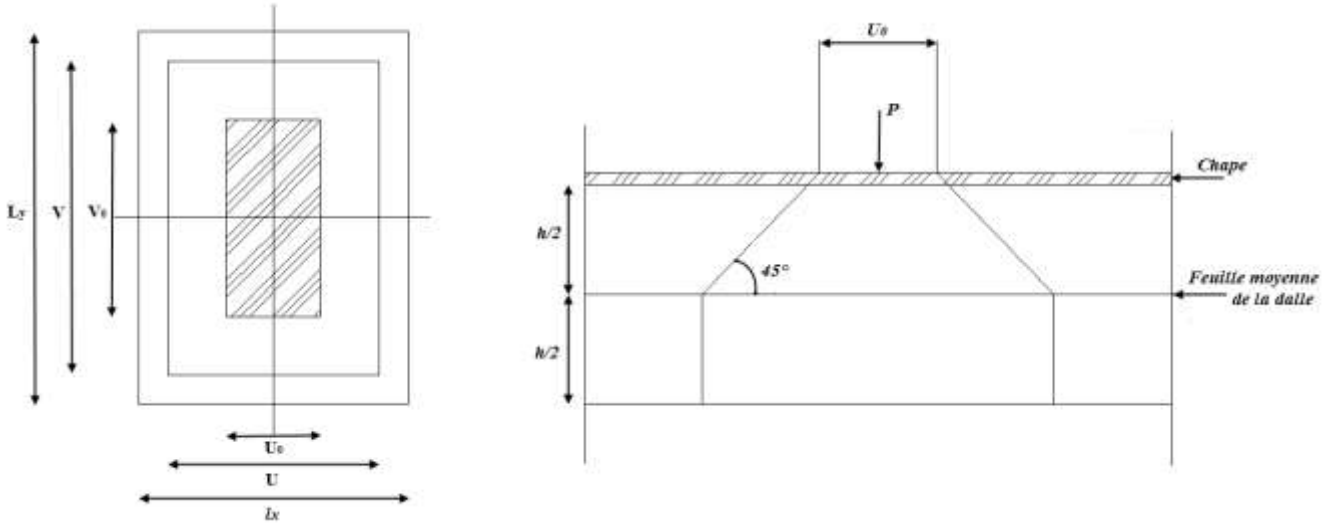


Figure III-26 : *Répartition des charges sur la dalle de la salle machine.*

$$\begin{cases} \boldsymbol{U} = U_0 + 2\left(\xi \times e + \frac{h_0}{2}\right) = U_0 + 2e + h_0 \\ \boldsymbol{V} = V_0 + 2\left(\xi \times e + \frac{h_0}{2}\right) = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

$\boldsymbol{h_0}$: Épaisseur de la dalle.

$\boldsymbol{\xi = 1}$ *:* Le revêtement est aussi solide que le béton.

$\boldsymbol{e = 5\ cm}$ **:** Épaisseur du revêtement.

$\boldsymbol{U_0 = V_0 = 0,80\ m}$

$\boldsymbol{U_0\ et\ V_0}$ **:** La surface d'influence de la charge concentrée.

$\boldsymbol{U\ et\ V}$ *:* Surface d'impact au niveau de la fouille moyenne.

$$\begin{cases} \boldsymbol{U} = 0{,}80 + 2 \times 0{,}05 + 0{,}15 = \boldsymbol{1{,}05\ m} \\ \boldsymbol{V} = 0{,}80 + 2 \times 0{,}05 + 0{,}15 = \boldsymbol{1{,}05\ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{1{,}05}{1{,}50} = 0{,}7 \\ \frac{V}{L_Y} = \frac{1{,}05}{1{,}90} = 0{,}55 \end{cases}$$

- ***Etat limite ultime (ELU) :*** $\boldsymbol{\vartheta = 0}$

Poids propre : $\boldsymbol{G} = (25 \times 0{,}15 + 22 \times 0{,}05) \times 1m = \boldsymbol{4{,}85\ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $\boldsymbol{Q = 1\ KN/ml}$

Combinaison de charge : $\boldsymbol{q_u} = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times 4{,}85 + 1{,}5 \times 1 = \boldsymbol{8{,}0475\ KN/ml}$

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{x_1}^u} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ \boldsymbol{M_{y_1}^u} = \mu_Y \times M_x \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\rho} = \frac{L_x}{L_y} = \boldsymbol{0{,}78} \Rightarrow \begin{cases} \boldsymbol{\mu_x = 0{,}0587} \\ \boldsymbol{\mu_y = 0{,}5590} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \boldsymbol{M_{x_1}^u} = 0{,}0587 \times 8{,}0475 \times 1{,}5^2 = \boldsymbol{1{,}06\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_{y_1}^u} = 0{,}559 \times 1{,}06 = \boldsymbol{0{,}594\ KN\ m} \end{cases}$$

A partir des abaques de ***PIGEAUD***

$$\boldsymbol{\rho = 0{,}7} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0{,}7 \\ \frac{V}{L_Y} = 0{,}5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \boldsymbol{m_1 = 0{,}093} \\ \boldsymbol{m_2 = 0{,}054} \end{cases} \qquad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0{,}7 \\ \frac{V}{L_Y} = 0{,}6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \boldsymbol{m_1 = 0{,}088} \\ \boldsymbol{m_2 = 0{,}047} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\rho = 0{,}8} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0{,}7 \\ \frac{V}{L_Y} = 0{,}5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \boldsymbol{m_1 = 0{,}086} \\ \boldsymbol{m_2 = 0{,}063} \end{cases} \qquad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0{,}7 \\ \frac{V}{L_Y} = 0{,}6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \boldsymbol{m_1 = 0{,}082} \\ \boldsymbol{m_2 = 0{,}055} \end{cases}$$

Après double interpolation : $\begin{cases} M_1 = \boldsymbol{0{,}0848} \\ M_2 = \boldsymbol{0{,}0580} \end{cases}$

$\boldsymbol{P_u} = 1{,}35\ P = 1{,}35 \times 90 = \boldsymbol{121{,}5\ KN/ml}$

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{x2}^{u}} = PM_1 = 121{,}5 \times 0{,}0848 = \boldsymbol{10{,}30\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_{y2}^{u}} = PM_2 = 121{,}5 \times 0{,}0580 = \boldsymbol{7{,}04\ KN\ m} \end{cases}$$

- ***Superposition des moments :***

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{x}^{u}} = M_{x1}^{u} + M_{x2}^{u} = 1{,}06 + 10{,}30 = \boldsymbol{11{,}36\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_{y}^{u}} = M_{y1}^{u} + M_{y2}^{u} = 0{,}594 + 7{,}04 = \boldsymbol{7{,}63\ KN\ m} \end{cases}$$

NB: afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leurs affectant les coefficients 15 % (0,85) en travée, et 70 % (0,3) aux appuis ***(Art A.8.2.32 BAEL 91 modifié 99)***.

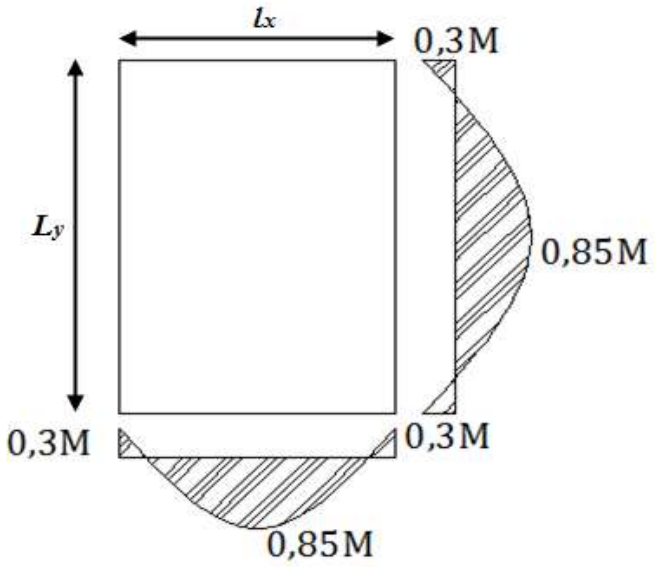


Figure III-27 : *Diagramme des moments.*

- ***Les moments en travée :***

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{x}^{ut}} = 0{,}85 M_{x}^{u} = 0{,}85 \times 11{,}36 = \boldsymbol{9{,}65\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_{y}^{ut}} = 0{,}85 M_{y}^{u} = 0{,}85 \times 7{,}63 = \boldsymbol{6{,}48\ KN\ m} \end{cases}$$

- ***Les moments aux appuis :***

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{x}^{ua}} = -0{,}3 M_{x}^{u} = -0{,}3 \times 11{,}36 = \boldsymbol{-3{,}40\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_{y}^{ua}} = -0{,}3 M_{y}^{u} = -0{,}3 \times 7{,}63 = \boldsymbol{-2{,}28\ KN\ m} \end{cases}$$

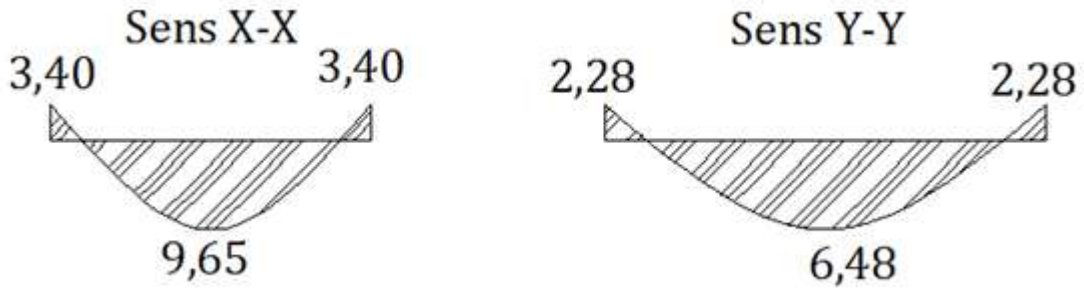


Figure III-28 : *Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU.*

✓ *Ferraillage du panneau dalle à l'ELU :*

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

❖ *En travée :*

- ***Sens X-X***

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_{ux}^{t}}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{9{,}65 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 14.2} = 0.043 < \mu_{id} = 0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0.043 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0{,}9785}$$

$$\boldsymbol{A_{xx}^{t} = \frac{M_{uxx}^{t}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{9{,}65 \times 10^3}{0{,}9785 \times 12{,}5 \times 348} = 2{,}26\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{4HA10 \Longrightarrow A_{ad}^{xx} = 3{,}14\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 25\ cm.}$

- ***Sens Y-Y***

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_{uyy}^{t}}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{6{,}48 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_{id} = 0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0.029 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0{,}9855}$$

$$\boldsymbol{A_{yy}^{t} = \frac{M_{uxx}^{t}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{6{,}48 \times 10^3}{0{,}9855 \times 12{,}5 \times 348} = 1{,}50\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{4HA10 \Longrightarrow A_{ad}^{yy} = 3{,}14\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 25\ cm.}$

❖ ***Aux appuis :***

- ***Sens X-X***

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_{ux}^{a}}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{3{,}40 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_{id} = 0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0.015 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0{,}9925}$$

$$\boldsymbol{A_{xx}^{a} = \frac{M_{uxx}^{a}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{3{,}40 \times 10^3}{0{,}9925 \times 12{,}5 \times 348} = 0{,}78\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{4HA10 \Longrightarrow A_{ad}^{xx} = 3{,}14\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 25\ cm.}$

- ***Sens Y-Y***

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_{uyy}^{A}}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{2{,}28 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_{id} = 0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0.010 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0{,}995}$$

$$\boldsymbol{A_{yy}^{a} = \frac{M_{uxx}^{t}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{2{,}28 \times 10^3}{0{,}995 \times 12{,}5 \times 348} = 0{,}52\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{4HA10 \Longrightarrow A_{ad}^{yy} = 3{,}14\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 25\ cm.}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

zone	***sens***	***M (KN m)***	***μ***	***β***	***A (cm^2)***	***S_t (cm)***	***Section (cm^2)***
En travée	X-X	9,65	0,043	0,9785	**4HA10**	25	3,14
	Y-Y	6,48	0,029	0,9855	**4HA10**	25	3,14
Aux appuis	X-X	3,40	0,015	0,9925	**4HA10**	25	3,14
	Y-Y	2,28	0,010	0,995	**4HA10**	25	3,14

Tab III-9 : *Récapitulatif des résultats dans les deux sens.*

c) Vérification à l'ELU.

✓ ***Condition de non fragilité du béton de la section minimale** (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99)*.

$$\boldsymbol{\rho_x} \geq \rho_0 \frac{3-\frac{Lx}{Ly}}{2}; \quad \boldsymbol{\rho_x} = \frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{b\ h}}$$

$\boldsymbol{\rho_x}$**:** Pourcentage d'acier égal au rapport de section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

$\boldsymbol{\rho_0}$ **:** Taux des armatures (**0,0008** pour les aciers ***HA FeE400***).

✓ ***Ferraillage minimal :***

Aux appuis :

$$A_{min} = b\ h\left(\frac{3-\frac{L_x}{L_y}}{2}\right)\rho_0 = 100 \times 15\left(\frac{3-0{,}78}{2}\right)0{,}0008 = \boldsymbol{1,33\ cm^2}$$

$\boldsymbol{A_{ad}^x = 3,14\ cm^2 > A_{min} = 1,33\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

$\boldsymbol{A_{ad}^y = 3,14\ cm^2 > A_{min} = 1,33\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

En travée :

$\boldsymbol{A_{min}} = b\ h \times \rho_0 = 100 \times 15 \times 0{,}0008 = \boldsymbol{1,2\ cm^2}$

$\boldsymbol{A_{ad}^x = 3,14\ cm^2 > A_{min} = 1,2\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

$\boldsymbol{A_{ad}^y = 3,14\ cm^2 > A_{min} = 1,2\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

✓ ***Vérification aux cisaillements (Art 5.2.2 BAEL 91 modifiée 99)*.**

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u^{max}}{b\ d} \leq \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 0{,}07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ ,\ \text{Avec}: \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 0{,}07\frac{25}{1{,}5} = \boldsymbol{1,16MPa}$$

❖ ***Au milieu de L_x:***

$$\boldsymbol{T} = \frac{\boldsymbol{P}}{\boldsymbol{3\ L_x}} = \frac{\boldsymbol{121{,}5}}{\boldsymbol{3\times 1{,}5}} = \boldsymbol{27\ KN}$$

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{27 \times 10^3}{1000 \times 125} = \boldsymbol{0,216\ MPa < \overline{\tau_u} = 1,16\ MPa}$ …… Condition vérifiée.

❖ ***Au milieu de L_y:***

$$\boldsymbol{T = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{121{,}5}{2 \times 1{,}90 + 1{,}5} = 22{,}92\ KN}$$

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{22{,}92 \times 10^3}{1000 \times\ 125} = 0{,}183\ MPa < \overline{\tau_u} = 1{,}16\ MPa}$$

✓ ***Diamètre minimal des barres (Art A.7.2, 1 BAEL 91 modifiée 99).***

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalle doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur totale :

$$\boldsymbol{\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\ mm}$$

$\boldsymbol{\emptyset_{max} = 15\ mm > \emptyset = 10\ mm}$ …… Condition vérifiée.

✓ ***Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).***

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ ***Sens L_x:***

$\boldsymbol{esp} \leq min\ (2h\ ;\ 25cm) \Longrightarrow \boldsymbol{esp = 25\ cm}$ …… Condition vérifiée.

❖ ***Sens L_y:***

$\boldsymbol{esp} \leq min\ (3h\ ;33\ cm)\ \Longrightarrow \boldsymbol{esp = 25\ cm}$ …… Condition vérifiée.

✓ ***Condition non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifiée 99).***

$$\boldsymbol{q_u} \leq 0{,}045\ U_c\ h\ \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$\boldsymbol{q_u}$ **:** La charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

$\boldsymbol{h}$: épaisseur totale de la dalle.

$\boldsymbol{U_c}$: Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

$$\boldsymbol{U_c} = 2(U + V) = 2(105 + 105) = \boldsymbol{420\ cm}$$

$$\boldsymbol{0{,}045\ U_c\ h\ \frac{f_{cj}}{\gamma_b}} = 0{,}045 \times 4{,}20 \times 0{,}15 \times \frac{25}{1{,}5} \times 10^3 = \boldsymbol{472{,}5\ KN/ml}.$$

$\boldsymbol{q_u = 121{,}5\ \frac{KN}{ml} < 0{,}045\ \times 4{,}20 \times\ 0{,}15\ \frac{25}{1{,}5} 10^3 = 472{,}\frac{5KN}{ml}}$ ……. condition vérifiée.

Nb : aucune armature transversale n'est nécessaire.

- ***Etat limite de service (ELS) : $\vartheta = 0,2$***

Poids propre : $\boldsymbol{G} = (25 \times 0{,}15 + 22 \times 0{,}05) \times 1m = \mathbf{4,85\ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $\boldsymbol{Q} = \mathbf{1\ KN/ml}$

Combinaison : $\boldsymbol{q_s} = G + Q = 4{,}85 + 1 = \mathbf{5,85\ KN/ml}$

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{x_1}^s} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ \boldsymbol{M_{y_1}^s} = \mu_Y \times M_x \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\rho} = \frac{L_x}{L_y} = 0{,}78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0652 \\ \mu_y = 0{,}6830 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \boldsymbol{M_{x_1}^s} = 0{,}0652 \times 5{,}85 \times 1{,}5^2 = \mathbf{0,858\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_{y_1}^s} = 0{,}683 \times 0{,}858 = \mathbf{0,586\ KN\ m} \end{cases}$$

a) Moment dû à la charge localisée :

Après double interpolation ***:*** $\boldsymbol{P_s} = \mathbf{90\ KN/ml}$

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_1} = 0{,}0848 \\ \boldsymbol{M_2} = 0{,}0580 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{x_2}^s} = P(M_1 + \vartheta M_2) = 90(0{,}0848 + 0{,}2 \times 0{,}0580) = \mathbf{8,67\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_{y_2}^s} = P(\vartheta M_1 + M_2) = 90(0{,}2 \times 0{,}0848 + 0{,}0580) = \mathbf{6,74\ KN\ m} \end{cases}$$

- ***Superposition des moments :***

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_x^s} = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 0{,}858 + 8{,}67 = \mathbf{9,528\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_y^s} = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 0{,}586 + 6{,}74 = \mathbf{7,326\ KN\ m} \end{cases}$$

- ***Les moments en travée :***

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_x^{st}} = 0{,}85 M_x^s = 0{,}85 \times 9{,}528 = \mathbf{8,09\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_y^{st}} = 0{,}85 M_y^s = 0{,}85 \times 7{,}326 = \mathbf{6,22\ KN\ m} \end{cases}$$

- ***Les moments aux appuis :***

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_x^{sa}} = -0{,}3 M_x^s = -0{,}3 \times 9{,}528 = \mathbf{-2,85\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_y^{sa}} = -0{,}3 M_y^s = -0{,}3 \times 7{,}326 = \mathbf{-2,19\ KN\ m} \end{cases}$$

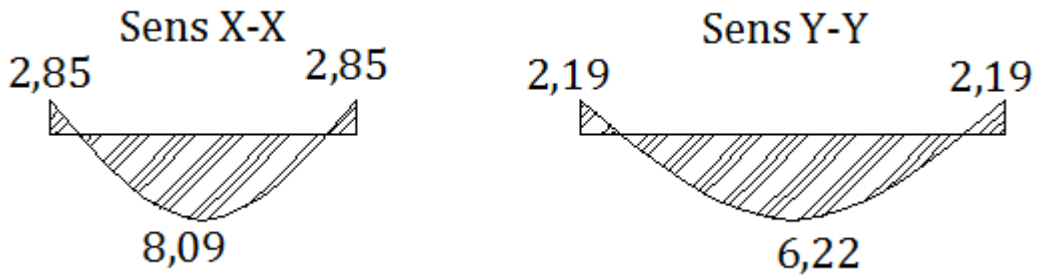


Figure III-29 : *Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELS.*

b) Vérification des contraintes :

- ***Sens X-X :***

➢ ***Aux appuis :***

- ***Contrainte dans l'acier :***

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100\,A^{a}}{b\,d} = \frac{100 \times 3{,}14}{100 \times 12{,}5} = \mathbf{0{,}251}$$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 47{,}50 \\ \beta_1 = 0{,}920 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{2{,}85 \times 10^3}{0{,}920 \times 12{,}5 \times 3{,}14} = \mathbf{78{,}92\ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \mathbf{348\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = 78{,}92\ MPa < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = 348\ MPa$…… Condition vérifiée.

- ***Contrainte dans le béton :***

$$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{78{,}92}{47{,}50} = \mathbf{1{,}66\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{1{,}66\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$…… Condition vérifiée.

➢ ***En travée :***

- ***Contrainte dans l'acier :***

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100\,A^{t}}{b\,d} = \frac{100 \times 3{,}14}{100 \times 12{,}5} = \mathbf{0{,}251}$$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 47{,}50 \\ \beta_1 = 0{,}920 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{8{,}09 \times 10^3}{0{,}920 \times 12{,}5 \times 3{,}14} = \mathbf{224{,}03\ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \mathbf{348\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{224{,}03 MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \mathbf{348\ MPa}$…… Condition vérifiée.

- ***Contrainte dans le béton :***

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{224{,}03}{47{,}50} = \mathbf{4{,}71\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{4{,}71\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$…… Condition vérifiée.

- ***Sens Y-Y:***

➢ ***Aux appuis :***

- ***Contrainte dans l'acier :***

$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100\ A^{\ a}}{b\ d} = \frac{100\times3{,}14}{100\times12{,}5} = \mathbf{0{,}251}$

$\left.\begin{matrix}K_1 = 47{,}50\\ \beta_1 = 0{,}920\end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{2{,}19\times10^3}{0{,}920\times12{,}5\times3{,}14} = \mathbf{60{,}64\ MPa}$ Avec : $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \mathbf{348\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{60{,}64\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \mathbf{348\ MPa}$……. Condition vérifiée.

- ***Contrainte dans le béton :***

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{60{,}64}{47{,}50} = \mathbf{1{,}27\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 1{,}27\ MPa < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$……Condition vérifiée.

➢ ***En travée :***

- ***Contrainte dans l'acier :***

$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100\ A^{\ t}}{b\ d} = \frac{100\times3{,}14}{100\times12{,}5} = \mathbf{0{,}251}$

$\left.\begin{matrix}K_1 = 47{,}50\\ \beta_1 = 0{,}920\end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{6{,}22\times10^3}{0{,}920\times12{,}5\times3{,}14} = \mathbf{172{,}25\ MPa}$ Avec : $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \mathbf{348\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{172{,}25\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \mathbf{348\ MPa}$……. Condition vérifiée.

- ***Contrainte dans le béton :***

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{172{,}25}{47{,}50} = \mathbf{3{,}62\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{3{,}62\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$…… Condition vérifiée.

c) Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99).

$$\begin{cases} \frac{\mathbf{h}}{L_x} \geq \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{20\ M_x}} \\ \frac{A_x}{\mathbf{b\ d}} \leq \frac{\mathbf{2}}{\mathbf{f_e}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{\mathbf{h}}{L_x} = \frac{15}{150} = \mathbf{0{,}1} > \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{20\ M_x}} = \frac{9{,}65}{20 \times 11{,}36} = \mathbf{0{,}042} \ldots\ldots \textit{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_x}{\mathbf{b\ d}} = \frac{3{,}14}{100 \times 12{,}5} = \mathbf{0{,}0025} < \frac{\mathbf{2}}{\mathbf{f_e}} = \frac{2}{400} = \mathbf{0{,}005} \ldots\ldots \textit{la condition est vérifiée.} \end{cases}$$

La flèche est vérifiée.

❖ **Armatures dans le sens X-X :**

- *En travée :* ***4HA10*** *(esp=25cm)*
- *Aux appuis :* ***4HA10*** *(esp=25cm)*

❖ **Armatures dans le sens Y-Y:**

- *En travée :* ***4HA10*** *(esp=25cm)*
- *Aux appuis :* ***4HA10*** *(esp=25cm)*

III.6 L'acrotère

III.6.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure en béton armé, destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse. Il forme un écran évitant toute chute. Elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à un effort ***(G)*** dû à son poids propre et à un effort horizontal ***Q = 1 KN/ml*** dû à la main courante engendrant un moment de reversement ***(M)*** dans la section d'encastrement. Le calcul se fait en Flexion Composée pour une bande de 1 mètre linéaire.

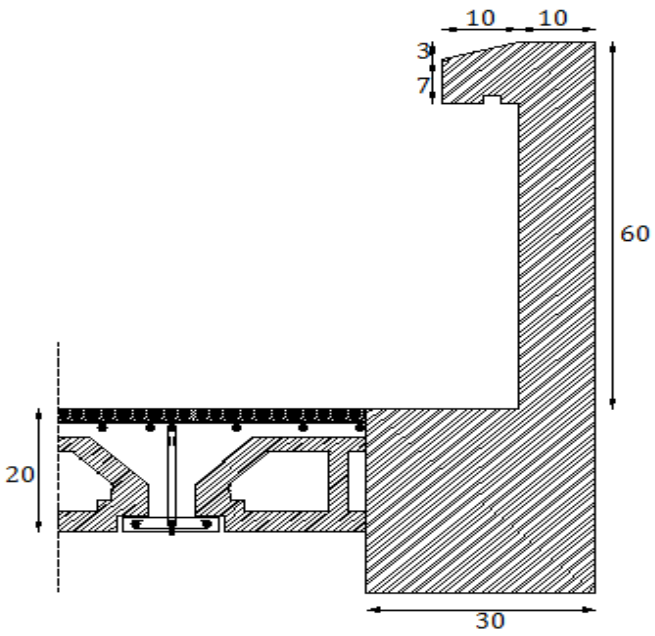


Figure III-30 : *Coupe vertical d'un acrotère.*

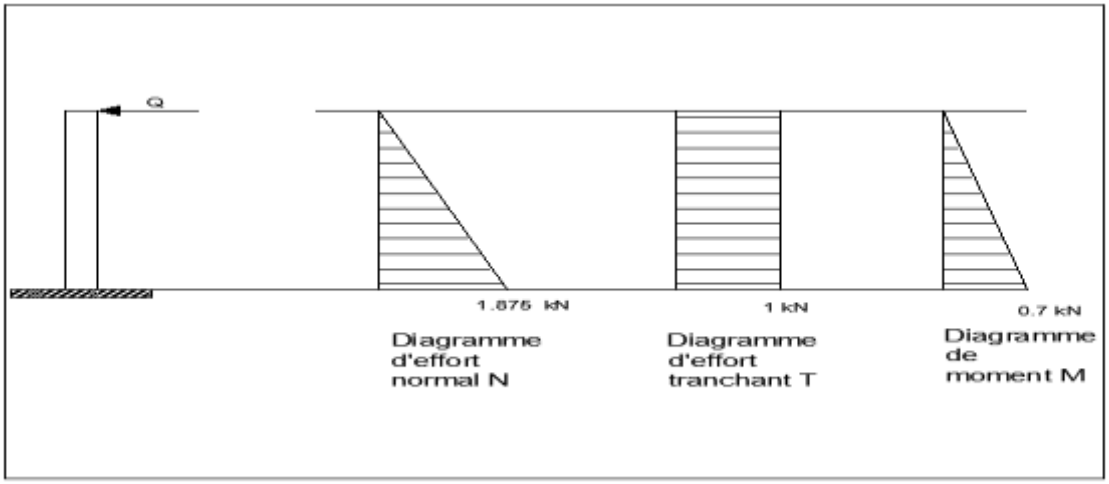


Figure III-31: *Diagramme des efforts internes.*

III.6.2 Calcul des efforts

a) Effort normal dû au poids propre G :

L'effort normal dû au poids propre est donné par : $\boldsymbol{N_G} = G \times 1m$

Avec : $\boldsymbol{G} = \rho \times S$

$\boldsymbol{N}$: effort normal

$\boldsymbol{G}$: poids propre

$\boldsymbol{\rho}$: masse volumique de béton $\quad \boldsymbol{\rho = 25\ \frac{KN}{m^3}}$

$\boldsymbol{S}$: section transversale

$$\boldsymbol{G} = 25 \times \left[(0{,}5 \times 0{,}1) + (0{,}07 \times 0{,}1) + \frac{(0{,}3 \times 0{,}1)}{2}\right] = \boldsymbol{1{,}46\ \frac{KN}{ml}}$$

$$\Longrightarrow \boldsymbol{N_G} = G \times 1\ m = 1{,}46 \times 1\ m = \boldsymbol{1{,}46\ KN}$$

b) Effort tranchant T : $\boldsymbol{T} = Q \times 1\ m = 1 \times 1\ m = \boldsymbol{1\ KN}$

c) Moment fléchissent max dû à la surcharge Q :

$$\boldsymbol{M_q} = \mathrm{Q} \times \mathrm{H} \times 1\ m = 1 \times 0{,}5 \times 1\ m = \boldsymbol{0{,}5\ KN.m}$$

III.6.2 Combinaison des charges :

❖ ***A l'E.L.U :*** sous la combinaison $1{,}35 \times G + 1{,}5 \times Q$

a) Effort normal de compression dû au poids propre G :

$$\boldsymbol{N_u} = 1{,}35 \times G = 1{,}35 \times 1{,}46 = \boldsymbol{1{,}97\ KN}$$

b) Effort tranchant T : $\boldsymbol{T_u} = 1{,}5 \times T = 1{,}5 \times 1\ m = \boldsymbol{1{,}5\ KN}$

c) Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$\boldsymbol{M_u} = 1{,}5 \times M_q = 1{,}5 \times 0{,}5 = \boldsymbol{0{,}75\ KN.m}$$

❖ ***A l'E.L.S :*** sous la combinaison $G + Q$

a) Effort normal de compression dû au poids propre G :

$$\boldsymbol{N_s} = G = \boldsymbol{1{,}46\ KN}$$

b) Effort tranchant T : $\boldsymbol{T_s} = T = \boldsymbol{1\ KN}$

c) Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_s = M_q = \mathbf{0,5\ KN.m}$$

III.6.3 Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage est déterminé en flexion composée, il se calcul à l'ELU puis on le vérifie à l'ELS. On considérant une section rectangulaire de $\boldsymbol{b} = 100\ cm$; $\boldsymbol{h} = 10\ cm$; $\boldsymbol{c} = \boldsymbol{c'} = 3\ cm$; $\boldsymbol{d} = h - c = 10 - 3 = 7\ cm$, soumise à un effort normal **(N)** et un moment de renversement **(M)**

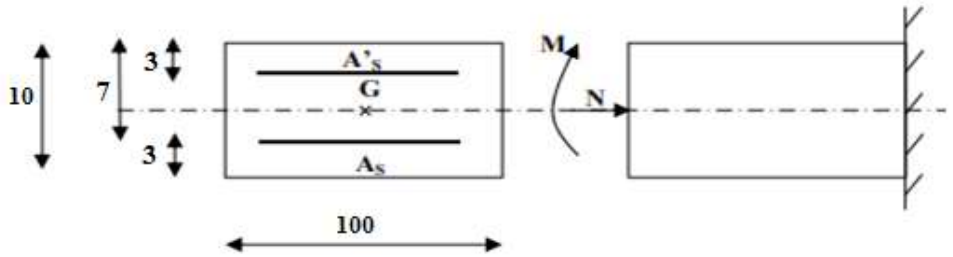


Figure III-32: *Position des sections d'acier.*

a) Calcul a l'E.L.U

Calcul de l'excentricité $\boldsymbol{e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,97} = 0,38\ m} \implies \boldsymbol{e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\ cm}$

Donc le centre de pression (point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort de compression

Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif **(Mf)**.

✓ Calcul en flexion simple

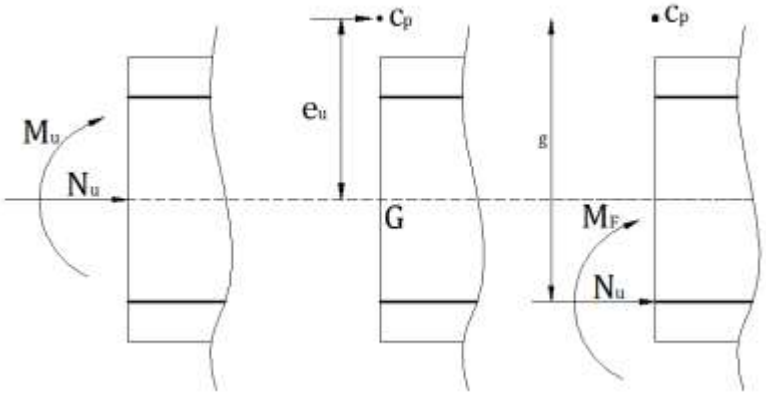


Figure III-33 : *Centre de pression.*

$$\boldsymbol{M_f} = N_u \times g = N_u\left(e_u + \frac{h}{2} + c\right) = 1{,}97\left(0{,}38 + \frac{0{,}10}{2} + 0{,}03\right) = \boldsymbol{0{,}788\ KN.m}$$

$\boldsymbol{g}$: la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.

- ✓ ***Calcul le moment réduit :*** $\boldsymbol{\mu} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$

$\boldsymbol{f_{bu}} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$, $\boldsymbol{f_{C28}} = 25\ MPa$, $\boldsymbol{\theta} = \mathbf{1}$, $\boldsymbol{\gamma_b} = 1{,}5\ situtation\ courante$

$\boldsymbol{f_{bu}} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = \boldsymbol{14{,}2\ MPa}$; $\boldsymbol{\mu} = \frac{0{,}788 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14{,}2} = \boldsymbol{0{,}0113 < \mu_{id} = 0{,}392}$

Donc la section est simplement armé (S.S.A).

- ✓ ***Armatures fictives (Flexion Simple)***

Les armatures comprimées non ne sont pas nécessaire car la section est simplement armé $\boldsymbol{A_{sc} = 0}$

$\boldsymbol{A_{stf}} = \frac{\boldsymbol{M_f}}{\boldsymbol{\beta.d.\sigma_{st}}}$, $\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \boldsymbol{348\ MPa}$

$\mu = 0.0113$ ⟹ $\beta = 0.994$ (Dans le tableau ou $\beta = 1 - 0.4\alpha$)

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

$$\boldsymbol{A_{stf}} = \frac{0{,}788\ \times\ 10^3}{0{,}994\ \times\ 7\ \times\ 348} = \boldsymbol{0.325\ cm^2}$$

- ✓ ***Armatures réelles (flexion composée) :***

$$\boldsymbol{A_{st}} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0{,}325 - \frac{1{,}97 \times 10}{348} = \boldsymbol{0.268\ cm^2}$$

III.6.4 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité du béton de la section minimale ***(Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)***

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

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la **C.N.F** $\boldsymbol{A_{st} \geq A_{st}^{min}}$

a) Calcul la section minimale :

$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0.23\ bdf_{t28}}{f_e}\left(\frac{e_s - 0{,}455\ d}{e_s - 0{,}185\ d}\right)$, $\boldsymbol{e_s} = \frac{M_s}{M_s} = \frac{0{,}5}{1{,}46} = 0{,}34\ m = \boldsymbol{34\ cm}$

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

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2{,}1}{400}\left(\frac{34 - 0{,}455 \times 7}{34 - 0{,}185 \times 7}\right) = \boldsymbol{0{,}796\ cm^2}$$

$\boldsymbol{A_{st} < A_{st}^{min}}$, la section n'est pas vérifiée, donc on opte pour une section

$\boldsymbol{A = A_{st}^{min} \geq 0{,}796\ cm^2}$ Soit ***4HA8*** $\boldsymbol{\ldots\ldots\ldots\ldots\ A = 2{,}01\ cm^2 > A_{st}^{min}}$

Avec un espacement $\boldsymbol{St = 25\ cm}$

✓ *Armature de répartition :*

$\boldsymbol{A_r = \frac{A}{4} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}502\ cm^2}$ ***Soit*** ***4HA8*** $\boldsymbol{\ldots\ldots\ldots\ldots\ A = 2{,}01\ cm^2}$

Avec un espacement $\boldsymbol{St = 25\ cm}$

b) Vérification aux cisaillements (BAEL 91 modifiée 99 Art 5.1.211)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable

d'où : $\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u}{bd}}$

$\boldsymbol{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement doit être inferieur ou égale à la contrainte admissible $\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$

- ***Calcul la contrainte de cisaillement admissible***

$\boldsymbol{\overline{\tau_u}} = min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4\ MPa\right) = min\left(\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5}; 4MPa\right)$

$\boldsymbol{\overline{\tau_u}} = min(2{,}5\ MPa\ ;\ 4\ MPa) = \boldsymbol{2{,}5\ MPa}$

- ***Calcul la contrainte de cisaillement***

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{bd} = \frac{1{,}5 \times Q}{bd} = \frac{1{,}5 \times 1}{100 \times 7} = \boldsymbol{0{,}0021\ \frac{KN}{cm^2}}$

$\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$ …… la condition est vérifiée**,** donc pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1. 3) :

La condition $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}}$ doit être vérifiée

$\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = \mathbf{3{,}15\ MPa}$

$\boldsymbol{\Psi_s = 1{,}5}$ Coefficient scellement ***HA.***

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{T_u}{0{,}9\ d\ \sum U_i}$

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

$\boldsymbol{\sum U_i} = \pi \times \eta \times \emptyset = 3{,}14 \times 4 \times 0{,}8 = \mathbf{10{,}05\ cm}$.

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{0{,}9 \times 70 \times 10{,}05} = \mathbf{2{,}37\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 2{,}37\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa,}$ donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

d) Vérification des espacements : (BAEL 91 modifiée 99 A.4.5.33)

- Armatures principale $\boldsymbol{S_t \leq min}(3h\ ;33\ cm) = \mathbf{30\ cm}$.

$\boldsymbol{S_t = 20\ cm < 30\ cm}$ ……. condition est vérifiée

- Armatures de répartition $\boldsymbol{S_t \leq min}(4h\ ;45\ cm) = \mathbf{40\ cm}$.

$\boldsymbol{S_t = 15\ cm < 40\ cm}$ ……. condition est vérifiée.

e) Encrage des armatures (BAEL91 modifiée 99 Art 6.1. 221)

Longueur de scellement : $\boldsymbol{L_s} = \frac{\phi f_e}{4\ \tau_{su}}$

$\boldsymbol{\tau_{su}} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2{,}835\ MPa}$

$\boldsymbol{L_s} = \frac{400 \times 0{,}8}{4 \times 2{,}835} = \mathbf{28{,}218\ cm}$ On prend $\boldsymbol{L_s = 30\ cm}$

III.6.5 Vérification à l'E.L.S :

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable.

$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$ Dans l'acier

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$ Dans le béton

Dans l'acier : $\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$

$$\overline{\sigma}_{st} = Min\left[\left\{\frac{2}{3}f_e\ , Max\left(\frac{1}{2}f_e\ ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)\right\}\right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = Min\left[\left\{\frac{2}{3}400\ , Max\left(\frac{1}{2}400\ ; 110\sqrt{1.6x2.1}\right)\right\}\right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266{,}66\ ; \max(200\ ; 201{,}63)) = \mathbf{201{,}63\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_S}{A_S\beta_1 d} \qquad \boldsymbol{\rho} = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 7} = \mathbf{0{,}291} \Longrightarrow \boldsymbol{K_1 = 43{,}82}$$

$\Longrightarrow$ $\boldsymbol{\beta_1 = 0{,}915}$ Dans le tableau 7 section rectangulaire en flexion simple.

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{0{,}5 \times 10^3}{0{,}915 \times 7 \times 2{,}01} = \mathbf{38{,}83\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 38{,}83\ MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\ MPa}$ ……. Condition est vérifiée.

Dans le béton : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = K\,\sigma_{st}}$, dans le tableau $\boldsymbol{K} = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{43{,}82} = 0{,}0228$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}0228 \times 38{,}83 = \mathbf{0{,}885\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0{,}0885\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa.}$ …… Condition est vérifiée.

✓ *Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003)*

Les forces horizontales de calcul $\boldsymbol{F_P}$ agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$\boldsymbol{F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P}$$

A : coefficient d'accélération de zone (RPA 99 version 2003 Art 4.2.3).

$$\left.\begin{matrix} Zone\ II_a \\ Groupe\ d'usage\ 2 \end{matrix}\right\} \overset{Tab\ 4.1}{\Longrightarrow} A = 0{,}15$$

$\boldsymbol{C_P}$: Facteur de force horizontale

$\boldsymbol{C_P = 0{,}8}$ ⟹ Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3

$\boldsymbol{W_P}$: Poids de l'acrotère $\quad \boldsymbol{W_P = 1{,}46\ \frac{KN}{ml}}$

$$\boldsymbol{F_P} = 4 \times 0{,}15 \times 0{,}8 \times 1{,}46 = \boldsymbol{0{,}70\ \frac{KN}{ml}}$$

$\boldsymbol{F_P = 0{,}70\ \frac{KN}{ml} < Q = 1\ \frac{KN}{ml}}$ …… condition vérifiée.

- **Armatures de répartition : 4HA8**
- **Armatures principale : 4HA8**
- **Epingles : 2HA8**

III.7 Etude de la toiture

III.7.1 Introduction :

La charpente est l'ensemble des pièces en bois (panne, chevrons, liteaux…) qui portent la couverture, les charpentes présentent diverses formes et différentes pentes d'inclinaison suivantes les régions et les types de couverture.

Notre bâtiment comporte une charpente en bois qui supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente plusieurs versants inclinée de 24° et 19 ° .

III.7.2 Détermination des charges : (DTR BC.2.2)

- ***Charge permanente*** : Poids propre des tuiles et des liteaux : $\boldsymbol{G_t = 045\ KN/m^2}$

  Poids propre des pannes et des chevrons : $\boldsymbol{G_p = 0,1\ KN/m^2}$

$\Longrightarrow \boldsymbol{G} = G_t + G_p = 0{,}45 + 0{,}1 = \boldsymbol{0,55\ KN/m^2}$

- ***Charge d'exploitation*** : Poids de la neige : $\boldsymbol{Q = 1\ KN/m^2}$

- ***Combinaison des charges :***

  - ✓ ***A l'état limite ultime E.L.U :*** $\boldsymbol{q_u} = 1{,}35G + 1{,}5Q$

$\boldsymbol{q_u} = 1{,}35 \times 0{,}55 + 1{,}5 \times 1 = \boldsymbol{2,24\ KN/m^2}$

  - ✓ ***A l'état limite de service E.L.S :*** $\boldsymbol{q_s} = G + Q$

$\boldsymbol{q_s} = 0{,}55 + 1 = \boldsymbol{1,55\ KN/m^2}$

- ***Choix des sections*** :

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix ce portera sur les sections le plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

- Les pannes (120 x 250) mm^2
- Les chevrons (40 x 60) mm^2
- Les liteaux (30 x 30) mm^2

III.7.3 Calcul des éléments de la toiture :

III.7.3.1 Calcul des pannes

a) Définition :

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- La panne faîtière
- Les pannes sablières
- Les pannes intermédiaires (pannes courantes)

b) Efforts revenant aux pannes :

- Espacement des pannes est prise égal à $\boldsymbol{e_p = 1\ m}$.
- La portée des pannes est de $\boldsymbol{l = 4\ m}$.

$$\Longrightarrow \boldsymbol{q_p} = q_u \times e_p = 2{,}24 \times 1 = \boldsymbol{2{,}24\ KN/ml}.$$

c) Dimensionnement de la panne :

La panne est considéré comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge $\boldsymbol{q_p}$:

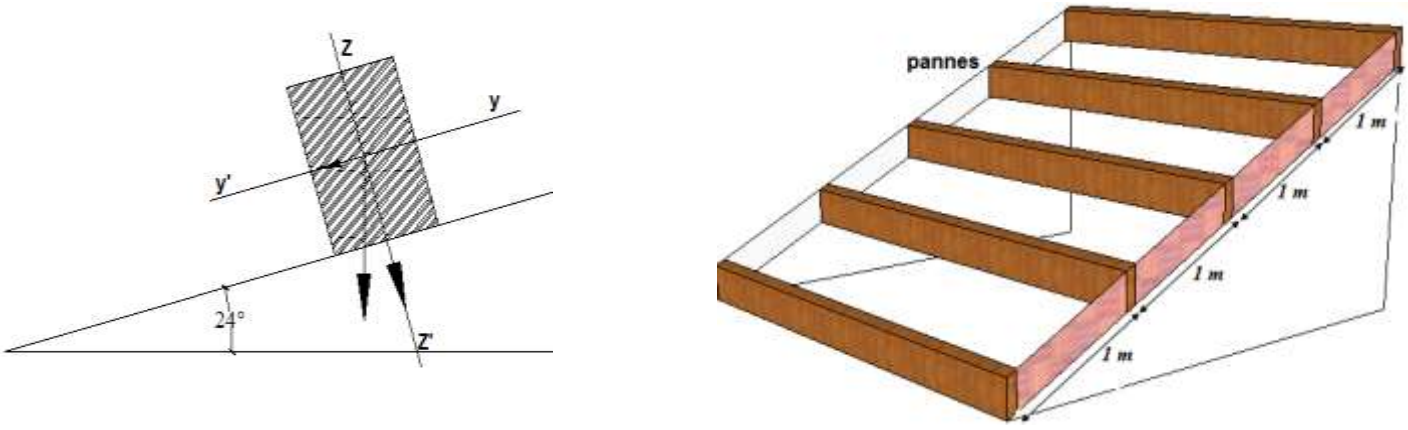


Figure III-34 : *Disposition des pannes sur les poutres.*

d) Détermination de q_y , q_z :

Suivant l'axe yy : $\boldsymbol{q_y} = q_p \sin\alpha = 2{,}24 \sin 24 = \boldsymbol{0{,}91\ KN/ml}$

Suivant l'axe zz : $\boldsymbol{q_z} = q_p \cos\ \alpha = 2{,}24\ \cos\ 24 = \boldsymbol{2{,}04\ KN/ml}$

e) Moments de flexion :

Suivant yy : $\boldsymbol{M_{fy} = q_{pz}\frac{L_P^2}{8} = 2{,}04 \times \frac{4^2}{8} = 4{,}08\ KN\ m}$

Suivant zz : $\boldsymbol{M_{fz} = q_{py}\frac{L_P^2}{8} = 0{,}91 \times \frac{4^2}{8} = 1{,}82\ KN\ m}$

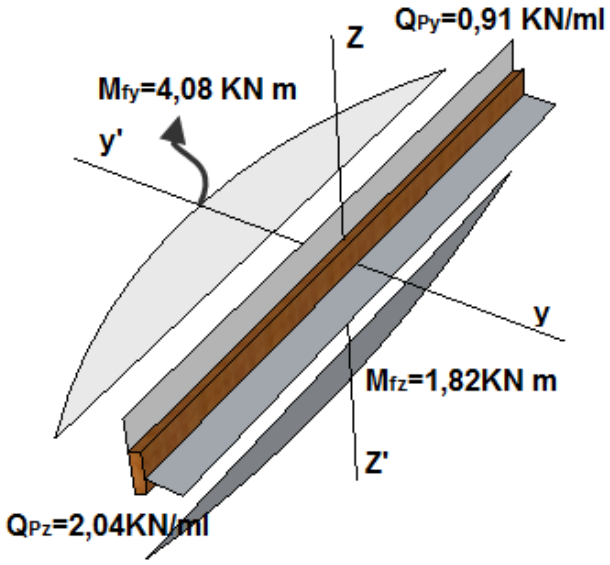


Figure III-35 : *Diagramme des moments fléchissant sur les pannes.*

f) Vérification des contraintes :

$\boldsymbol{\sigma_f \leq \overline{\sigma_f}}$, Avec : $\boldsymbol{\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}}$ **et**

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est : $\boldsymbol{\overline{\sigma_f} = 142\ daN/cm^2}$

g) Calcul des modules de résistance :

$$\boldsymbol{W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b\,h^2}{6} = \frac{12 \times 25^2}{6} = 1250\ cm^3}$$

$$\boldsymbol{W_Z = \frac{I_{zz}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b\,h^2}{6} = \frac{12^2 \times 25}{6} = 600\ cm^3}$$

$$\boldsymbol{\sigma_f = \frac{4{,}08 \times 10^4}{1250} + \frac{1{,}82 \times 10^4}{600} = 62{,}97\ daN/cm^2}$$

$\boldsymbol{\sigma_f = 62{,}97\ daN/cm^2 \leq \overline{\sigma_f} = 142\ daN/cm^2}$ …… Condition vérifiée.

h) Vérification de la flèche DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62 /CB71) :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante ***G+Q*** :

- La flèche admissible de la panne est : $\bar{f} = \frac{L_P}{300} = \frac{400}{300} = \mathbf{1,33\ cm}$
- La flèche réelle est donnée par cette formule **:** $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_P^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$E_f = 11000\sqrt{\overline{\sigma_f}} = 11000\sqrt{142} = \mathbf{131080,128\ daN/cm^2}$

$f = \frac{5 \times 62{,}97 \times 400^2}{48 \times 131080{,}128 \times \frac{25}{2}} = \mathbf{0,64\ cm}$

$f = 0,64\ cm < \bar{f} = 1,33\ cm$ …… La flèche est vérifiée.

La section de la panne est admissible.

III.7.3.2 Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

a) Efforts revenant aux chevrons :

- Espacement des chevrons est prise égal à $e_p = 40\ cm$.
- La portée des chevrons est de $l = 1\ m$.

$G_c = bh \times \rho \implies \rho_{bois} = 6,5\ KN/m^3$

$G_c = (0{,}04 \times 0{,}06) \times 6{,}5 = \mathbf{0,0156\ KN/ml}$

$G = G_c + G_{lit} = (0{,}04 \times 0{,}06) \times 6{,}5 + 0{,}45 \times 0{,}4 = \mathbf{0,324\ KN/ml}$

$q_c = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times 0{,}324 + 1{,}5 \times 0{,}4 \times 1 = \mathbf{1,04\ KN/ml}$

b) Dimensionnement de chevron :

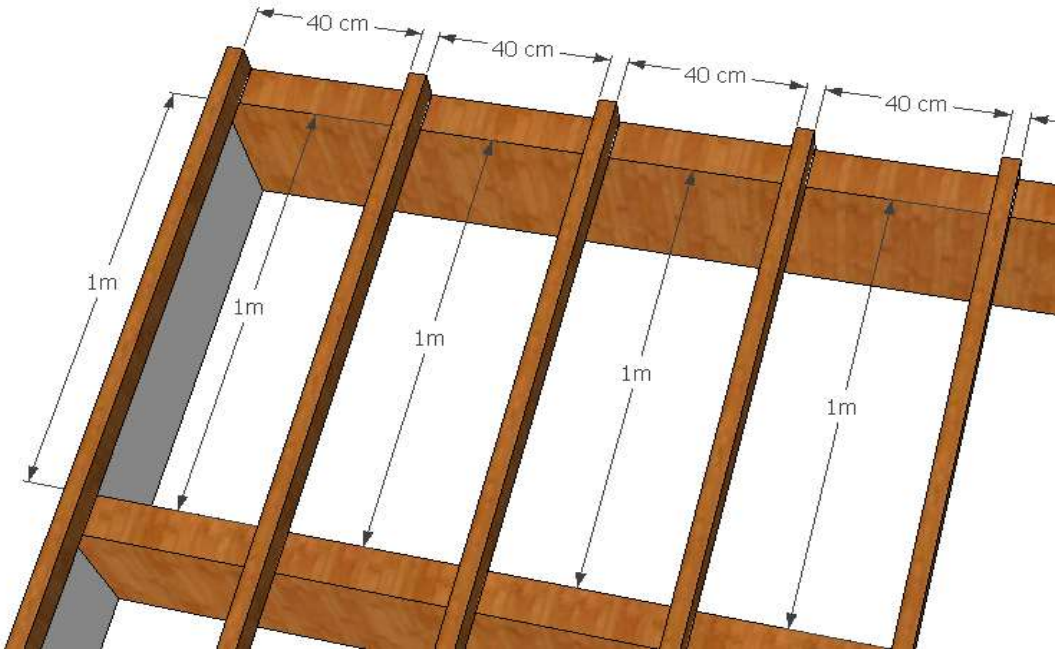


Figure III-36 : *Disposition des chevrons sur les pannes.*

c) Détermination des Moments fléchissant :

$$\boldsymbol{M_0} = q_C \frac{L_C^2}{8} = 1{,}04 \times \frac{1^2}{8} = \boldsymbol{0{,}13\ KN\ m}$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci les moments en travées ainsi qu'aux appuis :

- Aux appuis : $\boldsymbol{M_f^a} = 0{,}8\ M_0 = 0{,}8 \times 0{,}13 = \boldsymbol{0{,}104\ KN\ m}$
- En travée : $\boldsymbol{M_f^t} = 0{,}66\ M_0 = 0{,}66 \times 0{,}13 = \boldsymbol{0{,}086\ KN\ m}$

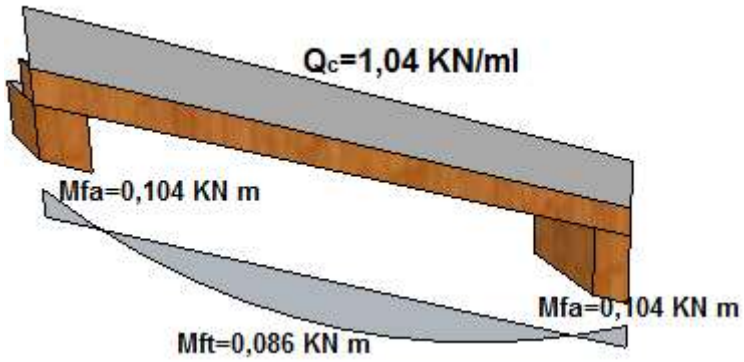


Figure III-37 : *Diagrammes des moments fléchissant sur les chevrons.*

d) Vérification des contraintes :

$\boldsymbol{\sigma_f \leq \overline{\sigma_f}}$, Avec : $\boldsymbol{\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I}}$ **et**

La contrainte admissible est $\boldsymbol{\overline{\sigma_f} = 142\ daN/cm^2}$

e) Calcul des modules de résistance :

$$\boldsymbol{W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b\,h^2}{6} = \frac{4\times 6^2}{6} = 24\ cm^3}$$

- ***Aux appuis*** :

$$\boldsymbol{\sigma_f^a = \frac{M_f^a}{W} = \frac{0{,}104 \times 10^4}{24} = 43{,}33\ daN/cm^2}$$

$\boldsymbol{\sigma_f^a = 43{,}33\ daN/cm^2 \leq \overline{\sigma_f} = 142\ daN/cm^2}$ …….. La condition est vérifiée.

- ***En travée*** :

$$\boldsymbol{\sigma_f^t = \frac{M_f^t}{W} = \frac{0{,}086 \times 10^4}{24} = 35{,}83\ daN/cm^2}$$

$\boldsymbol{\sigma_f^t = 35{,}83\ daN/cm^2 \leq \overline{\sigma_f} = 142\ daN/cm^2}$ …… La condition est vérifiée.

f) Vérification de la flèche :

Selon les règlements ***CB71*** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons,…….).

- La flèche admissible des chevrons est $\boldsymbol{\bar{f} = \frac{L_C}{200} = \frac{100}{200} = 0{,}50\ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule : $\boldsymbol{f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}}$

$\boldsymbol{E_f} = 11000\sqrt{\overline{\sigma_f}} = 11000\sqrt{142} = \boldsymbol{131080{,}128\ daN/cm^2}$.

- ***Aux appuis :***

$$\boldsymbol{f_a = \frac{5 \times \sigma_f^a \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 43{,}33 \times 100^2}{48 \times 131080{,}128 \times \frac{6}{2}} = 0{,}12\ cm}$$

$\boldsymbol{f = 0{,}12\ cm < \bar{f} = 0{,}50\ cm}$ …….. La flèche est vérifiée aux appuis.

- ***En travée :***

$$\boldsymbol{f_t = \frac{5 \times \sigma_f^t \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 35{,}83 \times 100^2}{48 \times 131080{,}128 \times \frac{6}{2}} = 0{,}095\ cm}$$

$\boldsymbol{f = 0{,}095\ cm < \bar{f} = 0{,}50\ cm}$ ……. La flèche est vérifiée en travée.

La section de chevron est admissible.

III.7.3.2 Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

- ***ELU :*** $\boldsymbol{q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}53 \times 0{,}45 + 1{,}5 \times 1 = 2{,}10\ KN/m^2}$
- ***ELS :*** $\boldsymbol{q_s = G + Q = 0{,}45 + 1 = 1{,}45\ KN/m^2}$

a) Efforts revenant aux liteaux :

- Espacement des liteaux est prise égal à $\boldsymbol{e_l = 32\ cm}$.
- La portée des liteaux est de $\boldsymbol{l = 40\ cm}$.

$$\boldsymbol{q_l = q_u \times e_l = 2{,}10 \times 0{,}32 = 0{,}672\ KN/ml}$$

b) Dimensionnement des liteaux :

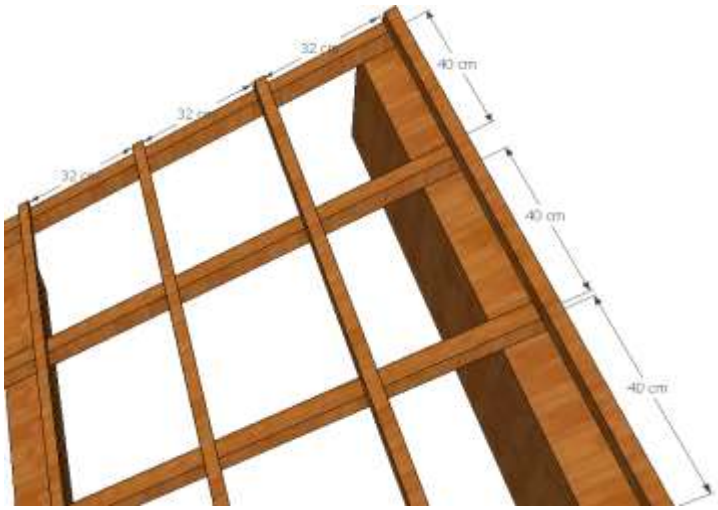


Figure III-38 : *Disposition des liteaux sur les chevrons.*

c) Détermination de q_y , q_z :

- Suivant l'axe yy : $\boldsymbol{q_{ly}} = q_l \sin\alpha = 0{,}672 \sin 24 = \mathbf{0,273KN/ml}$
- Suivant l'axe zz : $\boldsymbol{q_{lz}} = q_l \cos\ \alpha = 0{,}672 \cos\ 24 = \mathbf{0,613\ KN/ml}$

d) Moments de flexion :

- Suivant l'axe yy : $\boldsymbol{M_{fy}} = q_{lz}\frac{L_l^2}{8} = 0{,}613 \times \frac{0{,}4^2}{8} = \mathbf{0,01226\ KN\ m}$
- Suivant l'axe zz : $\boldsymbol{M_{fz}} = q_{ly}\frac{L_l^2}{8} = 0{,}273\ \frac{0{,}4^2}{8} = \mathbf{0,00546\ KN\ m}$

e) Vérification des contraintes :

$\boldsymbol{\sigma_f \leq \overline{\sigma_f}}$, Avec : $\boldsymbol{\sigma_f = \frac{M_{fy}\times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz}\times v}{I_{zz}}}$

La contrainte admissible est $\boldsymbol{\overline{\sigma_f} = 142\ daN/cm^2}$

f) Calcul le module de résistance :

$$\boldsymbol{W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b\,h^2}{6} = \frac{3\times 3^2}{6} = 4{,}5\ cm^3}$$

$$\boldsymbol{\sigma_f = \frac{(0{,}01226 + 0{,}00546)\times 10^4}{4{,}5} = 39{,}37\ daN/cm^2}$$

$\boldsymbol{\sigma_f = 39{,}37\ daN/cm^2 \leq \overline{\sigma_f} = 142\ daN/cm^2}$ …… La condition est vérifiée.

g) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante ***G + Q*** :

- La flèche admissible de la panne est $\boldsymbol{\bar{f} = \frac{L_l}{200} = \frac{40}{200} = 0{,}2\ cm}$
- La flèche réelle est donnée par cette formule : $\boldsymbol{f = \frac{5\times\sigma_f\times L_l^2}{48\times E_f\times\frac{h}{2}}}$

$$\boldsymbol{E_f} = 11000\sqrt{\overline{\sigma_f}} = 11000\sqrt{142} = \mathbf{131080{,}128\ daN/cm^2}$$

$$\boldsymbol{f = \frac{5\times 39{,}37\times 40^2}{48\times 131080{,}128\times\frac{3}{2}} = 0{,}033\ cm}$$

$\boldsymbol{f = 0{,}033\ cm < \bar{f} = 0{,}2\ cm}$ …….. La flèche est vérifiée et la section du liteau est admissible.

III.7.4 Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant…..), entre les éléments de la toiture.

III.7.4.1 Types d'assemblages :

- Liaison par contacte bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis …etc.
- Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Assemblage Cloué (traditionnels) : règles de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/ Juin 84 Art 4,62-12

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contacte bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.
- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

	Epaisseur (mm)	***Diamètre (mm)***
Bois tendre et bois frais de Sciage	$e \leq 30\ mm$	$\boldsymbol{d \leq \frac{e}{7}}$
	$e > 30\ mm$	$\boldsymbol{d \leq \frac{e}{9}}$
Bois durs et Bois sec	$e \leq 30\ mm$	$\boldsymbol{d \leq \frac{e}{9}}$
	$e > 30\ mm$	$\boldsymbol{d \leq \frac{e}{11}}$

Tab III-10 : *Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.*

$\boldsymbol{e}$: épaisseur de la pièce.

$\boldsymbol{d}$: diamètre des clous

Diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est : $\boldsymbol{d \leq \frac{30}{7} = 4,28\ mm}$

Remarque :

- L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.
- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

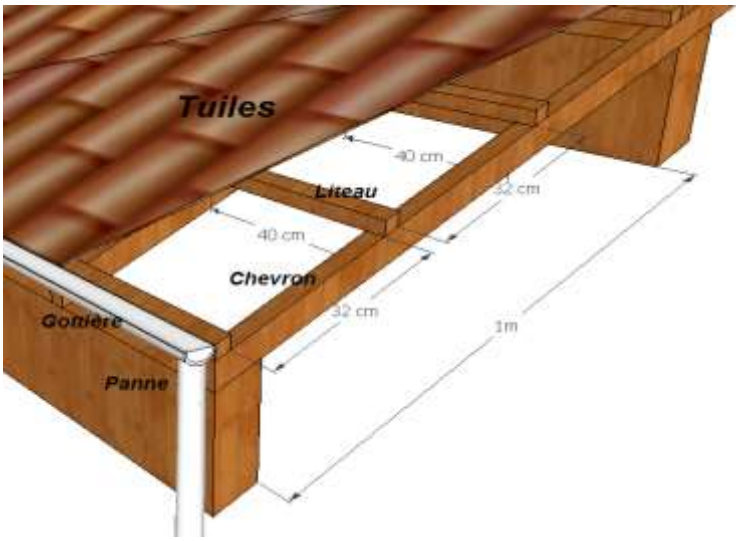


Figure III-39 : *Disposition des différents éléments de la toiture.*

III.8 Etude de la dalle pleine :

III.8.1 Introduction :

La dalle pleine est un plancher en béton armé de ***15*** à ***20 cm*** d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

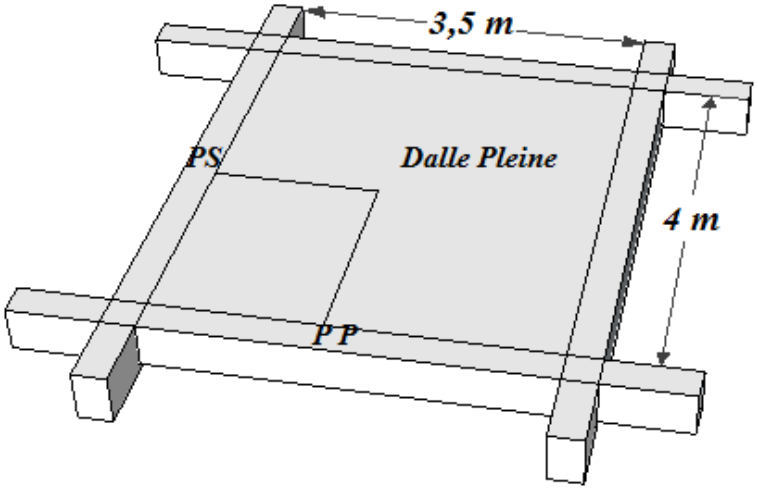


Figure III-40 : *Coupe schématique de la dalle.*

III.8.2 Pré-dimensionnement :

$$\boldsymbol{h_t \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{400}{30} = 13,33\ cm}$$

Selon le règlement RPA 99 révisé 2003 : $\boldsymbol{h_t \geq 12\ cm}$

On opte ***:*** $\boldsymbol{h_t = 15\ cm}$

III.8.2.1 Fonctionnement de la dalle :

$$\boldsymbol{\rho = \frac{L_x}{L_Y} = \frac{3,5}{4} = 0,875}$$

$\boldsymbol{0,4 \leq \rho = 0,78 \leq 1}$, La dalle travaille dans les deux sens.

III.8.2.2 Détermination des charges permanant et surcharges d'exploitation :

Les charges et les surcharges sont données par le document technique règlementaire ***DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »***

❖ ***Charges permanentes G :***

Désignation des éléments	***Epaisseur (cm)***	***Poids volumique (KN/m3)***	***Poids surfacique (KN/m²)***
Dalle pleine en béton armée	*15*	*/*	*3,75*
Revêtement en carrelage	*2*	*20*	*0,4*
Lit de sable	*2*	*18*	*0,36*
Mortier de pose	*2*	*20*	*0,4*
Maçonnerie en brique creuses	*2x10*	*0,9*	*0,18*
Enduit au mortier de liant hydraulique	*2*	*18*	*0,36*
Totale			***5,45***

TAB III-11 *: Charges permanentes des Planchers en dalle pleine.*

❖ ***Surcharge d'exploitation Q :***

$$\boldsymbol{Q = 1,5\ KN/m^2}$$

Moment dû au poids propre :

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \ \ldots\ldots\ldots \textit{Le moment suivant la petite portée.} \\ \boldsymbol{M_y} = \mu_Y \times M_x \quad \ldots\ldots\ldots \textit{Le moment suivant la grand portée.} \end{cases}$$

$\boldsymbol{\mu_x}$ *et* $\boldsymbol{\mu_y}$ *:* Coefficients et sont donnés en fonction de rapport $\frac{\boldsymbol{L_x}}{\boldsymbol{L_y}}$ et le coefficient de poisson $\boldsymbol{\vartheta}$.

$\boldsymbol{q_u}$ *:* Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

Les combinaisons de charges :

$$\boldsymbol{q_u} = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times 5{,}45 + 1{,}5 \times 1{,}5 = \boldsymbol{9,60\ KN/m^2}$$

$$\boldsymbol{q_s} = G + 1{,}5Q = 5{,}45 + 1{,}5 = \boldsymbol{6,95\ KN/m^2}$$

➢ ***Etat limite ultime (ELU) :***

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{x_1}^u} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ \boldsymbol{M_{y_1}^u} = \mu_Y \times M_x \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\rho} = \frac{L_x}{L_y} = \mathbf{0,875} \Rightarrow \begin{cases} \boldsymbol{\mu_x} = \mathbf{0,0484} \\ \boldsymbol{\mu_y} = \mathbf{0,731} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \boldsymbol{M_x^u} = 0{,}0484 \times 9{,}60 \times 3{,}5^2 = \mathbf{5,60\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_y^u} = 0{,}731 \times 5{,}60 = \mathbf{4,16\ KN\ m} \end{cases}$$

Moment aux appuis ***:*** $\begin{cases} \boldsymbol{M_x^a} = 0{,}3 \times 5{,}60 = \mathbf{1,68\ \ KN\ m}. \\ \boldsymbol{M_y^a} = 0{,}3 \times 4{,}16 = \mathbf{1,25N\ m}. \end{cases}$

Moment en travées ***:*** $\begin{cases} \boldsymbol{M_x^t} = 0{,}85 \times 5{,}60 = \mathbf{4,76\ \ KN\ m}. \\ \boldsymbol{M_y^t} = 0{,}85 \times 4{,}16 = \mathbf{3,53\ \ KN\ m}. \end{cases}$

III.8.3 Ferraillage du panneau dalle à l'ELU :

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

➢ ***En travée :***

- ***Sens longitudinale :***

$$\boldsymbol{\mu} = \frac{M_{ux}^t}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{4{,}76 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 14.2} = \mathbf{0.021} < \boldsymbol{\mu_{id}} = \mathbf{0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu} = \mathbf{0.021} \overset{tableau}{\Longrightarrow} \boldsymbol{\beta} = \mathbf{0,9895}$$

$$\boldsymbol{A_{xx}^t} = \frac{M_{uxx}^t}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{4{,}76 \times 10^3}{0{,}9895 \times 12{,}5 \times 348} = \mathbf{1,10\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{5HA10} \Longrightarrow \boldsymbol{A_{ad}^{xx}} = \mathbf{3,90\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t} = \mathbf{20\ cm.}$

- ***Sens transversale :***

$$\boldsymbol{\mu} = \frac{M_{uyy}^t}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{3{,}53 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 14.2} = \mathbf{0.016} < \boldsymbol{\mu_{id}} = \mathbf{0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu} = \mathbf{0.016} \overset{tableau}{\Longrightarrow} \boldsymbol{\beta} = \mathbf{0,992}$$

$$\boldsymbol{A_{yy}^t} = \frac{M_{uxx}^t}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{3{,}53 \times 10^3}{0{,}992 \times 12{,}5 \times 348} = \mathbf{0,81\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{5HA10} \Longrightarrow \boldsymbol{A_{ad}^{yy} = 3,90\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 20\ cm}$.

➢ ***Aux appuis :***

- ***Sens longitudinale :***

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_{ux}^{a}}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{1{,}68 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 14.2} = 0.007 < \mu_{id} = 0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0.007 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0,9965}$$

$$\boldsymbol{A_{xx}^{a} = \frac{M_{uxx}^{a}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{1{,}68 \times 10^3}{0{,}9965 \times 12{,}5 \times 348} = 0,38\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{5HA10} \Longrightarrow \boldsymbol{A_{ad}^{xx} = 3,90\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 20\ cm}$.

- ***Sens transversale :***

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_{uyy}^{A}}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{1{,}25 \times 10^3}{100 \times 12{,}5^2 \times 14.2} = 0.005 < \mu_{id} = 0.392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0.005 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0,9975}$$

$$\boldsymbol{A_{yy}^{a} = \frac{M_{uxx}^{t}}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{1{,}25 \times 10^3}{0{,}9975 \times 12{,}5 \times 348} = 0,28\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\mathbf{5HA10} \Longrightarrow \boldsymbol{A_{ad}^{yy} = 3,90\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 20\ cm}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

zone	***sens***	***M (KN m)***	***μ***	***β***	***A (cm²)***	***S_t (cm)***	***Section (cm²)***
En travée	X-X	4,76	0,021	0,9895	**5HA10**	20	3,90
	Y-Y	3,53	0,016	0,992	**5HA10**	20	3,90
Aux appuis	X-X	1,68	0,007	0,9965	**5HA10**	20	3,90
	Y-Y	1,25	0,005	0,9975	**5HA10**	20	3,90

TAB III-12 : *Récapitulatif des résultats dans les deux sens.*

III.8.4 Vérification à l'ELU.

✓ ***Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99)***.

$$\boldsymbol{\rho_x} \geq \rho_0 \frac{3-\frac{Lx}{Ly}}{2}; \quad \boldsymbol{\rho_x} = \frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{b\,h}}$$

$\boldsymbol{\rho_x}$**:** Pourcentage d'acier égal au rapport de section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

$\boldsymbol{\rho_0}$ **:** Taux des armatures (**0,0008** pour les aciers ***HA FeE400***).

✓ ***Ferraillage minimal :***

➢ ***Aux appuis :***

$$A_{min} = b\,h\left(\frac{3-\frac{L_x}{L_y}}{2}\right)\rho_0 = 100 \times 15\left(\frac{3-0{,}875}{2}\right)0{,}0008 = \mathbf{1,27\ cm^2}$$

$\boldsymbol{A_{ad}^x = 3{,}90\ cm^2 > A_{min} = 1{,}27\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

$\boldsymbol{A_{ad}^y = 3{,}90\ cm^2 > A_{min} = 1{,}27\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

➢ ***En travée :***

$$\boldsymbol{A_{min}} = b\,h \times \rho_0 = 100 \times 15 \times 0{,}0008 = \mathbf{1{,}2\ cm^2}$$

$\boldsymbol{A_{ad}^x = 3{,}90\ cm^2 > A_{min} = 1{,}2\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

$\boldsymbol{A_{ad}^y = 3{,}90\ cm^2 > A_{min} = 1{,}2\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

✓ ***Vérification aux cisaillements (Art 5.2.2 BAEL 91 modifiée 99)***.

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u^{max}}{b\,d} \leq \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 0{,}07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ ,\ \text{Avec : } \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 0{,}07\frac{25}{1{,}5} = \mathbf{1{,}16MPa}$$

➢ ***Au milieu de L_x:***

$$\boldsymbol{T} = \frac{\boldsymbol{P}}{\boldsymbol{3\,L_x}} = \frac{\mathbf{134{,}4}}{\mathbf{3\times3{,}5}} = \mathbf{12{,}8\ KN}$$

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{12{,}8 \times 10^3}{1000 \times 125} = \mathbf{0{,}10\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \mathbf{1{,}16\ MPa}$ …… Condition vérifiée.

➢ ***Au milieu de L_y:***

$$\boldsymbol{T = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{134{,}4}{2 \times 4 + 3{,}5} = 11{,}68\ KN}$$

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{11{,}68 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0{,}093\ MPa < \overline{\tau_u} = 1{,}16\ MPa}$$

✓ ***Diamètre minimal des barres (Art A.7.2, 1 BAEL 91 modifiée 99)***.

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalle doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur totale :

$$\boldsymbol{\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\ mm}$$

$\boldsymbol{\emptyset_{max} = 15\ mm > \emptyset = 10\ mm}$ …… Condition vérifiée.

✓ ***Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99)***.

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➢ ***Sens L_x:***

$\boldsymbol{esp} \leq min\,(2h\,;\,25cm) \Longrightarrow \boldsymbol{esp = 25\ cm}$ …… Condition vérifiée.

➢ ***Sens L_y:***

$\boldsymbol{esp} \leq min\,(3h\,;33\ cm) \Longrightarrow \boldsymbol{esp = 25\ cm}$ …… Condition vérifiée.

Etat limite de service (ELS) : $\vartheta = 0{,}2$

$$\begin{cases} \boldsymbol{M_{x_1}^s} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ \boldsymbol{M_{y_1}^s} = \mu_Y \times M_x \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0{,}875} \Rightarrow \begin{cases} \boldsymbol{\mu_x = 0{,}0484} \\ \boldsymbol{\mu_y = 0{,}731} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \boldsymbol{M_x^u} = 0{,}0484 \times 6{,}95 \times 3{,}5^2 = \boldsymbol{4{,}12\ KN\ m} \\ \boldsymbol{M_y^u} = 0{,}731 \times 4{,}12 = 3{,}01\ \boldsymbol{KN\ m} \end{cases}$$

Moment aux appuis : $\begin{cases} \boldsymbol{M_x^a} = 0{,}3 \times 4{,}12 = \boldsymbol{1{,}23\ \ KN\ m}. \\ \boldsymbol{M_y^a} = 0{,}3 \times 3{,}01 = \boldsymbol{0{,}90 N\ m}. \end{cases}$

Moment en travées : $\begin{cases} \boldsymbol{M_x^t} = 0{,}85 \times 4{,}12 = \boldsymbol{3{,}50\ \ KN\ m}. \\ \boldsymbol{M_y^t} = 0{,}85 \times 3{,}01 = \boldsymbol{2{,}55\ \ KN\ m}. \end{cases}$

✓ ***Vérification des contraintes :***

- ***Sens longitudinale :***

➢ ***Aux appuis :***

- ***Contrainte dans l'acier :***

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100\ A^{\ a}}{b\ d} = \frac{100 \times 3{,}90}{100 \times 12{,}5} = \mathbf{0{,}312}$$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 42{,}10 \\ \beta_1 = 0{,}913 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{1{,}23 \times 10^3}{0{,}913 \times 12{,}5 \times 3{,}14} = \mathbf{34{,}42\ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \mathbf{348\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = 34{,}42\ MPa < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = 348\ MPa$……. Condition vérifiée.

- ***Contrainte dans le béton :***

$$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{34{,}42}{42{,}10} = \mathbf{0{,}81\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{0{,}81\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$…… Condition vérifiée.

➢ ***En travée :***

- ***Contrainte dans l'acier :***

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100\ A^{\ t}}{b\ d} = \frac{100 \times 3{,}90}{100 \times 12{,}5} = \mathbf{0{,}312}$$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 42{,}10 \\ \beta_1 = 0{,}913 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{3{,}50 \times 10^3}{0{,}913 \times 12{,}5 \times 3{,}14} = \mathbf{97{,}66\ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \mathbf{348\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{97{,}66\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \mathbf{348\ MPa}$……. Condition vérifiée.

- ***Contrainte dans le béton :***

$$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{97{,}66}{42{,}10} = \mathbf{2{,}32\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{2{,}32\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$…… Condition vérifiée.

- ***Sens transversale :***

➢ ***Aux appuis :***

- ***Contrainte dans l'acier :***

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100\,A^{a}}{b\,d} = \frac{100\times3,90}{100\times12,5} = \mathbf{0,312}$$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 42,10 \\ \beta_1 = 0,913 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{0,90\times10^3}{0,913\times12,5\times3,14} = \mathbf{25,11\ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{25,11\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \mathbf{348\ MPa}$……. Condition vérifiée.

- ***Contrainte dans le béton :***

$$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0,6\times f_{C28} = 0,6\times25 = \mathbf{15\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{1}{K_1}\times\sigma_{st} = \frac{25,11}{42,10} = \mathbf{0,60\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{0,60}\ MPa < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$……Condition vérifiée.

➢ ***En travée :***

- ***Contrainte dans l'acier :***

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100\,A^{t}}{b\,d} = \frac{100\times3,90}{100\times12,5} = \mathbf{0,312}$$

$\begin{Bmatrix} K_1 = 42,10 \\ \beta_1 = 0,913 \end{Bmatrix} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{2,35\times10^3}{0,913\times12,5\times3,14} = \mathbf{65,57\ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{65,57\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \mathbf{348\ MPa}$……. Condition vérifiée.

- ***Contrainte dans le béton :***

$$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0,6\times f_{C28} = 0,6\times25 = \mathbf{15\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{1}{K_1}\times\sigma_{st} = \frac{65,57}{42,10} = \mathbf{1,55\ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{1,55\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$ …… Condition vérifiée.

✓ ***Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99)***.

$$\begin{cases} \dfrac{\mathbf{h}}{L_x} \geq \dfrac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{20\ M_x}} \\ \dfrac{A_x}{\mathbf{b\ d}} \leq \dfrac{\mathbf{2}}{\mathbf{f_e}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \dfrac{\mathbf{h}}{L_x} = \dfrac{15}{350} = \mathbf{0,042} > \dfrac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{20\ M_x}} = \dfrac{3{,}50}{20\times5{,}60} = \mathbf{0,031} \ldots\ldots La\ condition\ est\ \ v\acute{e}rifi\acute{e}e. \\ \dfrac{A_x}{\mathbf{b\ d}} = \dfrac{3{,}90}{100\times12{,}5} = \mathbf{0,0031} < \dfrac{\mathbf{2}}{\mathbf{f_e}} = \dfrac{2}{400} = \mathbf{0,005} \ldots\ldots la\ condition\ est\ v\acute{e}rifi\acute{e}e. \end{cases}$$

La flèche est vérifiée.

Récapitulatif :

❖ **Armatures dans le sens X-X :**

- *En travée :* ***5HA10*** *(esp=20cm)*
- *Aux appuis :* ***5HA10*** *(esp=20cm)*

❖ **Armatures dans le sens Y-Y:**

- *En travée :* ***5HA10*** *(esp=20cm)*
- *Aux appuis :* ***5HA10*** *(esp=20cm)*

Conclusion :

Vu que pour tous les éléments le ferraillage calculé à l'ELU est aussi vérifiée à l'ELS, alors le ferraillage définitif des éléments est celui trouvé à l'ELU.

On passe à présents à l'étude du système de contreventement.

Chapitre IV

ETUDE DU CONTREVENTEMENT



IV.1 Introduction :

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- ✓ Portiques auto-stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- ✓ Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- ✓ Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.2 Rigidité des portiques :

IV.2.1 Calcule des rigidités linéaires :

- ➢ Rigidités linéaire d'un poteau : $\boldsymbol{K_{poteau}} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- ➢ Rigidités linéaire d'une poutre : $\boldsymbol{K_{poutre}} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

IV.2.1.1 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$\boldsymbol{K_{poutres}} = \left(\frac{\boldsymbol{I_{poutre}}}{\boldsymbol{L_c}}\right) \quad ; \qquad \boldsymbol{K_{poteaux}} = \left(\frac{\boldsymbol{I_{poteaux}}}{\boldsymbol{h_c}}\right)$$

❖ *Identification des paramètres :*

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b\,h^3}{12}\right)$.

Poteaux : $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$ Avec : h_c : Hauteur des poteaux à calculées.

$\bar{h}$: Hauteur entre nus des poteaux.

e_{pot} : Largeur des poteaux.

$\bar{h} = h_e - h_{poutre}$

Poutres : $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$ Avec : L_c : Longueur des poutres à calculées.

$\bar{L}$: Longueur entre nus des poutres.

h_{poutre} : Hauteur des poutres.

$\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$

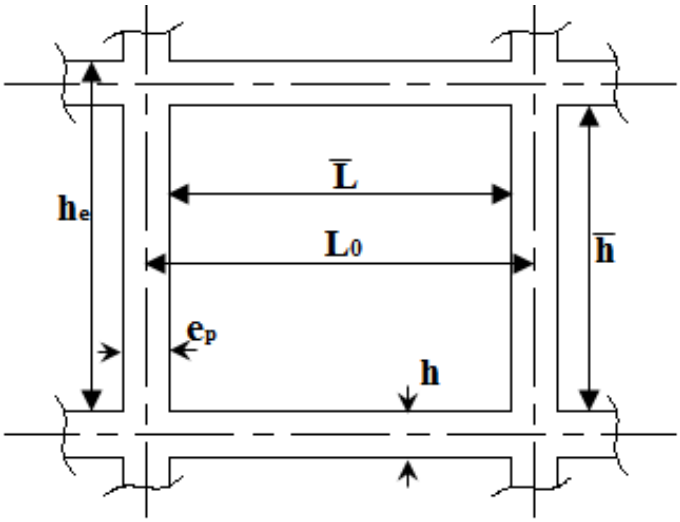
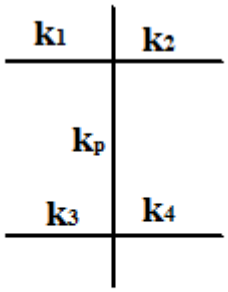


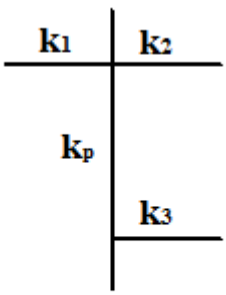
Figure IV.1 *: Identification des paramètres.*

IV.2.2 Calcul des coefficients $\bar{K}$ (rigidités moyennes) :

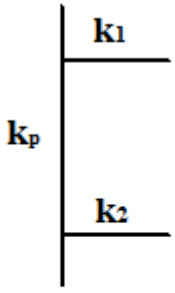
1er Cas : étages courant $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre} \times (poutre\ sup + poutre\ inf)}{2\ K_p}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

***2ème Cas* : Premier niveau : $\overline{K} = \frac{\Sigma K_{ptr} \times (poutres\ sup)}{K_{pot}}$**



$$\overline{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}} \qquad \overline{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$

IV.2.3 Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux :

***1er Cas* :** Etage courant : $\boldsymbol{a_j^i = \frac{\overline{K}}{2+\overline{K}}}$

***2ème Cas* :** Premier niveau :

- Poteau encastré à la base **:** $\boldsymbol{a_j^i = \frac{0{,}5 + \overline{K}}{2 + \overline{K}}}$
- Poteau articulé à la base **:** $\boldsymbol{a_j^i = \frac{0{,}5 + \overline{K}}{(1 + 2\overline{K})}}$

IV.2.4 Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :

$$\boldsymbol{r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot\,j}^i}$$

Les résultats des rigidités linéaires, $\overline{K}$, a_j^i et r_j^i, sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm^4)	h_e (cm)	h_P (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	K_{poteau} (cm^3)
9	35	35	1,25 E+05	306	45	261	35	278,5	449,02
8	35	35	1,25 E+05	306	45	261	35	278,5	449,02
7	40	40	2,13 E+05	306	45	261	40	281	759,19
6	40	40	2,13 E+05	306	45	261	40	281	759,19
5	40	40	2,13 E+05	306	45	261	40	281	759,19
4	45	45	3,42 E+05	306	45	261	45	283,5	1205,36
3	45	45	3,42 E+05	306	45	261	45	283,5	1205,36
2	45	45	3,42 E+05	306	45	261	45	283,5	1205,36
1	50	50	5,21 E+05	306	45	261	50	286	1821,10
RDC	50	50	5,21 E+05	306	45	261	50	286	1821,10
S-Sol 2	55	55	7,63 E+05	306	45	261	55	288,5	2643,16
S-Sol 1	55	55	7,63 E+05	408	45	363	55	390,5	1952,76

***TAB IV-1** : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.*

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm^4)	h_e (cm)	h_P (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	K_{poteau} (cm^3)
9	35	35	1,25 E+05	306	40	266	35	283,5	441,10
8	35	35	1,25 E+05	306	40	266	35	283,5	441,10
7	40	40	2,13 E+05	306	40	266	40	286	745,92
6	40	40	2,13 E+05	306	40	266	40	286	745,92
5	40	40	2,13 E+05	306	40	266	40	286	745,92
4	45	45	3,42 E+05	306	40	266	45	288,5	1184,47
3	45	45	3,42 E+05	306	40	266	45	288,5	1184,47
2	45	45	3,42 E+05	306	40	266	45	288,5	1184,47
1	50	50	5,21 E+05	306	40	266	50	291	1789,81
RDC	50	50	5,21 E+05	306	40	266	50	291	1789,81
S-Sol 2	55	55	7,63 E+05	306	40	266	55	293,5	2598,13
S-Sol 1	55	55	7,63 E+05	408	40	368	55	395,5	1928,07

***TAB IV-2** : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.*

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm^4)	L_0 (cm)	e_{pot} (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h_{poutre} (cm)	L_c (cm)	K_{poutre} (cm^3)
7ème ⇛ 9ème	1 ⇒ 2	30	45	2,28E+05	400	35	365	45	387,5	587,90
	2 ⇒ 3	30	45	2,28E+05	350	35	315	45	337,5	675,00
	3 ⇒ 4	30	45	2,28E+05	350	35	315	45	337,5	675,00
	4 ⇒ 5	30	45	2,28E+05	400	35	365	45	387,5	587,90
	5 ⇒ 6	30	45	2,28E+05	350	35	315	45	337,5	675,00
	6 ⇒ 7	30	45	2,28E+05	350	35	315	45	337,5	675,00
	7 ⇒ 8	30	45	2,28E+05	400	35	365	45	387,5	587,90
3ème ⇛ 6ème	1 ⇒ 2	30	45	2,28E+05	400	40	360	45	382,5	595,59
	2 ⇒ 3	30	45	2,28E+05	350	40	310	45	332,5	685,15
	3 ⇒ 4	30	45	2,28E+05	350	40	310	45	332,5	685,15
	4 ⇒ 5	30	45	2,28E+05	400	40	360	45	382,5	595,59
	5 ⇒ 6	30	45	2,28E+05	350	40	310	45	332,5	685,15
	6 ⇒ 7	30	45	2,28E+05	350	40	310	45	332,5	685,15
	7 ⇒ 8	30	45	2,28E+05	400	40	360	45	382,5	595,59
RDC ⇛ 2ème	1 ⇒ 2	30	45	2,28E+05	400	45	355	45	377,5	603,48
	2 ⇒ 3	30	45	2,28E+05	350	45	305	45	327,5	695,61
	3 ⇒ 4	30	45	2,28E+05	350	45	305	45	327,5	695,61
	4 ⇒ 5	30	45	2,28E+05	400	45	355	45	377,5	603,48
	5 ⇒ 6	30	45	2,28E+05	350	45	305	45	327,5	695,61
	6 ⇒ 7	30	45	2,28E+05	350	45	305	45	327,5	695,61
	7 ⇒ 8	30	45	2,28E+05	400	45	355	45	377,5	603,48
S – Sol 2 S – Sol 1	1 ⇒ 2	30	45	2,28E+05	400	50	350	45	372,5	611,58
	2 ⇒ 3	30	45	2,28E+05	350	50	300	45	322,5	706,40
	3 ⇒ 4	30	45	2,28E+05	350	50	300	45	322,5	706,40
	4 ⇒ 5	30	45	2,28E+05	400	50	350	45	372,5	611,58
	5 ⇒ 6	30	45	2,28E+05	350	50	300	45	322,5	706,40
	6 ⇒ 7	30	45	2,28E+05	350	50	300	45	322,5	706,40
	7 ⇒ 8	30	45	2,28E+05	400	50	350	45	372,5	611,58

TAB IV-3 *: Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.*

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm^4)	L_0 (cm)	e_{pot} (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h_{poutre} (cm)	L_c (cm)	K_{poutre} (cm^3)
$7^{ème} \Rightarrow 9^{ème}$	$A \Rightarrow B$	30	40	1,60E+05	400	35	365	40	385	415,58
	$B \Rightarrow C$	30	40	1,60E+05	350	35	315	40	335	477,61
	$C \Rightarrow D$	30	40	1,60E+05	400	35	365	40	385	415,58
	$D \Rightarrow E$	30	40	1,60E+05	350	35	315	40	335	477,61
	$E \Rightarrow F$	30	40	1,60E+05	350	35	315	40	335	477,61
$3^{ème} \Rightarrow 6^{ème}$	$A \Rightarrow B$	30	40	1,60E+05	400	40	360	40	380	421,05
	$B \Rightarrow C$	30	40	1,60E+05	350	40	310	40	330	484,85
	$C \Rightarrow D$	30	40	1,60E+05	400	40	360	40	380	421,05
	$D \Rightarrow E$	30	40	1,60E+05	350	40	310	40	330	484,85
	$E \Rightarrow F$	30	40	1,60E+05	350	40	310	40	330	484,85
$RDC \Rightarrow 2^{ème}$	$A \Rightarrow B$	30	40	1,60E+05	400	45	355	40	375	426,67
	$B \Rightarrow C$	30	40	1,60E+05	350	45	305	40	325	492,31
	$C \Rightarrow D$	30	40	1,60E+05	400	45	355	40	375	426,67
	$D \Rightarrow E$	30	40	1,60E+05	350	45	305	40	325	492,31
	$E \Rightarrow F$	30	40	1,60E+05	350	45	305	40	325	492,31
$S-Sol\,2$ $S-Sol\,1$	$A \Rightarrow B$	30	40	1,60E+05	400	50	350	40	370	432,43
	$B \Rightarrow C$	30	40	1,60E+05	350	50	300	40	320	500,00
	$C \Rightarrow D$	30	40	1,60E+05	400	50	350	40	370	432,43
	$D \Rightarrow E$	30	40	1,60E+05	350	50	300	40	320	500,00
	$E \Rightarrow F$	30	40	1,60E+05	350	50	300	40	320	500,00

***TAB IV-4** : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.*

Niveaux	Travées	K_{poutre} (cm^3)	poteaux	K_{poteau} (cm^3)	$\overline{K}$	a_j^i	E (MPa)	h_C (cm^3)	r_j^i (N/m)	R_x^j (N/m)
8 et 9ème	1 ⟹ 2	587,90	1	449,020	1,318	0,397	32164,2	278,5	887,525	3543,046
	2 ⟹ 3	675,00	2	449,020	2,832	0,586	32164,2	278,5	1309,674	
	3 ⟹ 4	675,00	3	449,020	3,029	0,602	32164,2	278,5	1345,847	
5 ⟹ 7ème	1 ⟹ 2	595,59	1	759,193	0,790	0,283	32164,2	281	1050,502	4522,485
	2 ⟹ 3	685,15	2	759,193	1,699	0,459	32164,2	281	1704,554	
	3 ⟹ 4	685,15	3	759,193	1,819	0,476	32164,2	281	1767,429	
2 ⟹ 4ème	1 ⟹ 2	603,48	1	1205,357	0,504	0,201	32164,2	283,5	1165,132	5330,194
	2 ⟹ 3	695,61	2	1205,357	1,086	0,352	32164,2	283,5	2036,538	
	3 ⟹ 4	695,61	3	1205,357	1,163	0,368	32164,2	283,5	2128,524	
RDC et 1er	1 ⟹ 2	611,58	1	1821,096	0,338	0,145	32164,2	286	1242,659	5953,576
	2 ⟹ 3	706,40	2	1821,096	0,729	0,267	32164,2	286	2295,654	
	3 ⟹ 4	706,40	3	1821,096	0,782	0,281	32164,2	286	2415,263	
S − Sol 2	1 ⟹ 2	619,90	1	2643,161	0,235	0,329	32164,2	288,5	4029,108	13976,47
	2 ⟹ 3	717,52	2	2643,161	0,506	0,401	32164,2	288,5	4920,404	
	3 ⟹ 4	717,52	3	2643,161	0,543	0,410	32164,2	288,5	5026,962	
S − Sol 1	1 ⟹ 2	619,90	1	1952,758	0,317	0,353	32164,2	390,5	1743,453	6156,486
	2 ⟹ 3	717,52	2	1952,758	0,685	0,441	32164,2	390,5	2181,279	
	3 ⟹ 4	717,52	3	1952,758	0,735	0,452	32164,2	390,5	2231,755	

***TAB IV-5** : Rigidités des portiques dans le sens X-X.*

Niveaux	Travées	K_{poutre} (cm^3)	poteaux	K_{poteau} (cm^3)	$\overline{K}$	a_j^i	E (MPa)	h_C (cm^3)	r_j^i (N/m)	R_y^j (N/m)
8 et 9ème	A ⟹ B	415,58	A	441,101	0,948	0,322	32164,2	283,5	681,359	3603,705
	B ⟹ C	477,61	B	441,101	2,039	0,505	32164,2	283,5	1069,457	
	D ⟹ E	477,61	E	441,101	2,182	0,522	32164,2	283,5	1105,228	
	E ⟹ F	477,61	F	441,101	1,091	0,353	32164,2	283,5	747,662	
5 ⟹ 7ème	A ⟹ B	421,05	A	745,921	0,568	0,221	32164,2	286	778,769	4375,908
	B ⟹ C	484,85	B	745,921	1,223	0,380	32164,2	286	1335,774	
	D ⟹ E	484,85	E	745,921	1,310	0,396	32164,2	286	1393,022	
	E ⟹ F	484,85	F	745,921	0,655	0,247	32164,2	286	868,343	
2 ⟹ 4ème	A ⟹ B	426,67	A	1184,467	0,363	0,153	32164,2	288,5	843,094	4959,128
	B ⟹ C	492,31	B	1184,467	0,782	0,281	32164,2	288,5	1543,297	
	D ⟹ E	492,31	E	1184,467	0,838	0,295	32164,2	288,5	1621,556	
	E ⟹ F	492,31	F	1184,467	0,419	0,173	32164,2	288,5	951,182	
RDC et 1er	A ⟹ B	432,43	A	1789,805	0,243	0,108	32164,2	291	884,648	5379,567
	B ⟹ C	500,00	B	1789,805	0,525	0,208	32164,2	291	1695,771	
	D ⟹ E	500,00	E	1789,805	0,563	0,220	32164,2	291	1792,365	
	E ⟹ F	500,00	F	1789,805	0,282	0,123	32164,2	291	1006,783	
S − Sol 2	A ⟹ B	438,36	A	2598,133	0,169	0,308	32164,2	293,5	3589,548	15870,746
	B ⟹ C	507,94	B	2598,133	0,364	0,366	32164,2	293,5	4255,353	
	D ⟹ E	507,94	E	2598,133	0,391	0,373	32164,2	293,5	4338,080	
	E ⟹ F	507,94	F	2598,133	0,196	0,317	32164,2	293,5	3687,764	
S − Sol 1	A ⟹ B	438,36	A	1928,071	0,227	0,327	32164,2	395,5	1553,606	6984,166
	B ⟹ C	507,94	B	1928,071	0,491	0,398	32164,2	395,5	1892,477	
	D ⟹ E	507,94	E	1928,071	0,527	0,406	32164,2	395,5	1933,395	
	E ⟹ F	507,94	F	1928,071	0,263	0,337	32164,2	395,5	1604,689	

***TAB IV-6** : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.*

IV.3 Rigidités des refends (voiles) :

IV.3.1 Calcul des inerties des voiles :

❖ **Les voiles longitudinaux (x-x) :**

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \lll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

❖ **Les voiles transversaux (y-y) :**

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

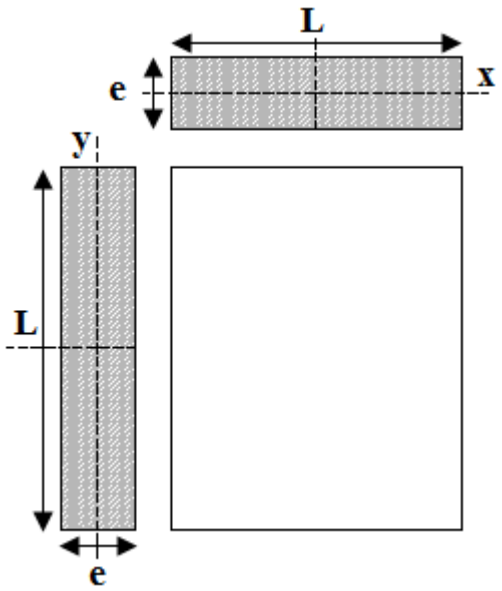


Figure IV-2 : *coupe des voiles en plan.*

IV.3.2 Calcul des rigidités des voiles :

- Dans le sens longitudinal : $r_x^j = \frac{12EI_x}{h^3}$
- Dans le sens transversal : $r_x^j = \frac{12EI_y}{h^3}$

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_y (cm^4)	E (MPa)	h_e (cm)	r_x^j (N/m)	$R_x^j = \sum r_x^j$
SS 2 ⇒ 9ème	V_{L1}	20	385	9,51E+07	32164,20	306	1,28E+06	**7,13 E+06**
	V_{L2}	20	385	9,51E+07	32164,20	306	1,28E+06	
	V_{L3}	20	435	1,37E+08	32164,20	306	1,85E+06	
	V_{L4}	20	190	1,14E+07	32164,20	306	1,54E+05	
	V_{L5}	20	385	9,51E+07	32164,20	306	1,28E+06	
	V_{L6}	20	385	9,51E+07	32164,20	306	1,28E+06	
S − Sol 1	V_{L1}	20	385	9,51E+07	32164,20	408	5,41E+05	**3,01 E+06**
	V_{L2}	20	385	9,51E+07	32164,20	408	5,41E+05	
	V_{L3}	20	435	1,37E+08	32164,20	408	7,80E+05	
	V_{L4}	20	190	1,14E+07	32164,20	408	6,50E+04	
	V_{L5}	20	385	9,51E+07	32164,20	408	5,41E+05	
	V_{L6}	20	385	9,51E+07	32164,20	408	5,41E+05	

TAB IV-7 : *Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).*

Niveaux	*Voiles*	e (cm)	L (cm)	I_x (cm^4)	E (MPa)	h_e (cm)	r_y^j (N/m)	$R_y^j = \sum r_y^j$
$SS2 \Rightarrow 9^{ème}$	V_{T1}	20	435	1,37 E+08	32164,20	306	1,85 E+06	**6,85 E+06**
	V_{T2}	20	385	9,51 E+07	32164,20	306	1,28 E+06	
	V_{T3}	20	435	1,37 E+08	32164,20	306	1,85 E+06	
	V_{T4}	20	385	9,51 E+07	32164,20	306	1,28 E+06	
	V_{T5}	20	190	1,14 E+07	32164,20	306	1,54 E+05	
	V_{T6}	20	190	1,14 E+07	32164,20	306	1,54 E+05	
	V_{T7}	20	185	1,06 E+07	32164,20	306	1,42 E+05	
	V_{T8}	20	185	1,06 E+07	32164,20	306	1,42 E+05	
$S-Sol\,1$	V_{T1}	20	435	1,37 E+08	32164,20	408	7,80 E+05	**2,89 E+06**
	V_{T2}	20	385	9,51 E+07	32164,20	408	5,41 E+05	
	V_{T3}	20	435	1,37 E+08	32164,20	408	7,80 E+05	
	V_{T4}	20	385	9,51 E+07	32164,20	408	5,41 E+05	
	V_{T5}	20	190	1,14 E+07	32164,20	408	6,50 E+04	
	V_{T6}	20	190	1,14 E+07	32164,20	408	6,50 E+04	
	V_{T7}	20	185	1,06 E+07	32164,20	408	6,00 E+04	
	V_{T8}	20	185	1,06 E+07	32164,20	408	6,00 E+04	

TAB IV-8 : *Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).*

IV.3.3 Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + Voiles	
	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j
$8\ et\ 9^{ème}$	354,046	3603,705	7,13 E+06	6,85 E+06	7,13 E+06	6,85 E+06
$5 \Rightarrow 7^{ème}$	4522,485	4375,908	7,13 E+06	6,85 E+06	7,13 E+06	6,86 E+06
$2 \Rightarrow 4^{ème}$	5330,194	4959,128	7,13 E+06	6,85 E+06	7,13 E+06	6,86 E+06
$RDC\ et\ 1^{er}$	5953,576	5379,567	7,13 E+06	6,85 E+06	7,13 E+06	6,86 E+06
$S-Sol\,2$	13976,47	15870,74	7,13 E+06	6,85 E+06	7,14 E+06	6,87 E+06
$S-Sol\,1$	6156,486	6984,166	3,01 E+06	2,89 E+06	3,01 E+06	2,90 E+06

TAB IV-9 : *Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».*

IV.4 Inertie fictive des portiques et des refends:

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « ***calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé*** », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.
Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à ***1 tonnes***, par exemple, 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. En fixant l'inertie du refend à $\boldsymbol{1\ m^4}$, 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.

IV.4.1 Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{I} = \frac{f_n}{D_n}$$

$\boldsymbol{D_n}$: Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$\boldsymbol{D_n} = \sum \Delta_n$

$\Delta_{\boldsymbol{n}}$: Déplacement du portique au niveau $\boldsymbol{n}$.

$\boldsymbol{f_n}$: Flèche du refend au même niveau.

$\boldsymbol{I}$: Inertie fictive du portique au niveau n.

IV.4.1.1 Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont $\boldsymbol{I = 1\ m^4}$, soumise au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales ***1 tonne***, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i **:** Surface de trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i **:** Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2(b_i + b_{i+1})}$$

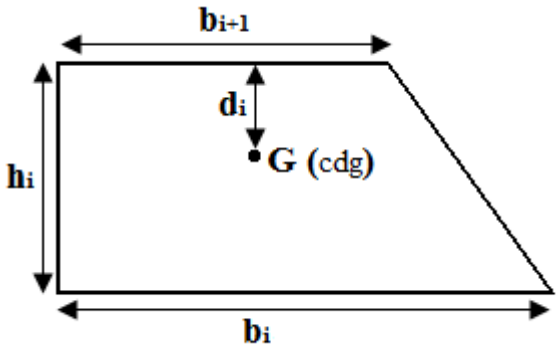


Figure IV-3 : *trapèze de calcul*

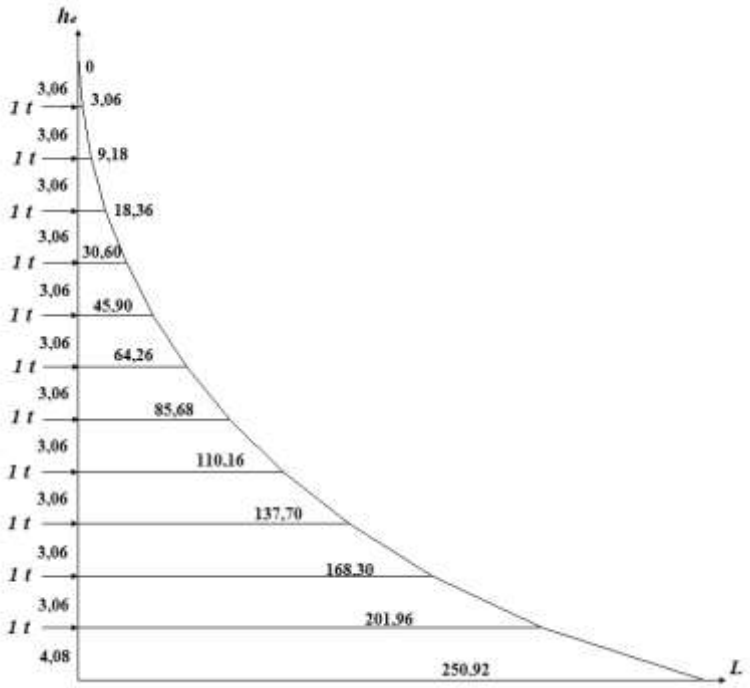


Figure IV-4 : *Diagramme des moments des aires.*

Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » à partir du diagramme des moments :

Niveaux	b_{i+1}	b_i	h_e	d_i	S_i
9	*0*	*3,06*	*3,06*	*2,04*	*4,68*
8	*3,06*	*9,18*	*3,06*	*1,79*	*18,73*
7	*9,18*	*18,36*	*3,06*	*1,70*	*42,14*
6	*18,36*	*30,6*	*3,06*	*1,66*	*74,91*
5	*30,6*	*45,9*	*3,06*	*1,63*	*117,05*
4	*45,9*	*64,26*	*3,06*	*1,62*	*168,54*
3	*64,26*	*85,68*	*3,06*	*1,60*	*229,41*
2	*85,68*	*110,16*	*3,06*	*1,59*	*299,64*
1	*110,16*	*137,7*	*3,06*	*1,59*	*379,23*
RDC	*137,7*	*168,3*	*3,06*	*1,58*	*468,18*
S2	*168,3*	*201,96*	*3,06*	*1,58*	*566,50*
S1	*201,96*	*250,92*	*4,08*	*2,11*	*923,88*

TAB IV-10 : *section des aires et position du CDG.*

❖ Calcul de la flèche :

$$f_{s1} = \frac{923{,}88 \times 2{,}11}{EI} = \frac{\mathbf{1952{,}62}}{\boldsymbol{EI}}$$

$$f_{s2} = \frac{923{,}88 \times 5{,}17 + 566{,}50 \times 1{,}58}{EI} = \frac{\mathbf{5671{,}504}}{\boldsymbol{EI}}$$

$$f_{RDC} = \frac{923{,}88 \times 8{,}23 + 566{,}50 \times 4{,}64 + 468{,}18 \times 1{,}58}{EI} = \frac{\mathbf{10971{,}816}}{\boldsymbol{EI}}$$

$$f_1 = \frac{923{,}88 \times 11{,}29 + 566{,}50 \times 7{,}7 + 468{,}18 \times 4{,}64 + 379{,}23 \times 1{,}59}{EI} = \frac{\mathbf{17567{,}986}}{\boldsymbol{EI}}$$

$$f_2 = \frac{923{,}88 \times 14{,}35 + 566{,}50 \times 10{,}76 + 468{,}18 \times 7{,}7 + 379{,}23 \times 4{,}65 + 299{,}64 \times 1{,}59}{EI} = \frac{\mathbf{25198{,}051}}{\boldsymbol{EI}}$$

$$f_3 = \frac{\mathbf{33635{,}642}}{\boldsymbol{EI}} \qquad f_4 = \frac{\mathbf{42681{,}208}}{\boldsymbol{EI}} \qquad f_5 = \frac{\mathbf{52160{,}262}}{\boldsymbol{EI}}$$

$$f_6 = \frac{\mathbf{61930{,}921}}{\boldsymbol{EI}} \qquad f_7 = \frac{\mathbf{71878{,}204}}{\boldsymbol{EI}} \qquad f_8 = \frac{\mathbf{81916{,}325}}{\boldsymbol{EI}}$$

$$f_9 = \frac{\mathbf{91987{,}781}}{\boldsymbol{EI}}$$

IV.4.1.2 Calcul des déplacements des portiques :

$$\boldsymbol{E\Delta_n} = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$\boldsymbol{E\psi_n} = \frac{M_n}{12\times\sum K^n_{poteaux}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$

$\boldsymbol{h_e}$: Hauteur d'étage.

$\boldsymbol{M_n}$: Moment d'étage : $\boldsymbol{M_n} = T_n \times h_e$

$\boldsymbol{T_n}$: Effort tranchant au niveau « n ».

$\boldsymbol{E\theta}$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $\boldsymbol{E\theta_n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\times\sum K^n_{poutres}}$

- Pour les poteaux encastrés à la base : $\boldsymbol{E\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K^1_{poutres} + 2\sum K^1_{poteaux}}$

- Pour les poteaux articulés à la base : $\boldsymbol{E\theta_1} = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K^1_{poutres}}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

niveaux	portique	h_e (m)	M_n $(t.m)$	M_{n+1} $(t.m)$	$\sum K\ pot$ (m^3) 10^{-4}	$\sum K\ pout$ (m^3) 10^{-4}	$E\theta_n$ (t/m^2)	$E\psi_n$ (t/m^2)	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	EIf $(KN.m^3)$	I (m^4)	$\sum I$ (m^4)
9	(A-A)	3.06	3.06	0	17,961	19,379	65,793	273,562	8370,985	4,75 E+05	9,20E+04	0,194	2,040
	(B-B)	3.06	3.06	0	26,941	32,879	38,779	172,208	5269,555	2,93 E+05	9,20E+04	0,314	
	(C-C);(D-D);(E-E)	3.06	3.06	0	35,922	44,637	28,564	128,115	3920,332	2,18 E+05	9,20E+04	1,268	
	(F-F)	3.06	3.06	0	26,941	25,258	50,479	195,609	5985,626	3,47 E+05	9,20E+04	0,265	
8	(A-A)	3.06	6.12	3.06	17,961	19,379	197,379	544,781	16670,308	4,67 E+05	8,19E+04	0,175	1,850
	(B-B)	3.06	6.12	3.06	26,941	32,879	116,336	343,012	10496,170	2,88 E+05	8,19E+04	0,284	
	(C-C); (D-D);(E-E)	3.06	6.12	3.06	35,922	44,637	85,691	255,227	7809,934	2,14 E+05	8,19E+04	1,149	
	(F-F)	3.06	6.12	3.06	26,941	25,258	151,437	389,460	11917,461	3,41 E+05	8,19E+04	0,240	
7	(A-A)	3.06	9.18	6.12	30,368	19,659	324,281	641,050	19616,128	4,50 E+05	7,19E+04	0,160	1,684
	(B-B)	3.06	9.18	6.12	45,551	33,362	191,086	397,246	12155,716	2,78 E+05	7,19E+04	0,259	
	(C-C);(D-D);(E-E)	3.06	9.18	6.12	60,735	45,274	140,810	294,929	9024,824	2,06 E+05	7,19E+04	1,047	
	(F-F)	3.06	9.18	6.12	45,551	25,615	248,880	466,598	14277,887	3,29 E+05	7,19E+04	0,218	
6	(A-A)	3.06	12.24	9.18	30,368	19,659	453,993	854,733	26154,838	4,30 E+05	6,19E+04	0,144	1,517
	(B-B)	3.06	12.24	9.18	45,551	33,362	267,521	529,661	16207,622	2,65 E+05	6,19E+04	0,233	
	(C-C);(D-D);(E-E)	3.06	12.24	9.18	60,735	45,274	197,134	393,239	12033,098	1,97 E+05	6,19E+04	0,943	
	(F-F)	3.06	12.24	9.18	45,551	25,615	348,431	622,130	19037,183	3,15 E+05	6,19E+04	0,197	
5	(A-A)	3.06	15.3	12.24	30,368	19,659	583,705	1063,265	32535,895	4,04 E+05	5,22E+04	0,129	1,361
	(B-B)	3.06	15.3	12.24	45,551	33,362	343,955	658,989	20165,059	2,49 E+05	5,22E+04	0,209	
	(C-C);(D-D);(E-E)	3.06	15.3	12.24	60,735	45,274	253,458	489,339	14973,769	1,85 E+05	5,22E+04	0,846	
	(F-F)	3.06	15.3	12.24	45,551	25,615	447,983	773,796	23678,147	2,96 E+05	5,22E+04	0,176	

4	*(A-A)*	*3.06*	*18.36*	*15.3*	*48,214*	*19,947*	*703,113*	*1084,368*	*33181,656*	*3,72 E+05*	*4,27E+04*	*0,115*	***1,211***
	(B-B)	*3.06*	*18.36*	*15.3*	*72,321*	*33,859*	*414,215*	*663,428*	*20300,899*	*2,29 E+05*	*4,27E+04*	*0,186*	
	(C-C);(D-D);(E-E)	*3.06*	*18.36*	*15.3*	*96,428*	*45,929*	*305,364*	*491,792*	*15048,833*	*1,70 E+05*	*4,27E+04*	*0,753*	
	(F-F)	*3.06*	*18.36*	*15.3*	*72,321*	*25,982*	*539,801*	*800,431*	*24493,175*	*2,72 E+05*	*4,27E+04*	*0,157*	
3	*(A-A)*	*3.06*	*21.42*	*18.36*	*48,214*	*19,947*	*830,952*	*1265,096*	*38711,932*	*3,39 E+05*	*3,36E+04*	*0,099*	***1,048***
	(B-B)	*3.06*	*21.42*	*18.36*	*72,321*	*33,859*	*489,527*	*773,999*	*23684,383*	*2,09 E+05*	*3,36E+04*	*0,161*	
	(C-C);(D-D);(E-E)	*3.06*	*21.42*	*18.36*	*96,428*	*45,929*	*360,885*	*573,757*	*17556,972*	*1,55 E+05*	*3,36E+04*	*0,651*	
	(F-F)	*3.06*	*21.42*	*18.36*	*72,321*	*25,982*	*637,947*	*933,836*	*28575,371*	*2,48 E+05*	*3,36E+04*	*0,136*	
2	*(A-A)*	*3.06*	*24.48*	*21.42*	*48,214*	*19,947*	*958,791*	*1437,858*	*43998,458*	*3,00 E+05*	*2,52E+04*	*0,084*	***0,886***
	(B-B)	*3.06*	*24.48*	*21.42*	*72,321*	*33,859*	*564,839*	*879,797*	*26921,800*	*1,85 E+05*	*2,52E+04*	*0,136*	
	(C-C);(D-D);(E-E)	*3.06*	*24.48*	*21.42*	*96,428*	*45,929*	*416,405*	*652,312*	*19960,744*	*1,37 E+05*	*2,52E+04*	*0,550*	
	(F-F)	*3.06*	*24.48*	*21.42*	*72,321*	*25,982*	*736,092*	*1061,262*	*32474,629*	*2,19 E+05*	*2,52E+04*	*0,115*	
1	*(A-A)*	*3.06*	*27.54*	*24.48*	*72,844*	*20,244*	*1070,698*	*1448,739*	*44331,413*	*2,56 E+05*	*1,76E+04*	*0,069*	***0,723***
	(B-B)	*3.06*	*27.54*	*24.48*	*109,265*	*34,372*	*630,604*	*877,738*	*26858,769*	*1,58 E+05*	*1,76E+04*	*0,111*	
	(C-C);(D-D);(E-E)	*3.06*	*27.54*	*24.48*	*145,687*	*46,602*	*465,105*	*649,993*	*19889,792*	*1,17 E+05*	*1,76E+04*	*0,449*	
	(F-F)	*3.06*	*27.54*	*24.48*	*109,265*	*26,360*	*822,281*	*1080,690*	*33069,101*	*1,87 E+05*	*1,76E+04*	*0,094*	
RDC	*(A-A)*	*3.06*	*30.6*	*27.54*	*72,844*	*20,244*	*1196,663*	*1599,875*	*48956,184*	*2,12 E+05*	*1,10E+04*	*0,052*	***0,545***
	(B-B)	*3.06*	*30.6*	*27.54*	*109,265*	*34,372*	*704,793*	*969,371*	*29662,763*	*1,31 E+05*	*1,10E+04*	*0,084*	
	(C-C);(D-D);(E-E)	*3.06*	*30.6*	*27.54*	*145,687*	*46,602*	*519,823*	*717,991*	*21970,526*	*9,75 E+04*	*1,10E+04*	*0,338*	
	(F-F)	*3.06*	*30.6*	*27.54*	*109,265*	*26,360*	*919,020*	*1193,384*	*36517,549*	*1,53 E+05*	*1,10E+04*	*0,072*	
S2	*(A-A)*	*3.06*	*33.66*	*30.6*	*105,726*	*20,549*	*1302,958*	*1639,293*	*50162,371*	*1,63 E+05*	*5,67E+03*	*0,035*	***0,364***
	(B-B)	*3.06*	*33.66*	*30.6*	*158,590*	*34,900*	*767,196*	*998,187*	*30544,520*	*1,02 E+05*	*5,67E+03*	*0,056*	
	(C-C);(D-D);(E-E)	*3.06*	*33.66*	*30.6*	*211,453*	*47,298*	*566,094*	*739,826*	*22638,684*	*7,55 E+04*	*5,67E+03*	*0,225*	
	(F-F)	*3.06*	*33.66*	*30.6*	*158,590*	*26,748*	*1000,994*	*1212,807*	*37111,896*	*1,17 E+05*	*5,67E+03*	*0,049*	

S1	*(A-A)*	*4.08*	*48.96*	*44.88*	*78,110*	*20,549*	*1445,014*	*1244,847*	*50789,764*	*1,12 E+05*	*1,95E+03*	*0,017*	***0,180***
	(B-B)	*4.08*	*48.96*	*44.88*	*117,165*	*34,900*	*875,434*	*785,944*	*32066,514*	*7,10 E+04*	*1,95E+03*	*0,027*	
	(C-C);(D-D);(E-E)	*4.08*	*48.96*	*44.88*	*156,220*	*47,298*	*648,251*	*585,296*	*23880,064*	*5,29 E+04*	*1,95E+03*	*0,111*	
	(F-F)	*4.08*	*48.96*	*44.88*	*117,165*	*26,748*	*1070,876*	*883,665*	*36053,535*	*7,98 E+04*	*1,95E+03*	*0,024*	

TAB IV-11 : *Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).*

Niveaux	*portique*	h_e (m)	M_n $(t.m)$	M_{n+1} $(t.m)$	$\sum K\,pot$ (m^3) 10^{-4}	$\sum K\,pout$ (m^3) 10^{-4}	$E\theta_n$ (t/m^2)	$E\psi_n$ (t/m^2)	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	EIf $(KN.m^3)$	I (m^4)	$\sum I$ (m^4)
9	(1-1); (8-8)	3,06	3,06	0	*17,644*	*13,708*	*93,011*	*200,475*	*6134,543*	*4,44 E+05*	*9,20 E+04*	0,414	***2,192***
	(2-2); (7-7)	3,06	3,06	0	*22,055*	*18,484*	*68,978*	*149,518*	*4575,263*	*3,30 E+05*	*9,20 E+04*	0,558	
	(3-3); (6-6)	3,06	3,06	0	*26,466*	*22,640*	*56,317*	*122,268*	*3741,401*	*2,70 E+05*	*9,20 E+04*	0,682	
	(4-4); (5-5)	3,06	3,06	0	*22,055*	*17,864*	*71,373*	*154,309*	*4721,849*	*3,42 E+05*	*9,20 E+04*	0,538	
8	(1-1); (8-8)	3,06	6,12	3,06	*17,644*	*13,708*	*279,034*	*397,615*	*12167,018*	*4,38 E+05*	*8,19 E+04*	0,374	***1,978***
	(2-2); (7-7)	3,06	6,12	3,06	*22,055*	*18,484*	*206,935*	*296,537*	*9074,030*	*3,26 E+05*	*8,19 E+04*	0,502	
	(3-3); (6-6)	3,06	6,12	3,06	*26,466*	*22,640*	*168,950*	*242,534*	*7421,536*	*2,66 E+05*	*8,19 E+04*	0,616	
	(4-4); (5-5)	3,06	6,12	3,06	*22,055*	*17,864*	*214,120*	*306,114*	*9367,092*	*3,37 E+05*	*8,19 E+04*	0,486	
7	(1-1); (8-8)	3,06	9,18	6,12	*29,837*	*13,908*	*458,386*	*575,702*	*17616,493*	*4,26 E+05*	*7,19 E+04*	0,338	***1,786***
	(2-2); (7-7)	3,06	9,18	6,12	*37,296*	*18,756*	*339,891*	*428,381*	*13108,461*	*3,17 E+05*	*7,19 E+04*	0,454	
	(3-3); (6-6)	3,06	9,18	6,12	*44,755*	*22,967*	*277,578*	*350,187*	*10715,717*	*2,59 E+05*	*7,19 E+04*	0,556	
	(4-4); (5-5)	3,06	9,18	6,12	*37,296*	*18,118*	*351,860*	*442,744*	*13547,955*	*3,28 E+05*	*7,19 E+04*	0,438	
6	(1-1); (8-8)	3,06	12,24	9,18	*29,837*	*13,908*	*641,740*	*767,603*	*23488,658*	*4,08 E+05*	*6,19 E+04*	0,304	***1,606***
	(2-2); (7-7)	3,06	12,24	9,18	*37,296*	*18,756*	*475,848*	*571,175*	*17477,947*	*3,04 E+05*	*6,19 E+04*	0,408	
	(3-3); (6-6)	3,06	12,24	9,18	*44,755*	*22,967*	*388,609*	*466,916*	*14287,623*	*2,48 E+05*	*6,19 E+04*	0,5	
	(4-4); (5-5)	3,06	12,24	9,18	*37,296*	*18,118*	*492,604*	*590,325*	*18063,940*	*3,14 E+05*	*6,19 E+04*	0,394	
5	(1-1); (8-8)	3,06	15,3	12,24	*29,837*	*13,908*	*825,094*	*952,165*	*29136,264*	*3,85 E+05*	*5,22 E+04*	0,272	***1,434***
	(2-2); (7-7)	3,06	15,3	12,24	*37,296*	*18,756*	*611,804*	*708,469*	*21679,153*	*2,86 E+05*	*5,22 E+04*	0,364	
	(3-3); (6-6)	3,06	15,3	12,24	*44,755*	*22,967*	*499,641*	*579,239*	*17724,729*	*2,34 E+05*	*5,22 E+04*	0,446	
	(4-4); (5-5)	3,06	15,3	12,24	*37,296*	*18,118*	*633,348*	*732,397*	*22411,352*	*2,96 E+05*	*5,22 E+04*	0,352	

4	(1-1); (8-8)	3,06	18,36	15,3	*47,379*	*14,113*	*993,772*	*1116,408*	*34162,071*	*3,56 E+05*	*4,27 E+04*	0,24	***1,268***
	(2-2); (7-7)	3,06	18,36	15,3	*59,223*	*19,036*	*736,762*	*829,575*	*25384,985*	*2,64 E+05*	*4,27 E+04*	0,322	
	(3-3); (6-6)	3,06	18,36	15,3	*71,068*	*23,303*	*601,862*	*678,105*	*20750,011*	*2,16 E+05*	*4,27 E+04*	0,394	
	(4-4); (5-5)	3,06	18,36	15,3	*59,223*	*18,380*	*763,074*	*858,279*	*26263,340*	*2,74 E+05*	*4,27 E+04*	0,312	
3	(1-1); (8-8)	3,06	21,42	18,36	*47,379*	*14,113*	*1174,457*	*1302,475*	*39855,749*	*3,22 E+05*	*3,36 E+04*	0,21	***1,108***
	(2-2); (7-7)	3,06	21,42	18,36	*59,223*	*19,036*	*870,719*	*967,837*	*29615,816*	*2,39 E+05*	*3,36 E+04*	0,282	
	(3-3); (6-6)	3,06	21,42	18,36	*71,068*	*23,303*	*711,291*	*791,122*	*24208,347*	*1,95 E+05*	*3,36 E+04*	0,344	
	(4-4); (5-5)	3,06	21,42	18,36	*59,223*	*18,380*	*901,815*	*1001,326*	*30640,563*	*2,47 E+05*	*3,36 E+04*	0,272	
2	(1-1); (8-8)	3,06	24,48	21,42	*47,379*	*14,113*	*1355,143*	*1477,210*	*45202,638*	*2,82 E+05*	*2,52 E+04*	0,178	***0,944***
	(2-2); (7-7)	3,06	24,48	21,42	*59,223*	*19,036*	*1004,675*	*1097,606*	*33586,742*	*2,09 E+05*	*2,52 E+04*	0,24	
	(3-3); (6-6)	3,06	24,48	21,42	*71,068*	*23,303*	*820,720*	*897,337*	*27458,526*	*1,71 E+05*	*2,52 E+04*	0,294	
	(4-4); (5-5)	3,06	24,48	21,42	*59,223*	*18,380*	*1040,556*	*1135,867*	*34757,518*	*2,17 E+05*	*2,52 E+04*	0,232	
1	(1-1); (8-8)	3,06	27,54	24,48	*71,592*	*14,324*	*1513,163*	*1634,229*	*50007,410*	*2,37 E+05*	*1,76 E+04*	0,148	***0,786***
	(2-2); (7-7)	3,06	27,54	24,48	*89,490*	*19,324*	*1121,645*	*1213,269*	*37126,035*	*1,76 E+05*	*1,76 E+04*	0,2	
	(3-3); (6-6)	3,06	27,54	24,48	*107,388*	*23,649*	*916,545*	*991,830*	*30350,004*	*1,44 E+05*	*1,76 E+04*	0,244	
	(4-4); (5-5)	3,06	27,54	24,48	*89,490*	*18,649*	*1162,286*	*1256,301*	*38442,799*	*1,82 E+05*	*1,76 E+04*	0,194	
RDC	(1-1); (8-8)	3,06	30,6	27,54	*71,592*	*14,324*	*1691,182*	*1801,793*	*55134,878*	*1,87 E+05*	*1,10 E+04*	0,118	***0,622***
	(2-2); (7-7)	3,06	30,6	27,54	*89,490*	*19,324*	*1253,603*	*1337,573*	*40929,736*	*1,39 E+05*	*1,10 E+04*	0,158	
	(3-3); (6-6)	3,06	30,6	27,54	*107,388*	*23,649*	*1024,374*	*1093,619*	*33464,753*	*1,13 E+05*	*1,10 E+04*	0,194	
	(4-4); (5-5)	3,06	30,6	27,54	*89,490*	*18,649*	*1299,025*	*1385,368*	*42392,247*	*1,44 E+05*	*1,10 E+04*	0,152	
S2	(1-1); (8-8)	3,06	33,66	30,6	*103,925*	*14,542*	*1841,168*	*2291,919*	*70132,730*	*1,31 E+05*	*5,67 E+03*	0,086	***0,456***
	(2-2); (7-7)	3,06	33,66	30,6	*129,907*	*19,622*	*1364,554*	*1700,210*	*52026,429*	*9,77 E+04*	*5,67 E+03*	0,116	
	(3-3); (6-6)	3,06	33,66	30,6	*155,888*	*24,005*	*1115,374*	*1390,081*	*42536,473*	*7,99 E+04*	*5,67 E+03*	0,142	
	(4-4); (5-5)	3,06	33,66	30,6	*129,907*	*18,926*	*1414,720*	*1761,923*	*53914,850*	*1,01 E+05*	*5,67 E+03*	0,112	

S1	(1-1); (8-8)	4,08	48,96	44,88	*77,123*	*14,542*	*2688,690*	*1397,247*	*57007,695*	*6,13 E+04*	*1,95 E+03*	0,064	***0,336***
	(2-2); (7-7)	4,08	48,96	44,88	*96,404*	*19,622*	*1992,682*	*1038,663*	*42377,446*	*4,57 E+04*	*1,95 E+03*	0,086	
	(3-3); (6-6)	4,08	48,96	44,88	*115,684*	*24,005*	*1628,800*	*849,669*	*34666,475*	*3,74 E+04*	*1,95 E+03*	0,104	
	(4-4); (5-5)	4,08	48,96	44,88	*96,404*	*18,926*	*2065,941*	*1075,293*	*43871,938*	*4,72 E+04*	*1,95 E+03*	0,082	

TAB IV-12 : *Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).*

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivant :

Niv / ***Sens***	***S1***	***S2***	***RDC***	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***	***Inertie Moyenne***
X-X	0,180	0,364	0,545	0,723	0,886	1,048	1,211	1,361	1,517	1,684	1,85	2,04	***1,117***
Y-Y	0,336	0,456	0,622	0,786	0,944	1,108	1,268	1,434	1,606	1,786	1,978	2,192	***1,210***

❖ Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

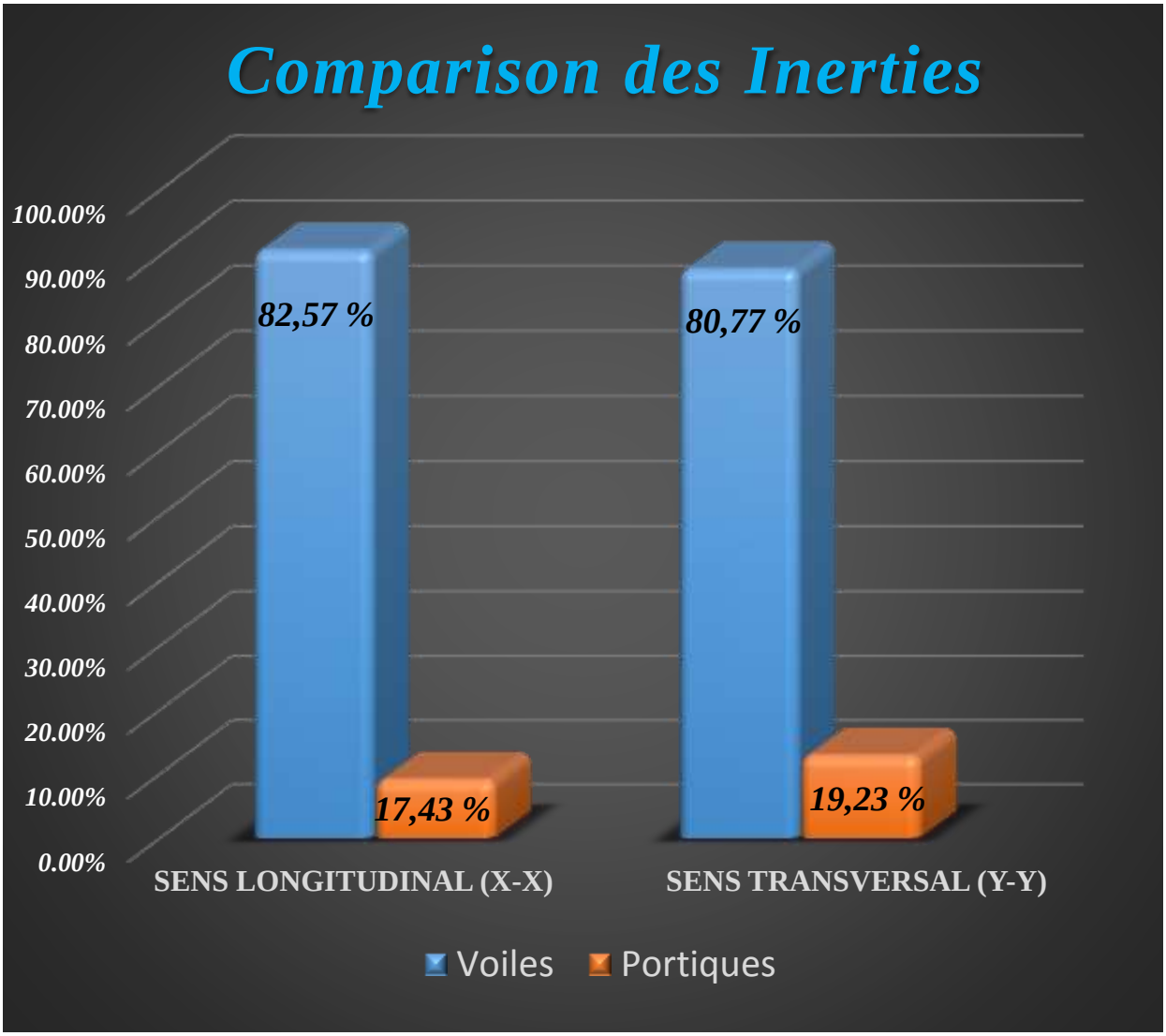
Sens X-X

	Inerties (m^4)	***Pourcentage %***
Portiques	***1,117***	*17,43 %*
Voiles	***5,291***	*82,57 %*
Voiles + Portiques	***6,408***	*100 %*

Sens Y-Y

	Inerties (m^4)	***Pourcentage %***
Portiques	***1,210***	*19,23 %*
Voiles	***5,085***	*80,77 %*
Voiles + Portiques	***6,295***	*100 %*

TAB IV-13 : *Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y).*



Remarque :

En comparant les résultats, on voit que les inerties des portiques sont très faibles par rapport aux inerties des voiles dans les deux sens (X-X) et (Y-Y).
Et que les portiques reprennent moins de 25 % des sollicitations dues aux charges verticales, par contre les voiles reprennent plus de 75 % des sollicitations aux charges verticales.

Conclusion :

Notre structure est contreventée par des voiles porteurs en béton armé qui est un système constitué de voiles et de portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 80 % des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que les sollicitations horizontale sont reprisent uniquement par les voiles.

Chapitre V

MODÉLISATION ET VÉRIFICATION DES EXIGENCES RPA



1ère Partie : Présentation du logiciel Robot Structurale Analysis Professional 2010.

V.1.1 Introduction :

Le logiciel ***Robot Structurale Analysis,*** est un progiciel CAO/DAO destiné à dimensionner, modéliser et analyser les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, …etc.) en utilisant la méthode d'analyse par éléments fini (MEF).

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferraillage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants.

Pour faciliter le travail de l'ingénieure, il dispose d'un vaste ensemble d'outils qui simplifiant l'étude des structures.

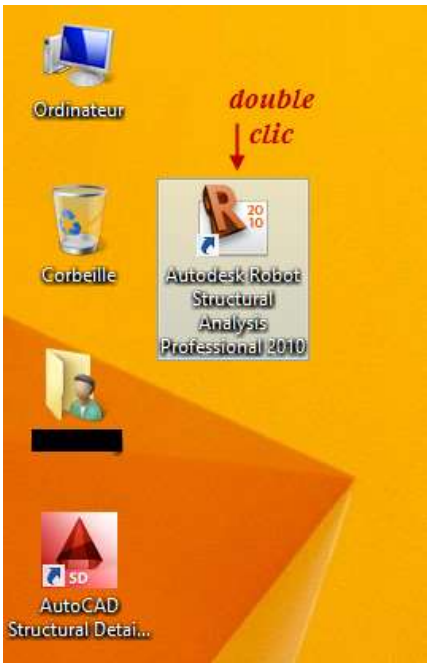
Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- ✓ Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO),
- ✓ Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- ✓ Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread),
- ✓ Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- ✓ Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier,
- ✓ Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

V.1.2 Manipulation du logiciel :

❖ Lancement du Programme Robot :

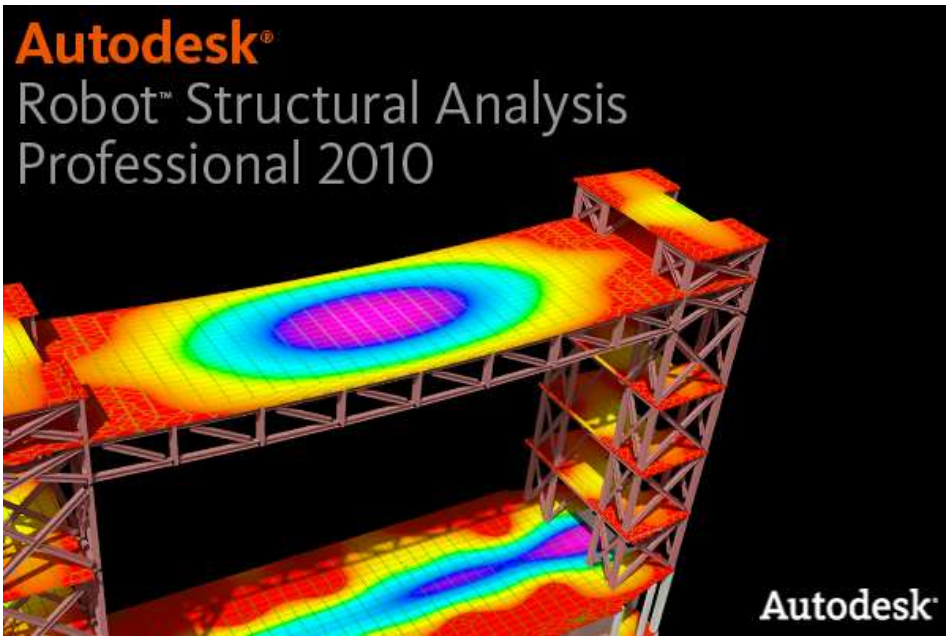
Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée une icône sur le bureau de l'ordinateur qui est destiné à lancer le logiciel en effectuant un double clic, ou par un clic sur le bouton droit de la souris, puis clic sur « ***ouvrir*** » .



Ou



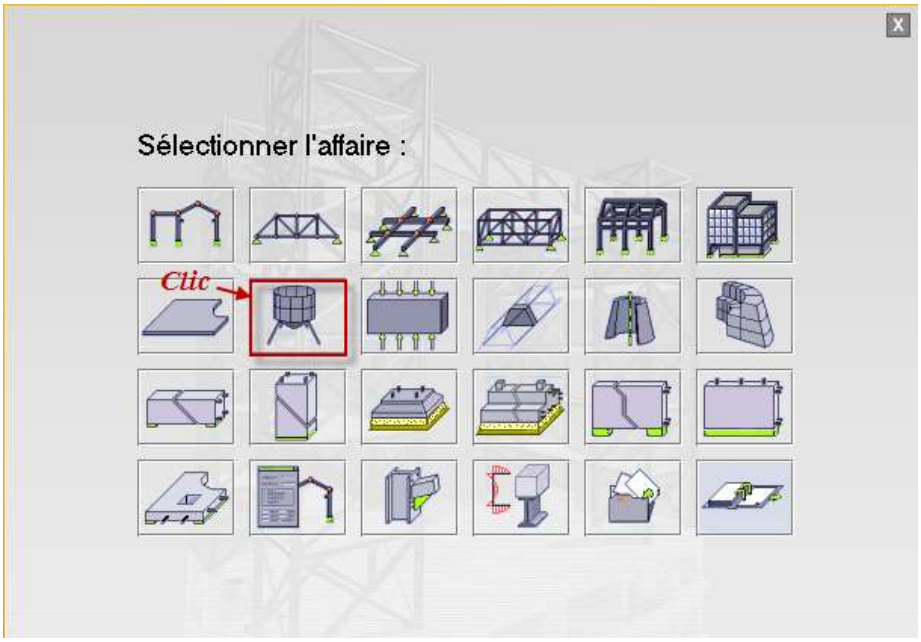
Ce qui donne l'écran de chargement suivant :



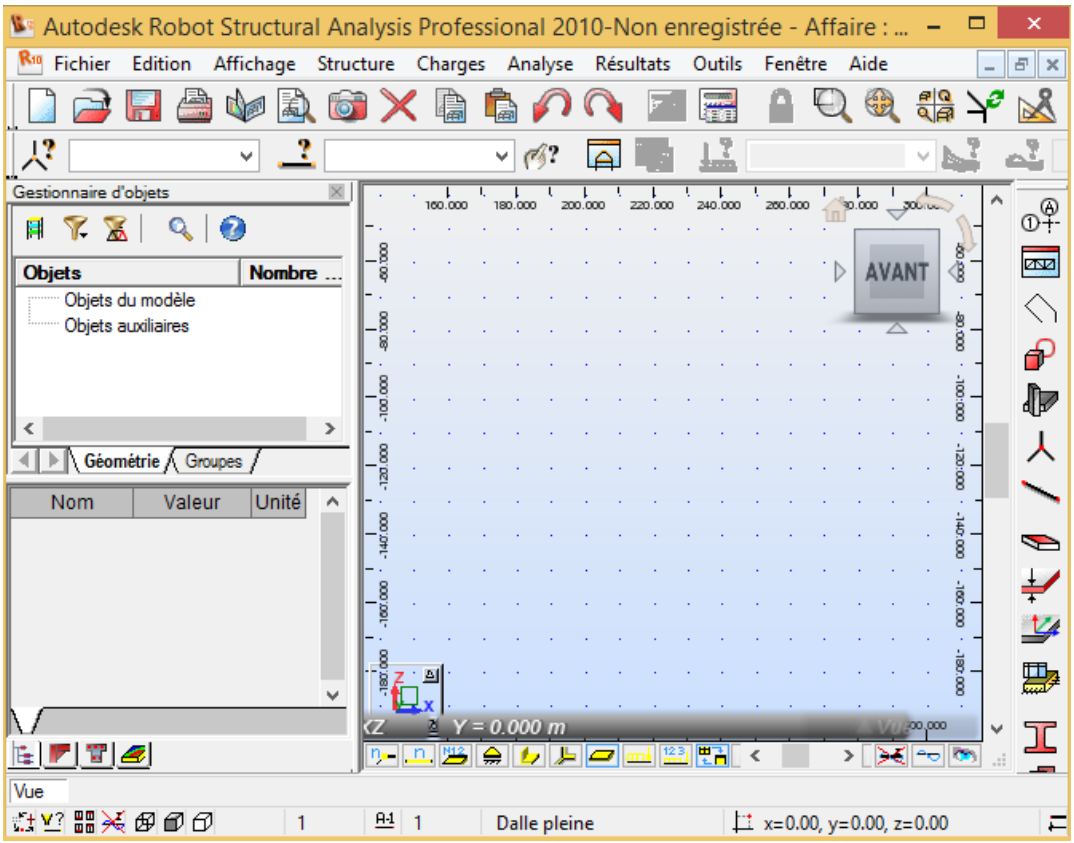
❖ *Choix du type de la structure :*

Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.

Dans notre cas on choisira le type « ***Coque*** » pour l'étude de notre structure.

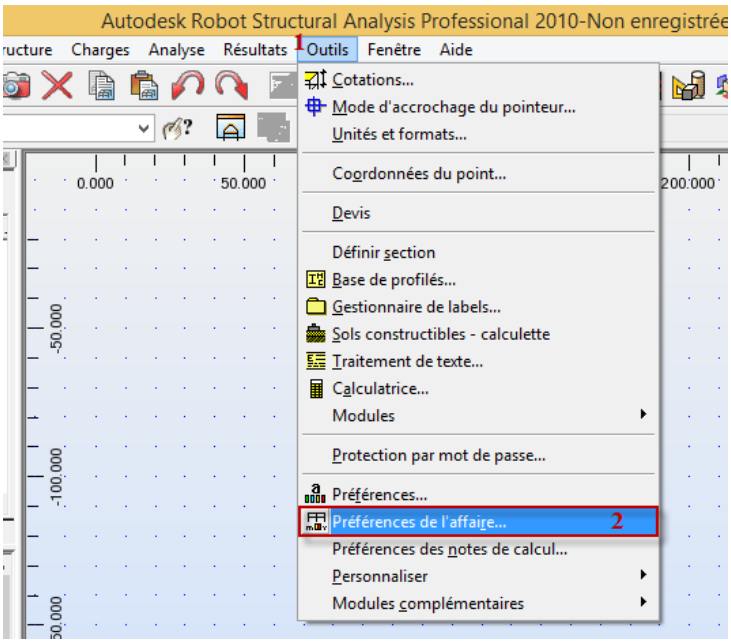


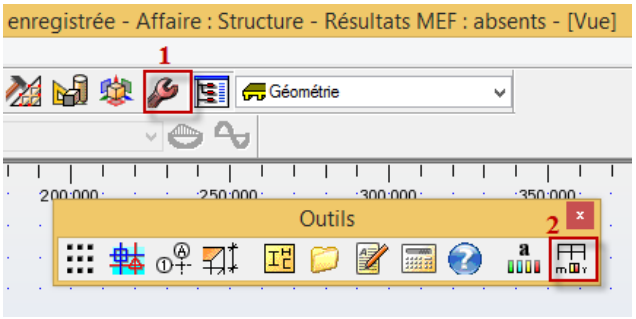
La nouvelle affaire s'affiche :



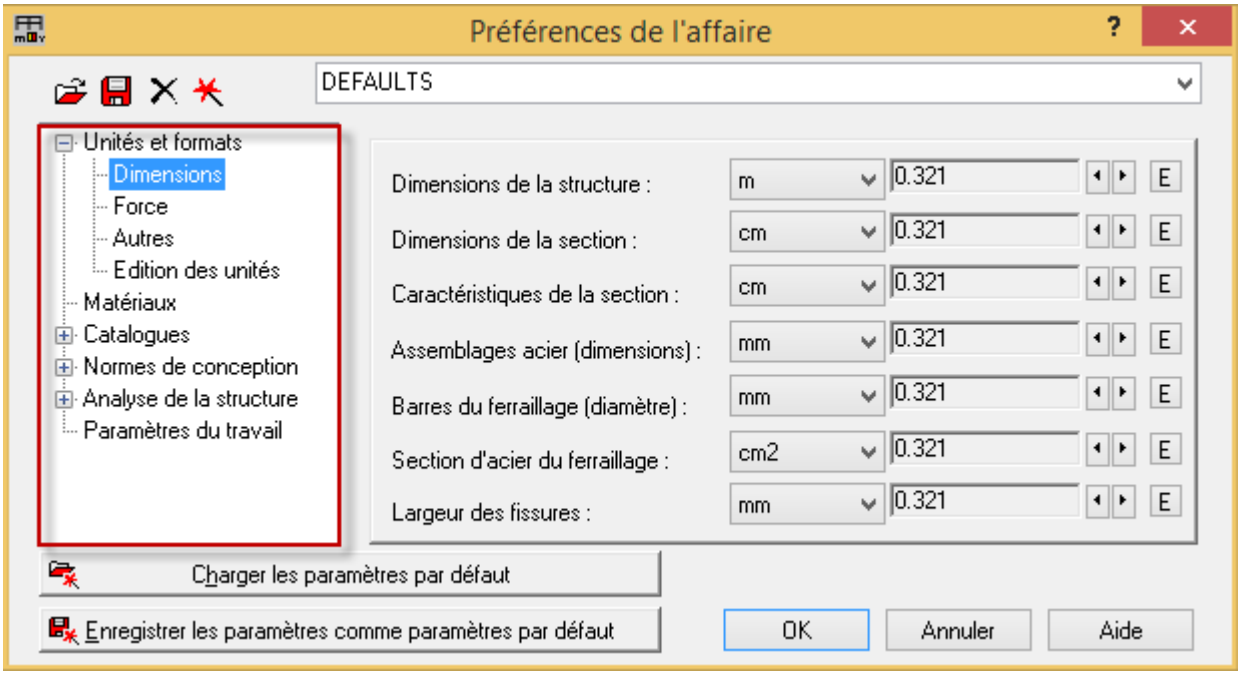
❖ *Configuration des préférences de l'affaire :*

Dans le menu « ***outils*** » on choisit « ***préférences de l'affaire*** », ou à partir de la barre d'outils ont clic sur l'icône  puis sur  pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.





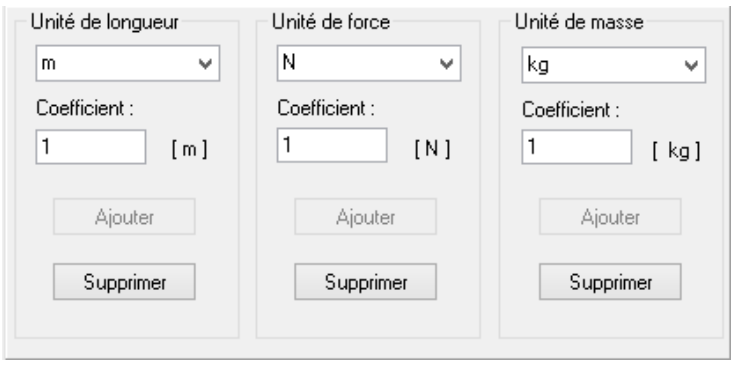
La boite de dialogue « ***préférences de l'affaire*** » s'affiche, on peut alors les configurer :



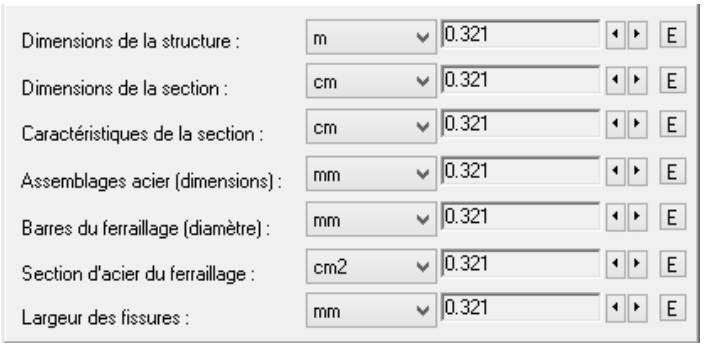
Par convention, on met toutes les valeurs à trois (03) chiffres après la virgule.

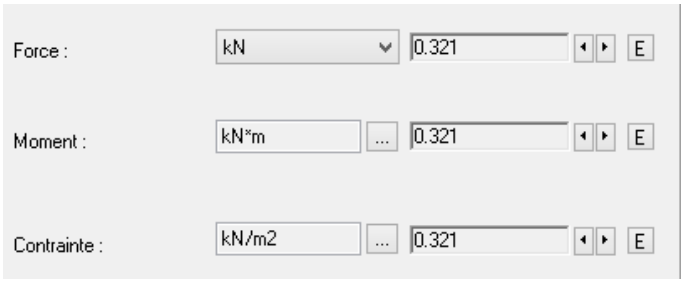
- ***Unités et formats :***

Edition des unités :

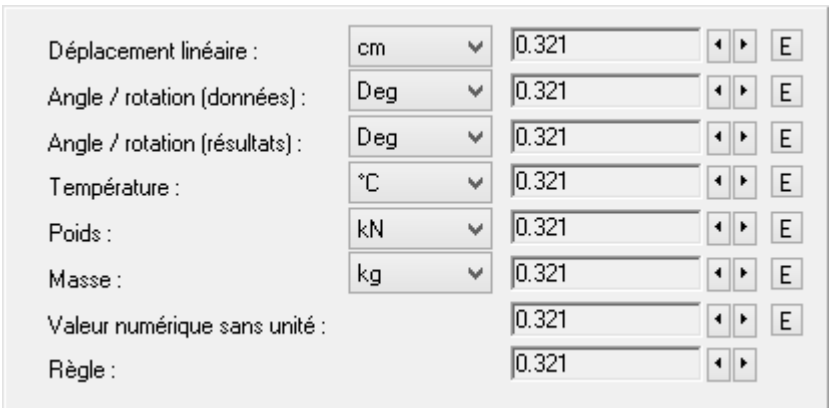


Dimension et Force :

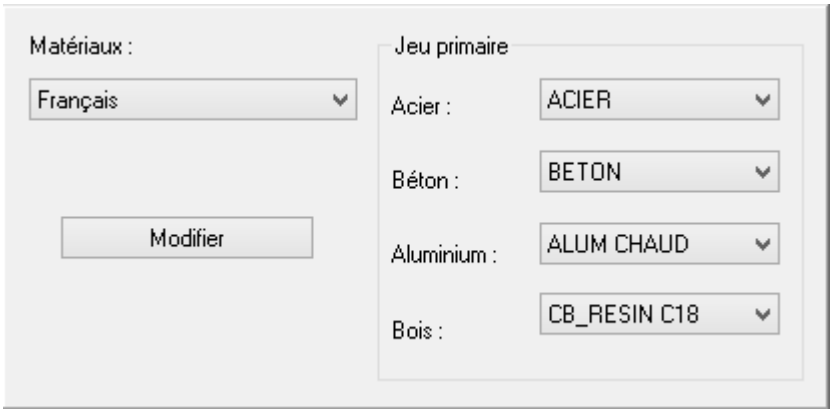




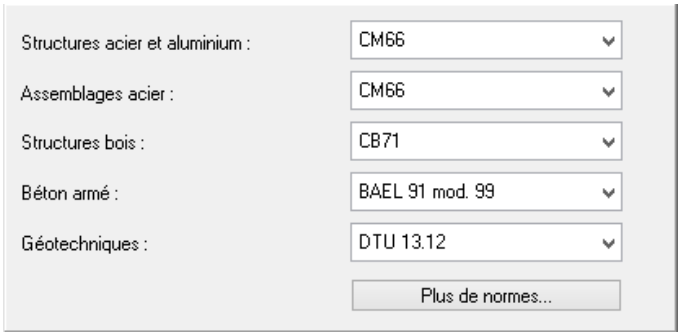
Autres :



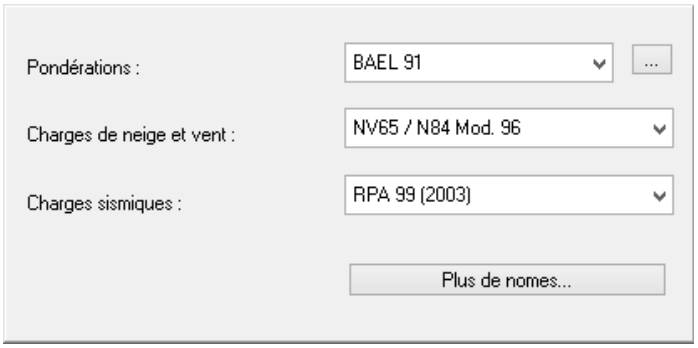
- ***Matériaux :***



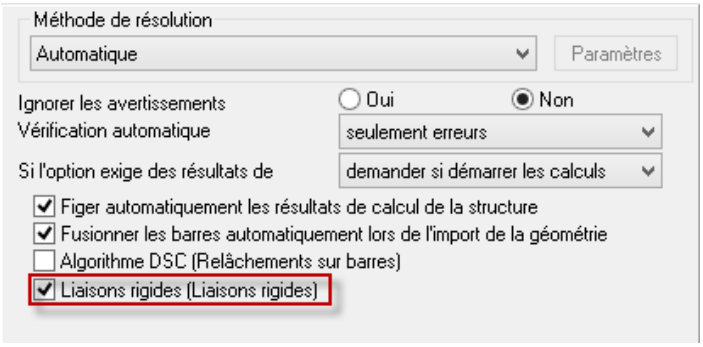
➢ ***Normes de conceptions :***



➢ ***Charge :***

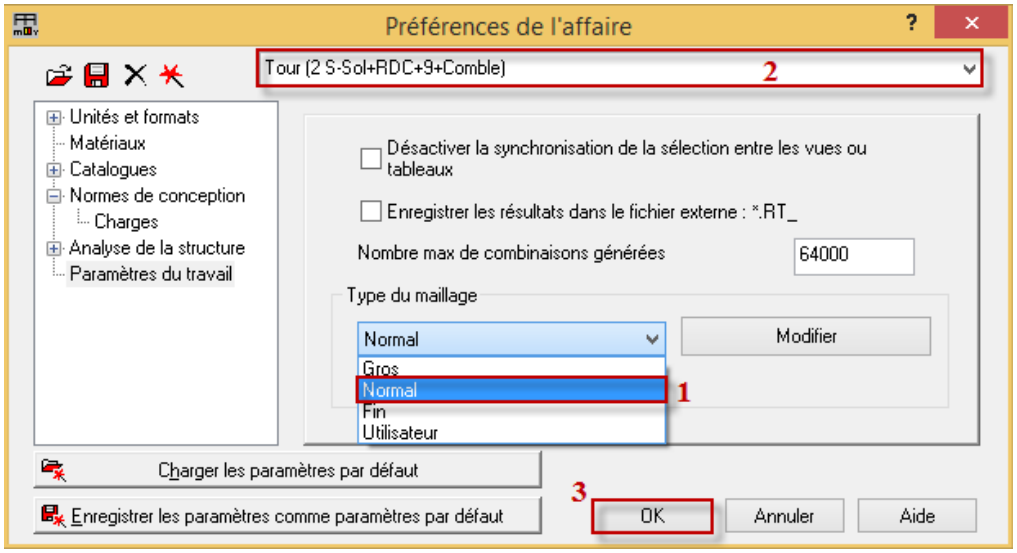


➢ ***Liaison rigides*** :



➢ ***Paramètres de travail :***

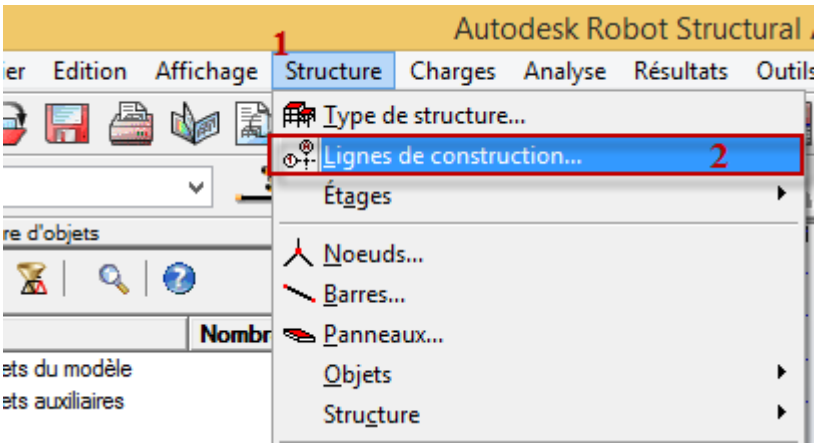
En fin, on donne un nom à la nouvelle configuration (***Tour 2 S-Sol + RDC + 9 + Comble***).



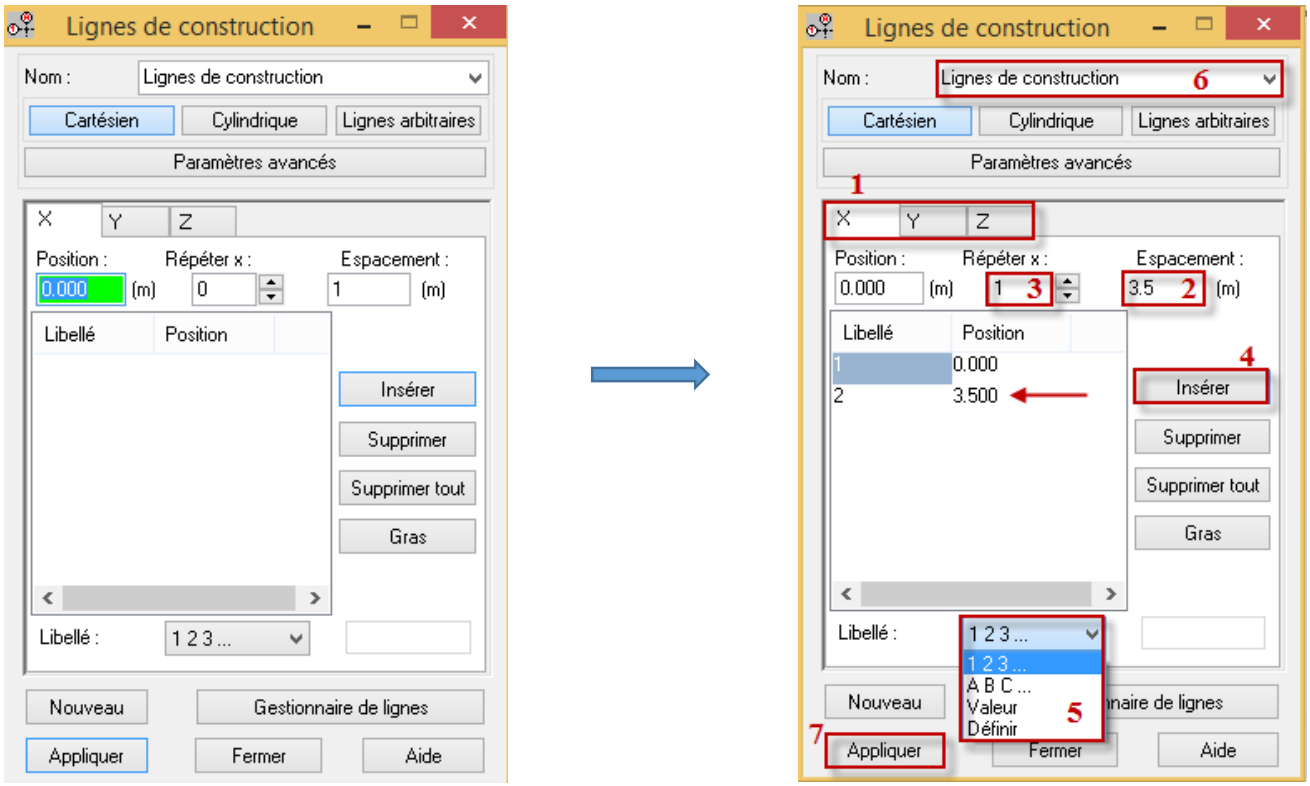
❖ *Lignes de construction :*

La commande qui sert à définir les lignes de construction est accessible par : Le menu déroulant **« Structure »** commande **« Lignes de construction ».**

Ou par la barre d'outils, icône 



La boite de dialogue suivante s'affiche :

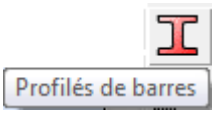


On commence par choisir l'axe des lignes de construction « ***X, Y, Z*** », puis on introduit les distance entre les lignes et leurs nombre de répétition, puis on clique sur « ***insérer*** ».

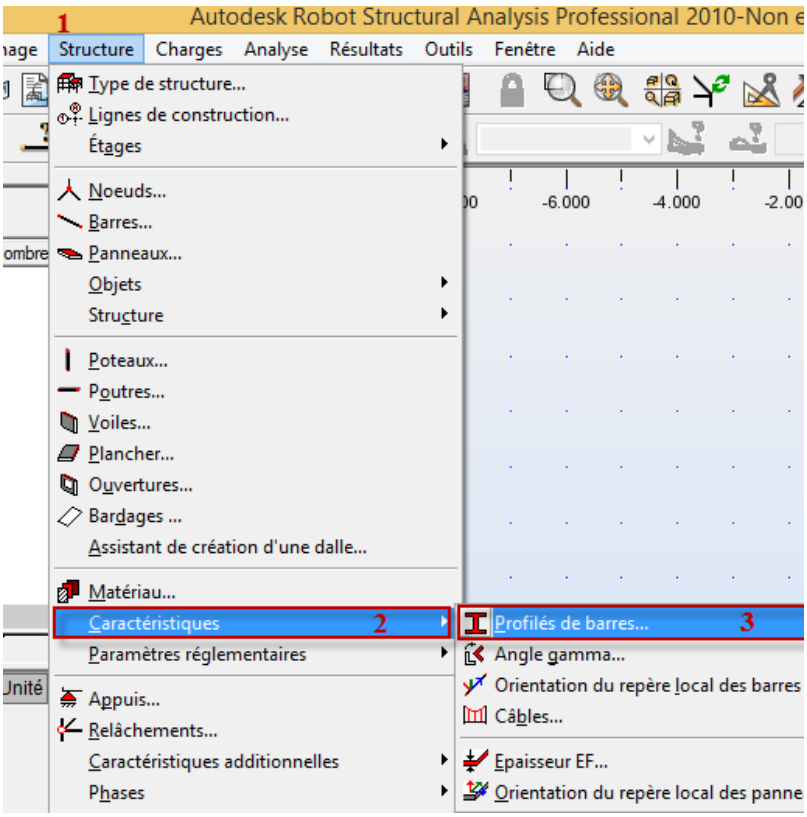
Avant de finir l'introduction des lignes de construction, on donne un nom au projet et le libellé des lignes selon chaque axe « ***1 2 3 ; A B C ; …*** » puis on clique sur « ***appliquer*** ».

❖ *Définition des sections poteaux et poutres (Profilés des barres)*

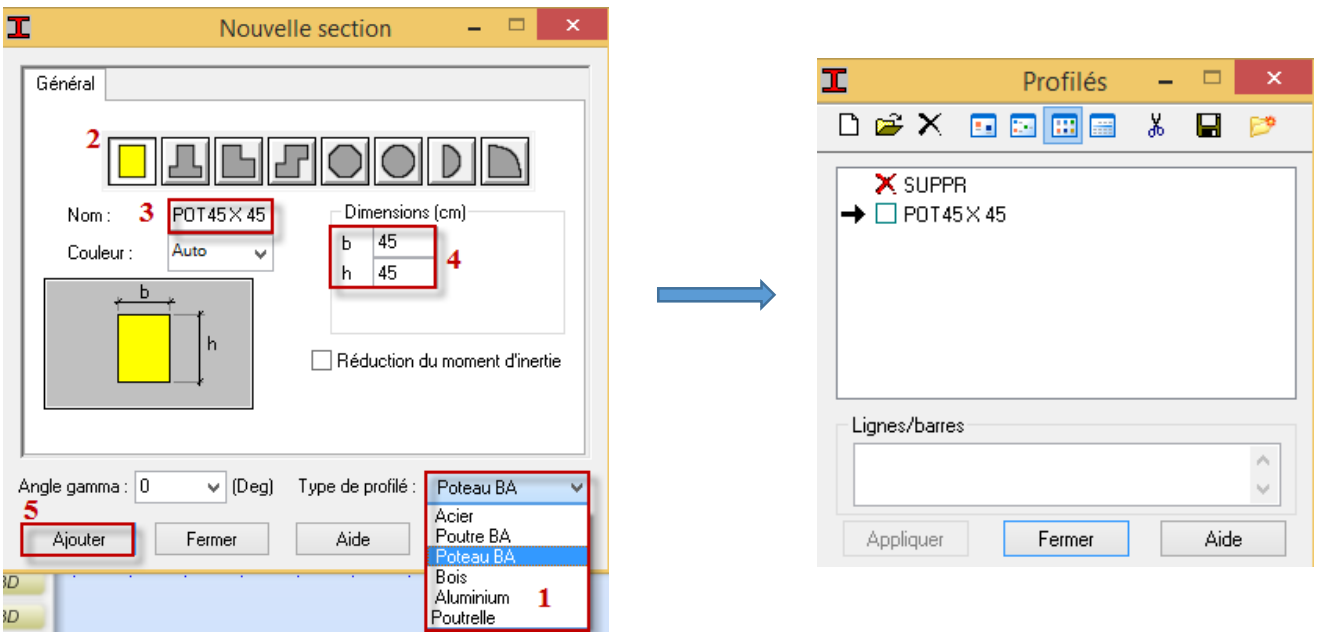
Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales des éléments barre qui existent dans la structure.

A partir du menu déroulant « ***structure*** », « ***caractéristiques*** » puis « ***profilés des barres*** », ou bien en cliquant sur l'icône 

dans la barre d'outils vertical a droite de l'écran.



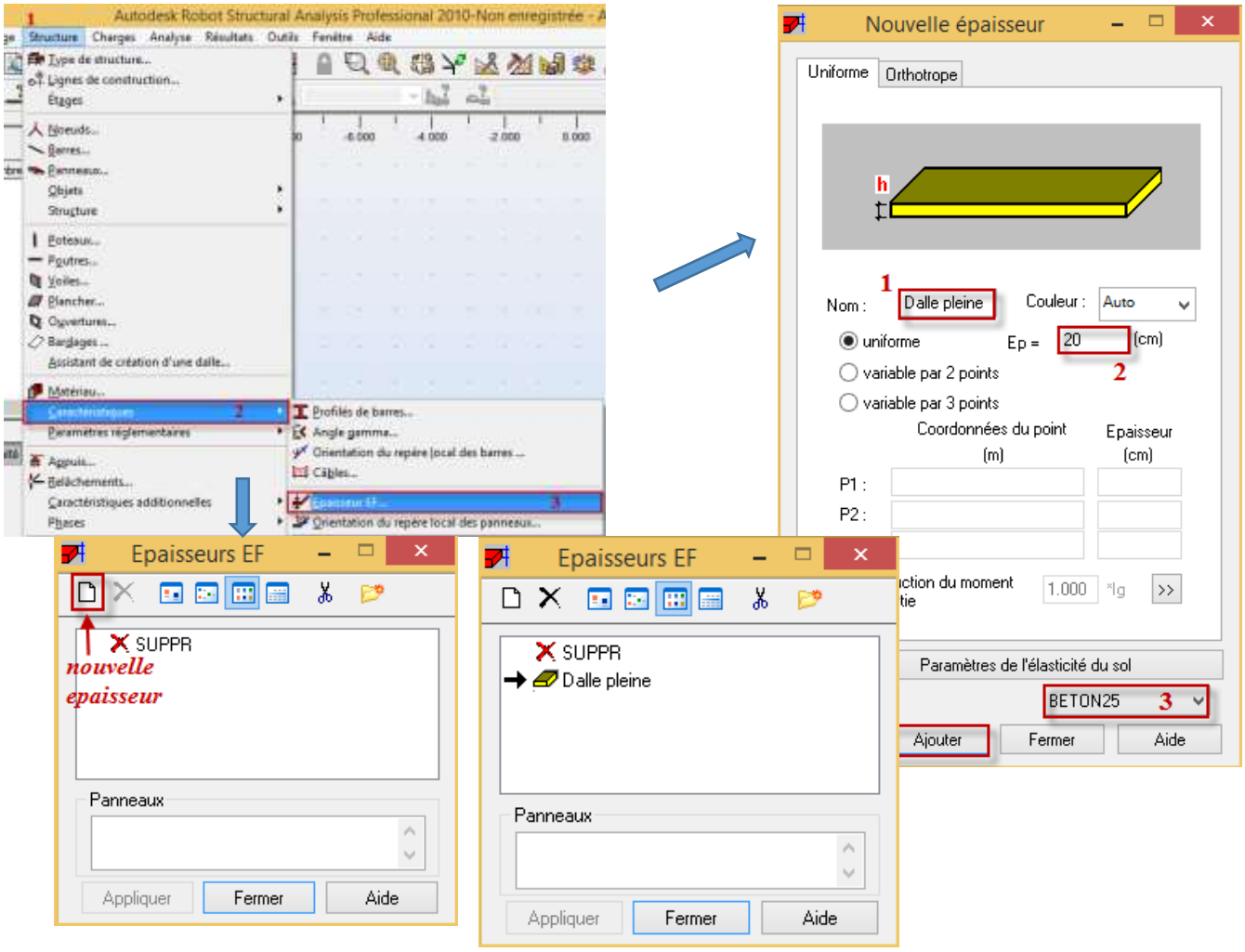
Une boite dialogue apparait, on clique sur « ***Définir un nouveau profilé*** », on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions.



❖ *Définition des éléments panneaux :*

A partir du menu déroulant « ***structure*** », « ***caractéristiques*** » puis « ***Epaisseur EF…*** », ou bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.

Une boîte de dialogue apparait, après un clic sur **« *définir nouvelle épaisseur* »** et sur l'onglet **« *Uniforme* »** on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

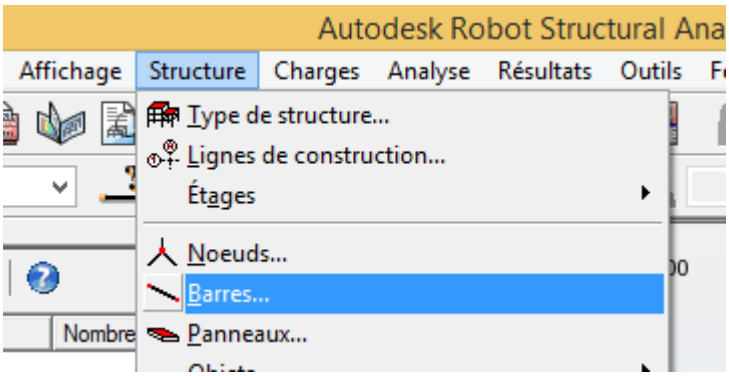


❖ *Affectation des éléments barre (Poteaux ; Poutres) :*

La commande est accessible :

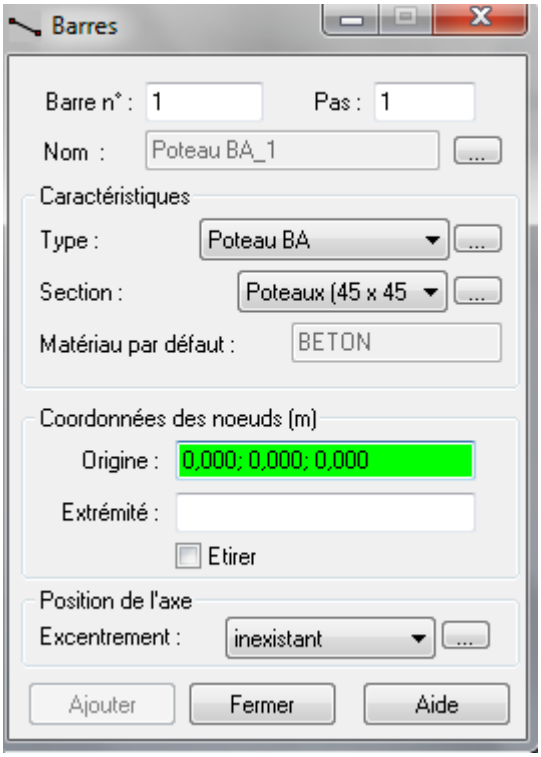
- Par le menu déroulant **« Structures »,** commande **« Barres ».**

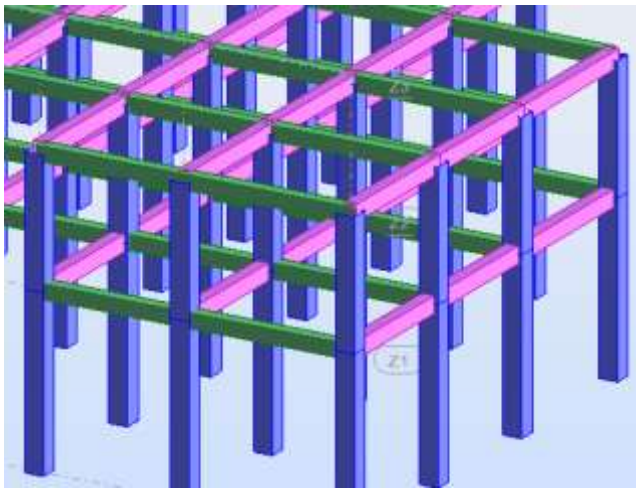
Ou bien Par la barre d'outils, icône 



Une boîte de dialogue s'affiche,

On choisit l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.

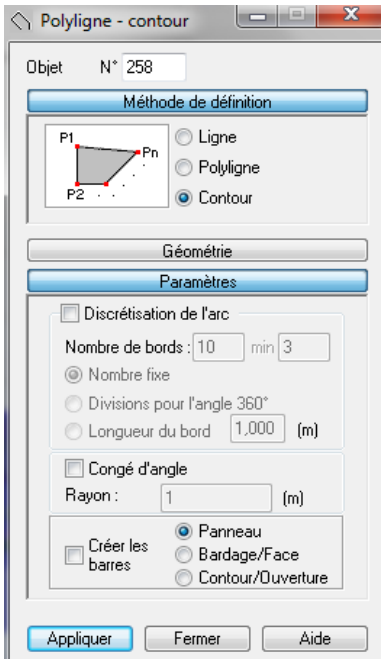




❖ *Affectation des éléments surfaciques (Dalle pleine, Escalier, Voiles) :*

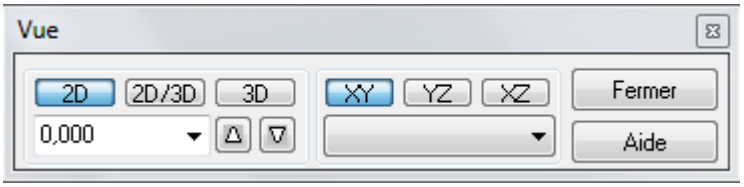
La commande Panneaux sert à définir les panneaux dans la structure, elle est accessible :
Par le menu déroulant **« *Structures* »,** commande **« *Panneaux* ».**
Ou bien par la barre d'outils, icône 

Avant de modéliser les éléments surfaciques, on crée leurs lignes de construction. On doit, pour cela, définir les contours des éléments surfaciques. On clique sur l'icône **« *Poly ligne-contour* »** et on coche la case **« *Contour* »** ainsi que la case **« *Panneau* »** du bouton **« *Paramètres* ».**

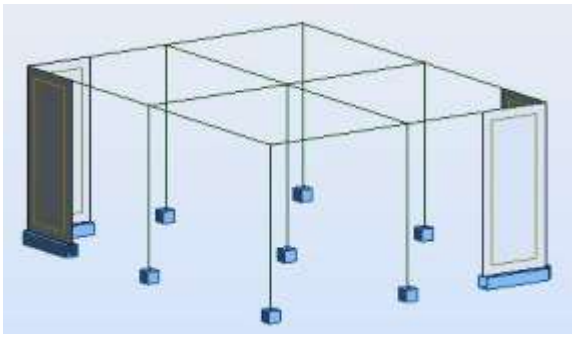


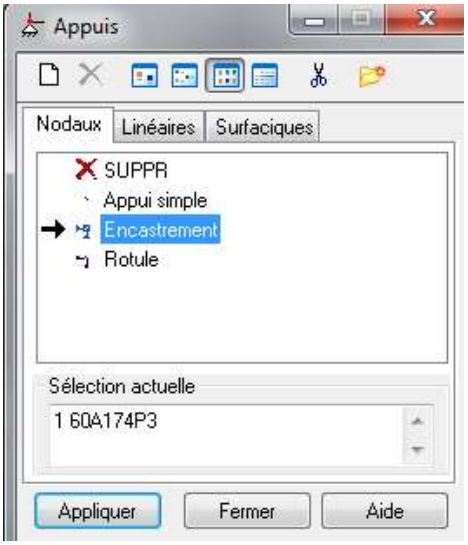
❖ *Encastrement de la structure :*

Afficher la structure en vue XY, on clique sur la case du repère et dans la boite de dialogue « ***Vue*** » qui apparait, on peut choisir de visualiser la structure en 2D.



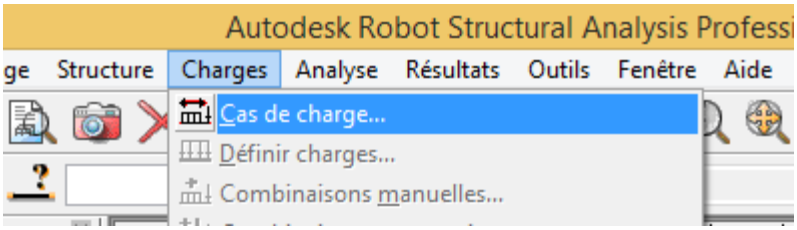
Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu **« *Structure* »**, on choisit **« *Appuis* ».** Ou bien à partir de la barre d'outils, icône 
Dans la boite de dialogue **« *Appuis* »**, on clique sur l'onglet **« *Nodaux* »** puis sur **« *Encastrement* ».**
Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet **« *Linéaires* »** puis sur **« *Encastrement* ».**

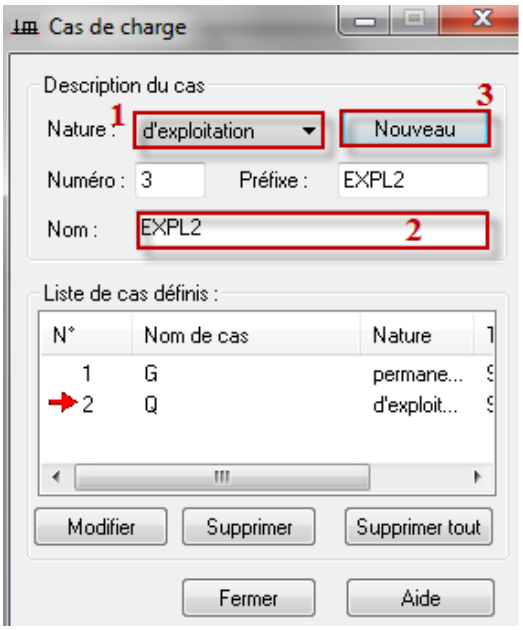




❖ *Définition des cas de charges :*

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, Dans le menu « ***Chargement*** », « ***Cas de charge*** ». Ou Par la barre d'outils, icône 
Une boite de dialogue s'affiche :



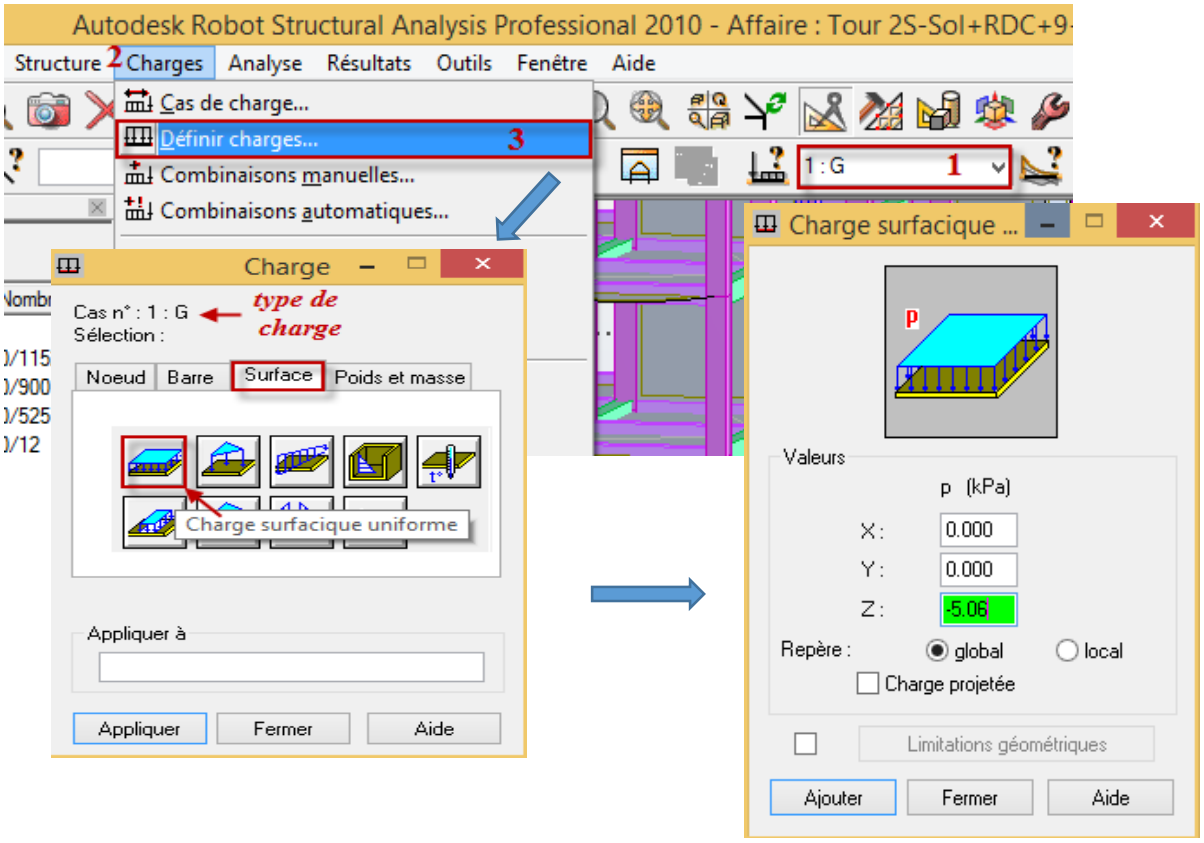


Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les opérations suivantes :

- La Nature du cas de charge
- Le Nom du cas de charge
- Cliquez sur le bouton Nouveau

❖ *Chargement de la structure :*

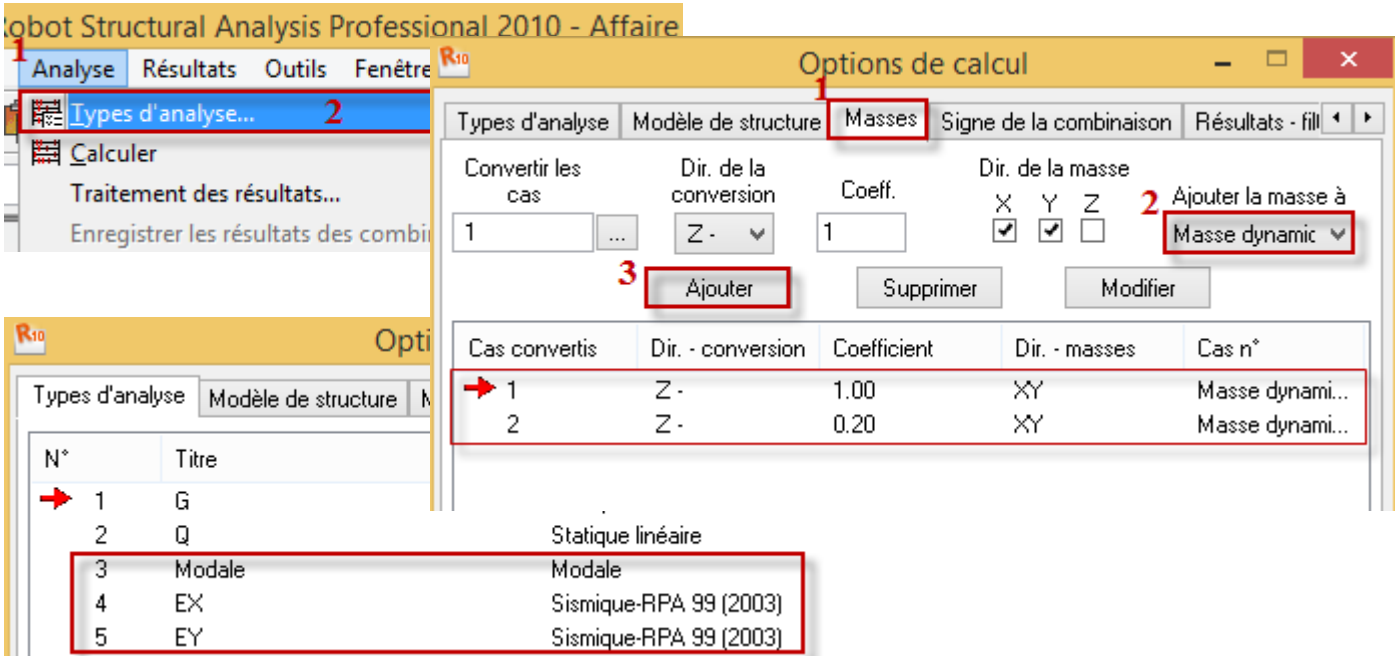
Pour charger la structure on choisit le type de charge ***G*** (permanente) ou ***Q*** (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « ***charge*** », « ***définir charges*** », dans l'onglet « ***surface*** », on fait un clique sur « ***charge surfacique uniforme*** ».



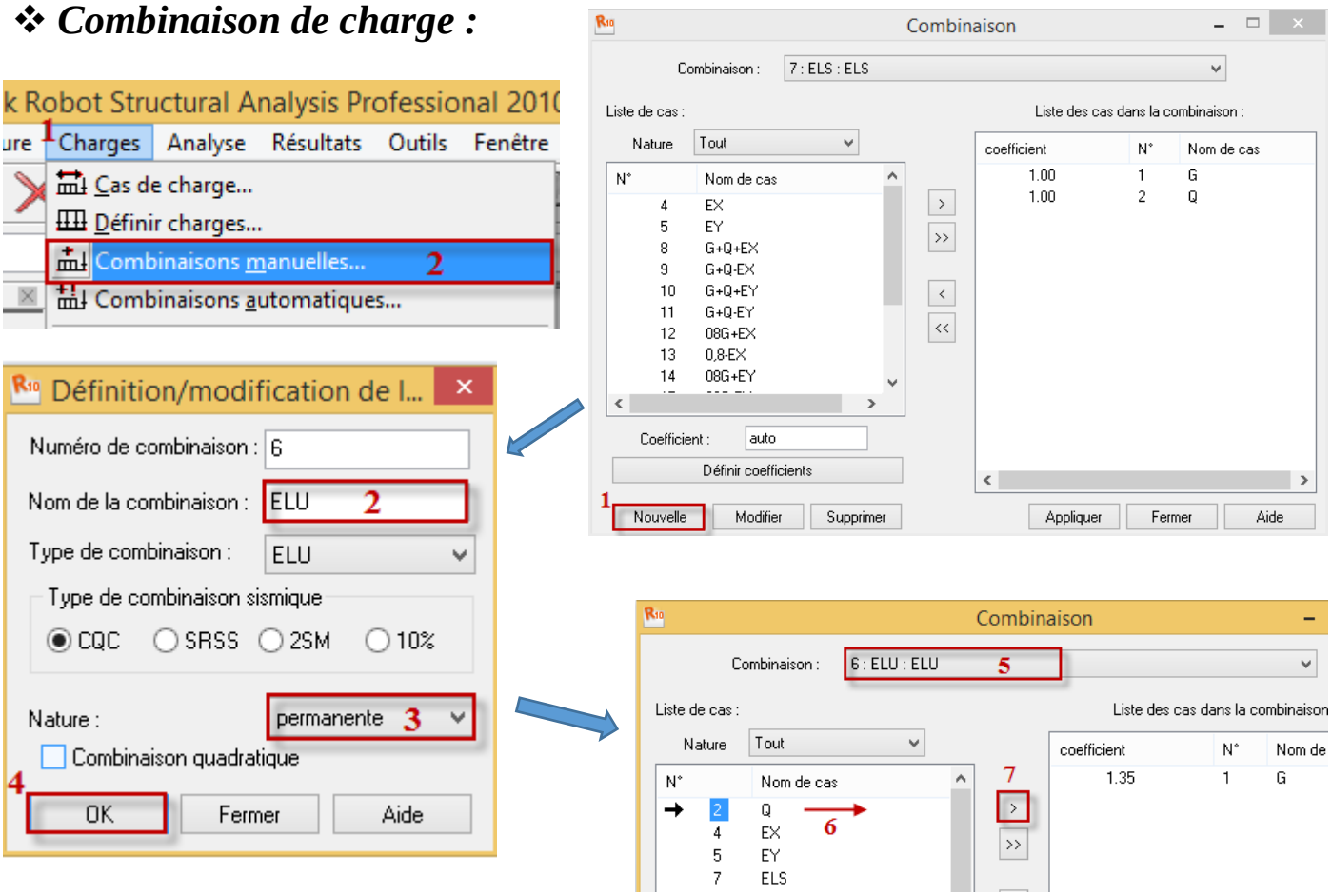
Par le même raisonnement on introduit la charge d'exploitation ***Q*** puis on charge la structure.

❖ *Création des types d'analyse :*

La création des trois types d'analyse « ***Sismique Ex*** », « ***Sismique Ey*** » et « ***Modale*** » est accessible depuis le menu déroulant « ***Analyse*** », puis « ***type d'analyse*** » :



❖ *Combinaison de charge :*

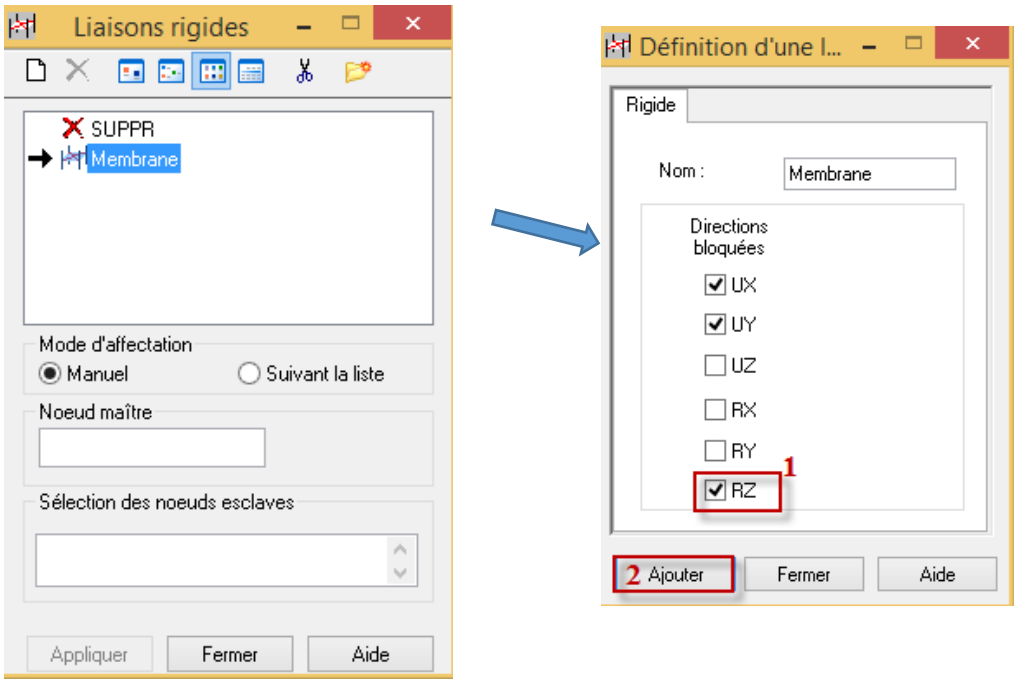


Ainsi on introduit les charges statiques « ***ELU, ELS*** » et de la même manière en introduit les combinaisons sismique : ***G + Q ± E ; 0.8 G ± E*** et la combinaison ***G + Q ± 1.2 E*** pour les structure auto-stable sans voiles.

❖ *Liaisons rigides :*

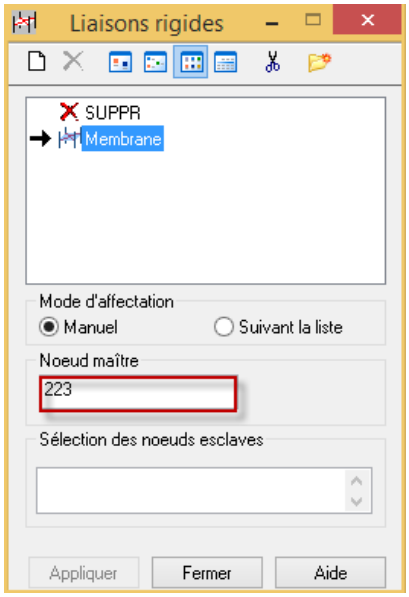
Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir les liaisons rigides des planchers de tous les niveaux, et pour cela dans le menu déroulant « ***structure*** » on clique sur « ***caractéristiques additionnelles*** », puis sur « ***liaisons rigides*** ». Le logiciel nous donnera le tableau suivant :

Puis on double clic sur « membrane » pour avoir :

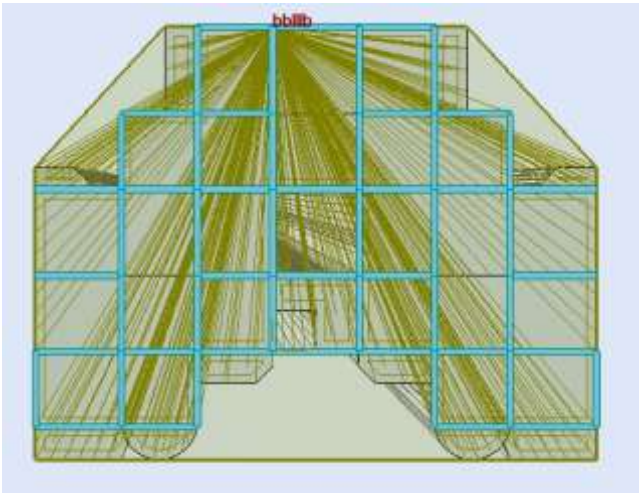


Enfin en coche la case ***RZ*** et on clique sur « ***Ajouter*** ».

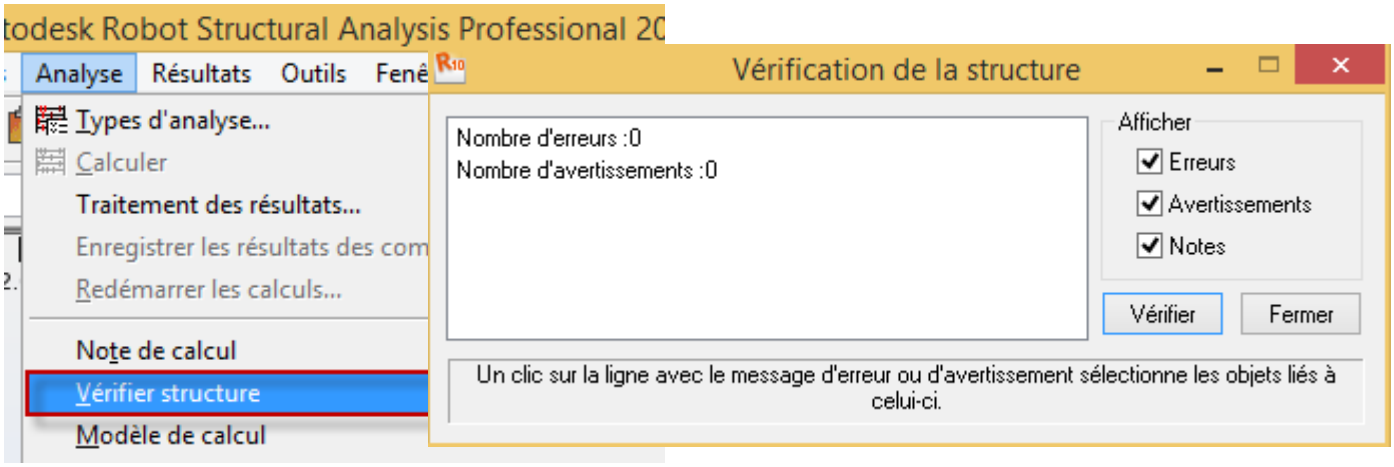
Ensuite on affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône  et on choisit le nœud maitre qu'on introduit dans le tableau précédant.



On finit par sélectionner la structure et on clique sur « ***appliquer*** ».

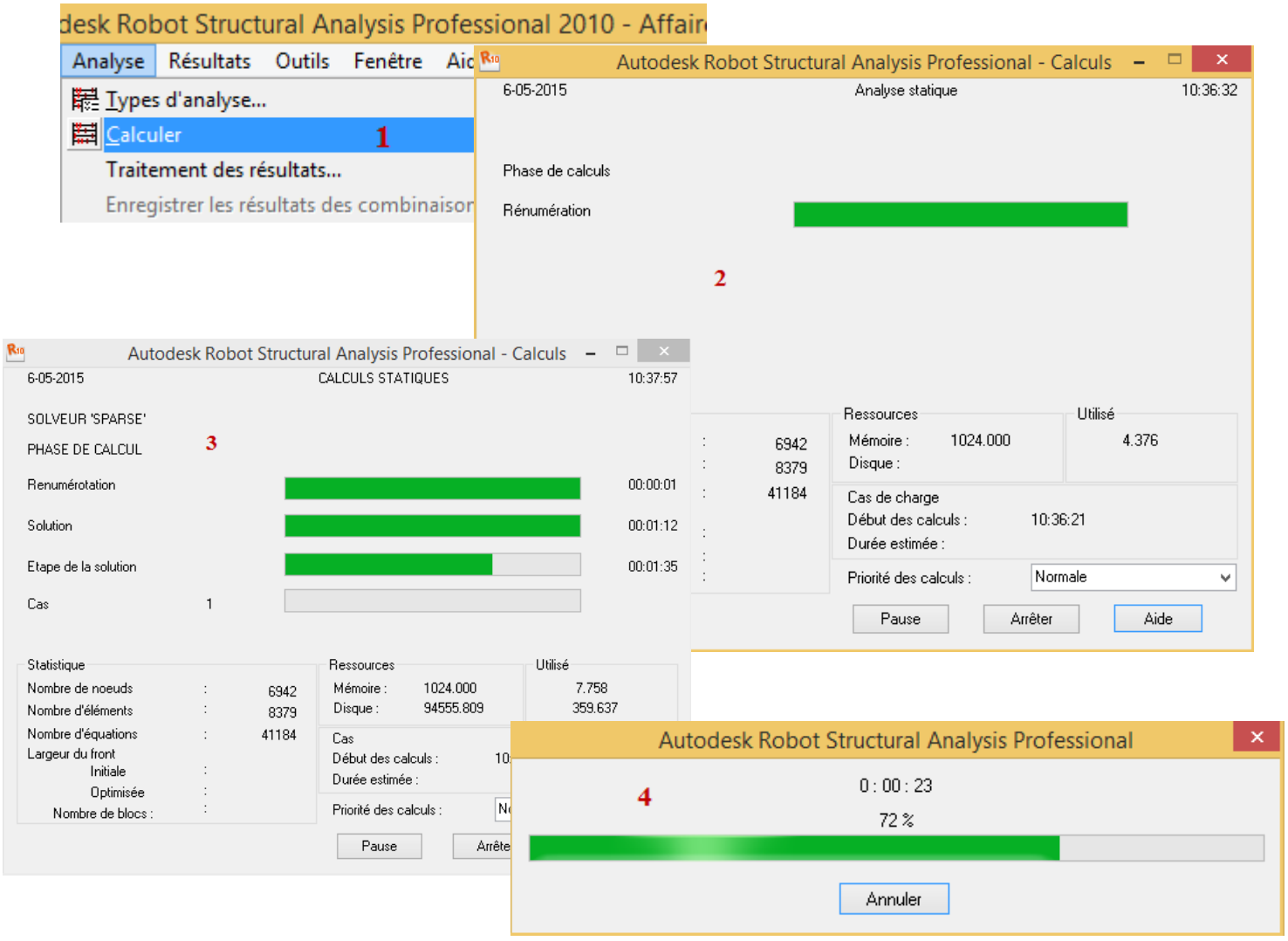


On répète cette opération pour tous les planchers de la structure puis on lance un analyse complète de la structure dans le menu « ***analyse*** », « ***vérifier structure*** ».



❖ *Calcul de la structure :*

Après vérification de la structure et si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique avec l'icône  ou à partir du menu déroulant « ***Analyse*** » puis « ***Calculer*** »



2ème Partie : Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat

V.2.1 Choix de la méthode de calcul : (Chapitre IV Art 4.1 RPA 99/ version 2003)

Le calcul des forces sismiques peut être fait suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente,
- par la méthode d'analyse modale spectrale,
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Chapitre IV Art 4.1.2 RPA 99/ version 2003)

Note bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de ***42,86 m,*** implanter à BOGHNI, Tizi-Ouzou qui est une zone ***IIa.***
Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. ».
On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

1) Principe de la méthode

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

2) Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment d'usage multiple avec une hauteur totale de :

H = 42,86 m < 48 m, qui est classer selon le ***RPA 99 / version 2003*** dans le ***groupe d'usage 2.***

3) Classification du site : (Art 3.3, RPA 99 / version 2003)

D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie **S3 (Site meuble)** avec une contrainte admissible de σ_{sol} **= 2.00 bars** situé à une profondeur de **2 m**.

4) Spectre de réponse de calcul : (Art 4.3.3, RPA 99 / version 2003)

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements , de vitesse et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres .

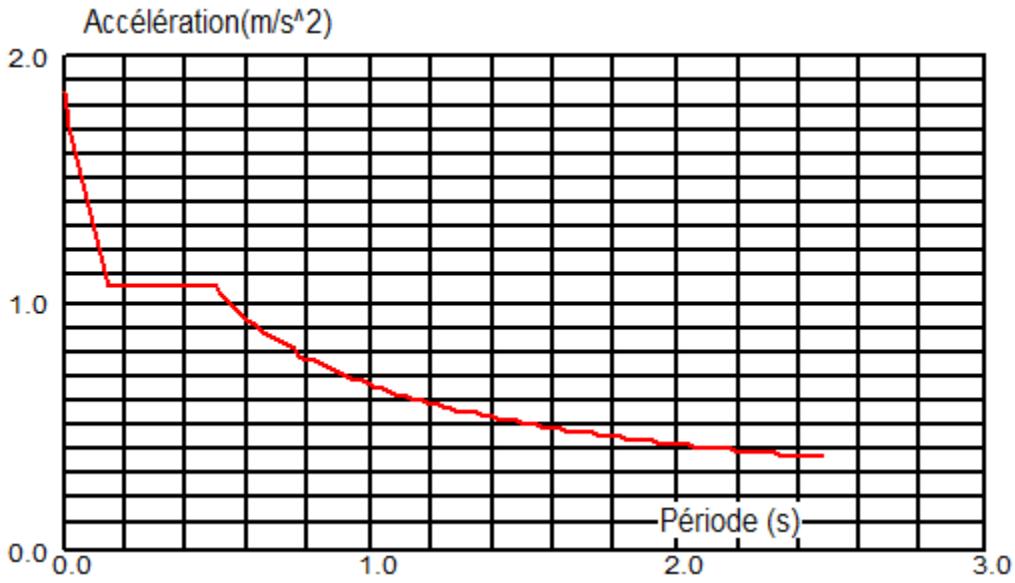


Figure V-1 : *Spectre de réponse.*

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\,\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\,\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\,\eta(1{,}25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\frac{Q}{R}\right) & T \ge 3{,}0\ s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone **(tableau 4.1)** ***(RPA 99 / version 2003)***

$\boldsymbol{A = 0,15}$ (Groupe d'usage 2; zone IIa).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique **(tableau 4.2)** ***(RPA 99 / version 2003)***

$\boldsymbol{\xi = 10\%}$ (Voiles ou murs).

R : coefficient de comportement de la structure **(Tab 4.3)** ***(RPA 99 / version 2003) :*** $\boldsymbol{R = 3,5}$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site **(tableau 4.7)**

(RPA 99 / version 2003) $\begin{cases} \boldsymbol{T_1 = 0,15} \\ \boldsymbol{T_2 = 0,50} \end{cases}$ $\boldsymbol{Site\ S3}$

$\boldsymbol{\eta}$: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$\boldsymbol{\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0,7}$

Q : facteur de qualité **(tableau 4.4)** ***(RPA 99 / version 2003)***

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation ***(Art 3.5, RPA 99 / version 2003)***
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $\boldsymbol{Q = 1 + \sum_1^5 P_q}$

$\boldsymbol{P_q}$ **:** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

✓ ***Conditions minimales sur les files de contreventement :*** $\boldsymbol{P_1 = 0}$

- *système de portiques* : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement……. ***Condition vérifiée***.
- *système de voiles :* chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à ***0,67*** ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à ***1,0***. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité…… ***Condition vérifiée***.

✓ ***Redondance en plan*** $\boldsymbol{P_2 = 0}$

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.
Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\begin{cases} sens\ \ XX & \frac{4}{3,5} = 1,14 < 1,5 \\ sens\ \ YY & \frac{4}{3,5} = 1,14 < 1,5 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

✓ ***Régularité en plan*** $\boldsymbol{P_3 = 0,05}$

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

✓ ***Régularité en élévation*** $P_4 = 0$

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

✓ ***Contrôle de la qualité des matériaux*** $P_5 = 0$

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

✓ ***Contrôle de la qualité de l'exécution*** $P_6 = 0$

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Tableau récapitulatif des conditions du facteur qualité ***Q*** :

Critères à vérifier	P_q **(**pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$	**1,05**

TAB V-1 *: Conditions de facteur de qualité.*

V.2.2 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

1) B.A.E.L 91 Modifiées 99 : $1{,}35G + 1{,}5Q \quad (ELU)$

$$G + Q \quad (ELS)$$

2) Combinaison sismique (Art 5.2 RPA 99 / version 2003)

$G + Q \mp E$; $0{,}8G \mp E$; $G + Q \mp 1{,}2E$

G **:** charges permanentes,

Q **:** charges d'exploitation non pondérées,

E **:** action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

3ème Partie : Interprétation des résultats et vérification selon les exigences du RPA 99/ version 2003.

V.3.1 Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$\boldsymbol{V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3}$$

Où **:**

$\boldsymbol{N_d}$ **:** Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

$\boldsymbol{B_c}$: L'aire de la section en béton, $\boldsymbol{B_c} = 0{,}55 \times 0{,}55 = \boldsymbol{0,3025\ cm^2}$

$\boldsymbol{f_{c28}}$: La résistance caractéristique de béton. $\boldsymbol{f_{c28}} = 25\ MPa$

La valeur de $\boldsymbol{N_d}$ est prise à partir de logiciel ***Robot,***

Clic droit sur la souris, puis « ***Tableaux*** » pour cocher la case « ***Efforts*** »,

Double clic sur la case « ***Fx*** » pour avoir l'ordre décroissant, la valeur de l'effort $\boldsymbol{N_d}$ dans notre cas est : $\boldsymbol{N_d = 1839,268\ KN}$

Barre/Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]
249/ 276/ 6 (C)/	1839.268	-0.325	-0.261
8/ 15/ 6 (C)/	1834.086	0.441	-0.190
248/ 274/ 6 (C)/	1803.716	-3.928	0.201
7/ 13/ 6 (C)/	1803.546	4.024	0.207
249/ 277/ 6 (C)/	1798.397	-0.325	-0.261
8/ 16/ 6 (C)/	1793.215	0.441	-0.190

***TAB V-2** : Effort normal donné par Robot.*

Donc :

$\boldsymbol{V = \frac{1839,268}{0,3025 \times 25} \times 10^{-3} = 0,24\ KN}$ **……** Condition vérifiée.

V.3.2 Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003) :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peur être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\boldsymbol{T = C_T\,(h_N)^{\frac{3}{4}}} \quad \textbf{\textit{(Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).}}$$

$\boldsymbol{h_N}$: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$\boldsymbol{C_T}$: Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	*0,075*
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie Portiques	*0,085*
3	autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en Maçonnerie	*0,050*
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	***0,050***

***TAB V-3** : Valeurs du coefficient $\boldsymbol{C_T}$.*

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de ***30%***.

Donc : $\boldsymbol{T = 0{,}05(42{,}86)^{\frac{3}{4}} = 0{,}84\ s}$

Après majoration de la période de ***30 %*** on a *:* $\boldsymbol{T = 0{,}84 \times 1{,}3 = 1{,}09\ s}$

La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel Robot :

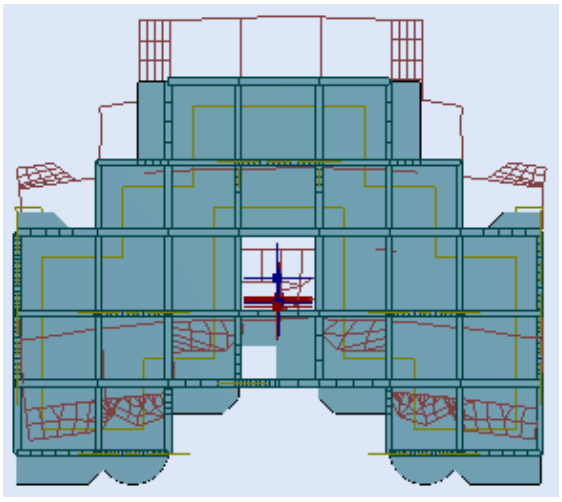
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]
3/ 1	0.92	1.09	0.12
3/ 2	0.97	1.03	68.55
3/ 3	1.27	0.79	68.55
3/ 4	2.38	0.42	68.55
3/ 5	2.55	0.39	68.55
3/ 6	2.61	0.38	68.65
3/ 7	3.25	0.31	74.91

***TAB V-4** : Période analytique donnée par Robot.*

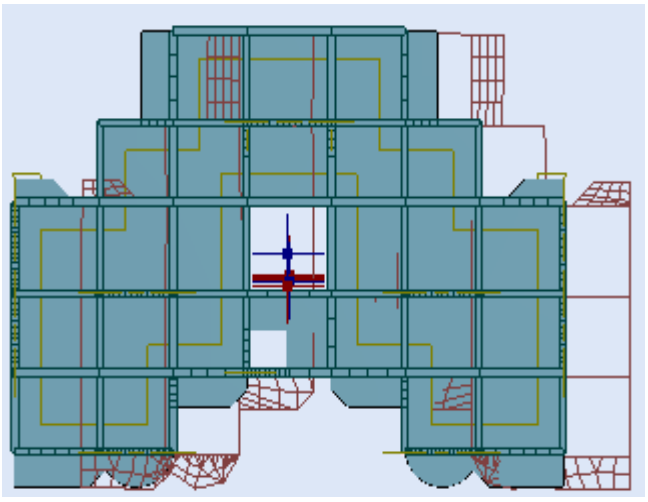
$$\left.\begin{matrix} T_1 = 1,09\ s\ =\ T = 1,09\ s \\ T_{analytiqe}\ =\ T_{empirique} \end{matrix}\right\}$$ ..... Condition vérifiée.

V.3.2.1 : modes propres de la structure

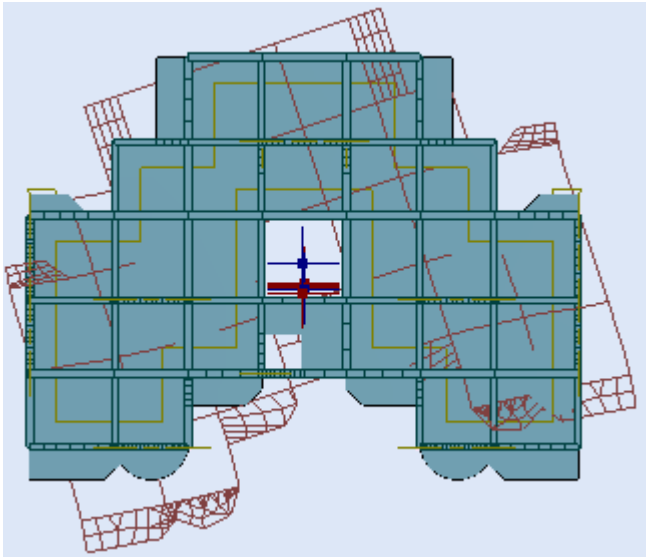
Mode 1 : *translation dans le sens Y-Y*



Mode 2 : *translation dans le sens X-X*



Mode 3 : rotation de la structure.



V.3.3 Nombre de modes considérer (masse participante) Art 4.3.4 du RPA 99/ version 2003 :

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.

- 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 le pourcentage de la masse participante est atteint au ***34*** ^{ème} mode dans le sens X-X.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]
4/ 31	6.88	0.15	88.53
4/ 32	7.18	0.14	89.52
4/ 33	7.27	0.14	89.85
4/ 34	7.36	0.14	91.07
4/ 35	7.39	0.14	91.13
4/ 36	7.45	0.13	91.13
5/ 1	0.92	1.09	0.12

TAB V-5 *: Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.*

V.3.4 Effort tranchant à la base (Art 4.3.6 du RPA 99/ version 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à ***80 %*** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_t > 0,8\,V$ **Avec :** $V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$

$\begin{cases} V_t{}^x = 4322{,}031\ KN \\ V_t{}^y = 4262{,}287\ KN \end{cases}$ à partir des tableaux donné par Robot

Cas	4 - EX		
Mode CQC			
Somme totale	4322.031	951.568	33454.256
Somme réactions	3974.493	64.639	0.000
Somme efforts	3974.403	64.645	0.0
Vérification	7948.896	129.284	0.000
Précision	1.49199e-001	4.80587e-004	
Cas	5 - EY		
Mode CQC			
Somme totale	713.990	4262.287	31367.139
Somme réactions	64.648	3819.560	0.000
Somme efforts	64.645	3819.586	0.0
Vérification	129.293	7639.145	0.000
Précision	1.46378e-001	4.80587e-004	

***TAB V-6** : effort tranchant à la base donnée par Robot.*

Si $V_t < \mathbf{0,8\,V}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\frac{0{,}8\,V}{V_t}$.

AN : $A = 0{,}15\ ;\ \ Q = 1{,}05\ ;\ \ R = 3{,}5$

W* :** la masse total de la structure donné par ***Robot : $W = \mathbf{8179{,}7635}\ \boldsymbol{t} = \ \mathbf{81797{,}635}\ \boldsymbol{KN}$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$\boldsymbol{D} = \begin{cases} \mathbf{2{,}5}\ \times \boldsymbol{\eta} & \mathbf{0} \le \boldsymbol{T} \le \boldsymbol{T_2} \\ \mathbf{2{,}5} \times \boldsymbol{\eta}\left(\frac{\boldsymbol{T_2}}{\boldsymbol{T}}\right)^{\frac{2}{3}} & \boldsymbol{T_2} \le \boldsymbol{T} \le \mathbf{3}\ \boldsymbol{s} \\ \mathbf{2{,}5} \times\ \boldsymbol{\eta}\left(\frac{\boldsymbol{T_2}}{\mathbf{3}}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{\mathbf{3}}{\boldsymbol{T}}\right)^{\frac{5}{3}} & \boldsymbol{T} \ge \mathbf{3}\ \boldsymbol{s} \end{cases}$$

T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ***(Tab 4.7), (RPA 99/ version 2003)***

$$\boldsymbol{T_2} = \mathbf{0{,}50} \quad \boldsymbol{Site\ S3}$$

T : La période analytique donné par le Robot : $\begin{cases} \boldsymbol{T_{mode\,1}} = \mathbf{1{,}09}\ \boldsymbol{s} \\ \boldsymbol{T_{mode\,2}} = \mathbf{1{,}03}\ \boldsymbol{s} \end{cases}$

***η* :** Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\boldsymbol{\eta} = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge \mathbf{0{,}7} \quad \Longrightarrow \quad \boldsymbol{\eta} = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = \mathbf{0{,}76}\ \ge \mathbf{0{,}7} \qquad \textbf{Avec :}\ \boldsymbol{\xi} = \mathbf{10}\ \%$$

On a pour les deux modes : $\boldsymbol{T_2 \leq T \leq 3\ s}$

Donc :

$$\boldsymbol{D_x} = 2{,}5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{mode\ 1}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2{,}5 \times 0{,}76 \left(\frac{0{,}5}{1{,}09}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1{,}13}$$

$$\boldsymbol{D_y} = 2{,}5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{mode\ 2}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2{,}5 \times 0{,}76 \left(\frac{0{,}5}{1{,}03}\right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1{,}17}$$

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$\boldsymbol{V_x} = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0{,}15 \times 1{,}13 \times 1{,}05}{3{,}5} \times 81797{,}635 = \mathbf{4159{,}41\ KN}$$

$$\boldsymbol{V_y} = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0{,}15 \times 1{,}17 \times 1{,}05}{3{,}5} \times 81797{,}635 = \mathbf{4306{,}65\ KN}$$

$\boldsymbol{V_{MSE}{}^x} = 0{,}8 \times 4159{,}41 = \mathbf{3327{,}52\ KN} < \boldsymbol{V_t{}^x}$ **.....** Condition vérifiée.

$\boldsymbol{V_{MSE}{}^y} = 0{,}8 \times 4306{,}65 = \mathbf{3445{,}32\ KN} < \boldsymbol{V_t^y}$ **.....** Condition vérifiée.

On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

V.3.5 Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/ version 2003.

D'après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser ***1.0 %*** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau **" *k* "** de la structure est calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\Delta k = \delta_{ek} \times R} \quad ; \quad \Delta_{\mathbf{k}} \leq \mathbf{1}\ \%$$

$\boldsymbol{\delta_{ek}}$: Déplacement dû aux forces sismiques $\boldsymbol{F_i}$ (y compris l'effet de torsion).

$\boldsymbol{R}$: Coefficient de comportement.

Niveaux	Déplacements des niveaux		Coefficient de comportement R	Hauteur de l'étage (cm)	Déplacements relatifs des niveaux		1 % $h_{étage}$ (cm)	Vérification $\Delta U(R) < 1\,\% h_{étage}$
	U^x_{max} (m)	U^y_{max} (m)			$\Delta U_x(R)$ (m)	$\Delta U_y(R)$ (m)		
Comble	0,027	0,031	3,5	306	0,007	0,007	5,12	Condition Vérifiée
Etage 9	0,025	0,029	3,5	306	0,007	0,007	3,06	Condition Vérifiée
Etage 8	0,023	0,027	3,5	306	0,007	0,007	3,06	Condition Vérifiée
Etage 7	0,021	0,025	3,5	306	0,0105	0,0105	3,06	Condition Vérifiée
Etage 6	0,018	0,022	3,5	306	0,007	0,0105	3,06	Condition Vérifiée
Etage 5	0,016	0,019	3,5	306	0,0105	0,007	3,06	Condition Vérifiée
Etage 4	0,013	0,017	3,5	306	0,007	0,0105	3,06	Condition Vérifiée
Etage 3	0,011	0,014	3,5	306	0,007	0,0105	3,06	Condition Vérifiée
Etage 2	0,009	0,011	3,5	306	0,007	0,007	3,06	Condition Vérifiée
Etage 1	0,007	0,009	3,5	306	0,007	0,0105	3,06	Condition Vérifiée
RDC	0,005	0,006	3,5	306	0,007	0,007	3,06	Condition Vérifiée
S-Sol 2	0,003	0,004	3,5	306	0,007	0,007	3,06	Condition Vérifiée
S-Sol 1	0,001	0,002	3,5	306	0,0035	0,007	4,08	Condition Vérifiée

***TAB V-7** : Vérification des déplacements inter-étages.*

Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

V.3.5 L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau « k ». $P_k = \sum(WGi + \beta WQi)$

V_k : Effort tranchant au niveau « k » $= \sum F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau « $k-1$ ».

h_k : Hauteur d'étage « k ».

- Si $\theta_k < 0{,}1$: les effets de $2^{ème}$ ordre sont négligés.
- Si $0{,}1 < \theta_k < 0{,}2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $\frac{1}{(1-k)}$.
- Si $\theta_k > 0{,}2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	*P(KN)*	h_k	*SENS X-X*				*observation*
			Δ_k	V_k	$V_k \times h_k$	θ_x	
Comble	*1519,37*	*5,12*	*0,007*	*55,646*	*284,908*	*0,066*	Vérifiée
Etage 9	*1940,02*	*3,06*	*0,007*	*666.224*	*2038,645*	*0,007*	Vérifiée
Etage 8	*1940,02*	*3,06*	*0,007*	*1150.129*	*3519,395*	*0,004*	Vérifiée
Etage 7	*2047,56*	*3,06*	*0,0105*	*1250.070*	*3825,214*	*0,004*	Vérifiée
Etage 6	*2047,56*	*3,06*	*0,007*	*1607.116*	*4917,775*	*0,004*	Vérifiée
Etage 5	*2047,56*	*3,06*	*0,0105*	*1897.198*	*5805,426*	*0,004*	Vérifiée
Etage 4	*2183,17*	*3,06*	*0,007*	*1933.753*	*5917,284*	*0,004*	Vérifiée
Etage 3	*2183,17*	*3,06*	*0,007*	*2247.850*	*6878,421*	*0,003*	Vérifiée
Etage 2	*2183,17*	*3,06*	*0,007*	*2579.662*	*7893,766*	*0,002*	Vérifiée
Etage 1	*2321,33*	*3,06*	*0,007*	*2614.197*	*7999,443*	*0,002*	Vérifiée
RDC	*2321,33*	*3,06*	*0,007*	*3043.988*	*9314,603*	*0,002*	Vérifiée
S-Sol 2	*2474,79*	*3,06*	*0,007*	*3199.746*	*9791,223*	*0,001*	Vérifiée
S-Sol 1	*2980,35*	*4,08*	*0,0035*	*3700.482*	*15097,967*	*0,001*	Vérifiée

***TAB V-8** : Vérification des effets **P-Δ** dans le sens **X-X**.*

Niveaux	P(KN)	h_k	SENS Y-Y				observation
			Δ_k	V_k	$V_k \times h_k$	θ_x	
Comble	1519,37	5,12	0,007	711,222	3641,457	0,0068	Vérifiée
Etage 9	1940,02	3,06	0,007	698,427	2137,187	0,0098	Vérifiée
Etage 8	1940,02	3,06	0,007	1199,352	3670,017	0,0057	Vérifiée
Etage 7	2047,56	3,06	0,0105	1373,817	4203,880	0,0053	Vérifiée
Etage 6	2047,56	3,06	0,0105	1739,012	5321,377	0,0042	Vérifiée
Etage 5	2047,56	3,06	0,007	2077,495	6357,135	0,0035	Vérifiée
Etage 4	2183,17	3,06	0,0105	2155,655	6596,304	0,0024	Vérifiée
Etage 3	2183,17	3,06	0,0105	2520,604	7713,048	0,0020	Vérifiée
Etage 2	2183,17	3,06	0,007	2989,592	9148,152	0,0017	Vérifiée
Etage 1	2321,33	3,06	0,0105	2854,754	8735,547	0,0019	Vérifiée
RDC	2321,33	3,06	0,007	3390,564	10375,126	0,0016	Vérifiée
S-Sol 2	2474,79	3,06	0,007	3586,707	10975,323	0,0008	Vérifiée
S-Sol 1	2980,35	4,08	0,007	3861,895	15756,532	0,0000	Vérifiée

***TAB V-9** : Vérification des effets **P-Δ** dans le sens **Y-Y**.*

On constate que θx et θy sont inférieurs à **0,1**. Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- La condition sure le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- L'effort normal réduit au niveau des poteaux est vérifiée,
- Les effets P-Δ sont négligeables dans notre structure (vérifié).

On passe dans le chapitre suivant au ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre VI

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



VI.1 Ferraillage des poutres :

VI.1.1 Introduction

Les Poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferraillage se fera en fonction des efforts calculés par Robot qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le ***RPA 99 version 2003*** et le ***B.A.E.L 91/99*** :

$$\left.\begin{matrix} 1{,}35G + 1{,}5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{matrix}\right\} BAEL\ 91$$

$$\left.\begin{matrix} G + Q \mp E \\ 0{,}8G \mp E \end{matrix}\right\} RPA\ 99/Version\ 2003$$

VI.1.2 Recommandations du RPA99/ version 2003 :

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de ***0,5 %*** en toute section.

- Poutres Principales : ***(30 x 45)*** : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}005 \times 30 \times 45 = \mathbf{6{,}75\ cm^2}$
- Poutres Secondaires : ***(30 x 40)*** : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}005 \times 30 \times 40 = \mathbf{6\ cm^2}$
- Poutres de la charpente ***(30 x 30)*** : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}005 \times 30 \times 30 = \mathbf{4{,}5\ cm^2}$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ***4 %*** en zone courante
- ***6 %*** en zone de recouvrement

- Poutres Principales ***(30 x 45)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}04 \times 30 \times 45 = \mathbf{54\ cm^2}$

  $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}06 \times 30 \times 45 = \mathbf{81\ cm^2}$
- Poutres Secondaire ***(30 x 40)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}04 \times 30 \times 40 = \mathbf{48\ cm^2}$

  $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}06 \times 30 \times 40 = \mathbf{72\ cm^2}$
- Poutres de la charpente ***(30 x 30)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}04 \times 30 \times 30 = \mathbf{36\ cm^2}$

  $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}06 \times 30 \times 30 = \mathbf{54\ cm^2}$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $\mathbf{40}\ \emptyset$ en zone I et II
  $\mathbf{50}\ \emptyset$ en zone III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à ***90°***.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de ***2 U*** superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces ***U*** doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des ***U*** d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de ***10 cm*** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\boldsymbol{A_t = 0,003 \times s \times b}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires) :
  $min\left(\frac{\boldsymbol{h}}{\mathbf{4}}, 12\ \emptyset\right)$
- En dehors de la zone nodale : $\mathbf{s} \leq \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{2}}$

La valeur du diamètre $\emptyset_{\boldsymbol{l}}$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue,

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_u : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d = h - c$,

c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

1) Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On a deux cas :

1er cas : Section simplement armée : $A_c = 0$

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

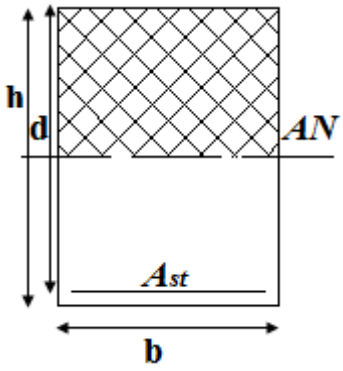


Figure VI-1 : *section simplement armée.*

2eme cas : Section doublement armée : $A_c \neq 0$

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \, \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

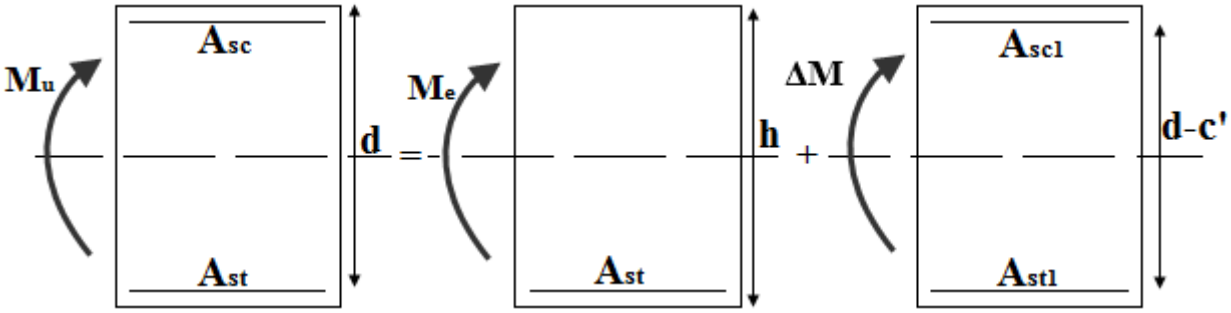


Figure VI-2 : *section doublement armée.*

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_b	γ_s	θ	σ_{st}(MPa)
Situation Accidentelle	***25***	***400***	***21,73***	***1,15***	***1***	***0,85***	***400***
Situation Courante	***25***	***400***	***14,2***	***1,5***	***1,15***	***1***	***348***

TAB VI-1 : *Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.*

2) Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

❖ **Poutre principales sous voiles (30 x 45) :**

	Moments (KN.m)		Elément	Combinaison
Travée	M_u	28,633	1148	ELU
	M_s	20,818	1148	ELS
Appuis	M_{sup}	-124,513	921	$G + Q + E_x$
	M_{inf}	104,864	921	$0{,}8G - E_x$

TAB VI-2 : *Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales sous voiles.*

❖ **Poutre Principale sans voile (30 x 45) :**

	Moments (KN.m)		Elément	Combinaison
Travée	M_u	36,688	1281	ELU
	M_s	26,542	1281	ELS
Appuis	M_{sup}	-153,567	1132	$G + Q + E_x$
	M_{inf}	116,778	881	$0{,}8G - E_x$

TAB VI-3 : *Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales sans voiles.*

❖ **Poutres secondaires sous voiles (30 x 40) :**

	Moments (KN.m)		Elément	Combinaison
Travée	M_u	6,018	1322	ELU
	M_s	4,347	1322	ELS
Appuis	M_{sup}	-37,051	1340	$G + Q + E_y$
	M_{inf}	28,479	1340	$0{,}8G - E_y$

TAB VI-4 : *Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres secondaires sous voiles.*

❖ ***Poutres secondaire sans voile (30 x 40) :***

	Moments (KN.m)		Elément	Combinaison
Travée	M_u	27,752	1267	ELU
	M_s	20,167	1267	ELS
Appuis	M_{sup}	-98,562	1114	$G+Q+E_y$
	M_{inf}	91,638	1339	$G+Q-E_y$

TAB VI-5 : *Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres secondaire sans voiles.*

❖ ***Poutres de la charpente (30 x 30) :***

	Moments (KN.m)		Elément	Combinaison
Travée	M_u	18,875	1461	ELU
	M_s	13,797	1461	ELS
Appuis	M_{sup}	-44,012	1480	$G+Q+E_x$
	M_{inf}	39,974	1449	$G+Q-E_y$

TAB VI-6 : *Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres de la charpente.*

3) Ferraillage des poutres :

❖ ***Exemple de calcul :***

✓ ***Aux appuis :***

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{44{,}012 \times 10^3}{30 \times 27{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}137 < \mu_{id} = 0{,}392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0{,}137 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0{,}926}$$

$$\boldsymbol{A_t = \frac{M_u^a}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{44{,}012 \times 10^3}{0{,}926 \times 27{,}5 \times 400} = 4{,}32\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\left.\begin{matrix} \boldsymbol{3HA10\ filante} \\ \boldsymbol{2HA10\ chapeau} \end{matrix}\right\} \Longrightarrow \boldsymbol{A_{ad} = 4{,}95\ cm^2,}$

✓ ***En travées :***

$$\mu = \frac{M_u^t}{b\, d^2\, f_{bc}} = \frac{18{,}875 \times 10^3}{30 \times 27{,}5^2 \times 14.2} = 0{,}059 < \mu_{id} = 0{,}392$$

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

$$\mu = 0{,}059 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0{,}9695$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{18{,}875 \times 10^3}{0{,}9695 \times 27{,}5 \times 348} = 2{,}03\ cm^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA12 \Longrightarrow A_{ad} = 3{,}39\ cm^2$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

❖ ***Ferraillage des Poutres principales (30 x 45) :***

		Moments (KN.m)		μ	β	Obs	A_{st} (cm^2)	ferraillage	A_{ad} (cm^2)
Sans voile	travées	M_u	36,688	0,048	0,975	S.S.A	2,54	3HA14	4,62
	appuis	M_{ap}	-153,567	0,200	0,887	S.S.A	10,18	3HA14 filante+ 3HA16 chapeau	10,65
Sous voile	travées	M_u	28,633	0,037	0,9815	S.S.A	1,97	3HA12	3,39
	appuis	M_{ap}	-124,513	0,162	0,911	S.S.A	8,04	4HA14+2HA12	8,42

TAB VI-7 : *ferraillage des poutres principales.*

❖ ***Ferraillage des Poutres Secondaire (30 x 40) :***

		Moments (KN.m)		μ	β	Obs	A_{st} (cm^2)	ferraillage	A_{ad} (cm^2)
Sans voile	travée	M_u	27,752	0,046	0,976	S.S.A	2,18	3HA12	3,39
	appuis	M_{ap}	98,562	0,165	0,9095	S.S.A	7,22	3HA12 filante+ 3HA14 chapeau	8,01
Sous voile	travée	M_u	6,018	0,010	0,995	S.S.A	0,46	3HA12	3,39
	appuis	M_{ap}	-37,051	0,062	0,968	S.S.A	2,55	3HA12	3,39

TAB VI-8 : *ferraillage des poutres Secondaires.*

❖ ***Ferraillage des Poutres de la charpente (30 x 30) :***

	Moments (KN.m)		μ	β	Obs	A_{st} (cm^2)	ferraillage	A_{ad} (cm^2)
Travées	M_u	18,875	0,059	0,9695	S.S.A	2,03	3HA12	3,39
Appuis	M_{ap}	-44,012	0,137	0,926	S.S.A	4,32	3HA12 filante+ 2HA10 chapeaux	4,95

TAB VI-9 : *ferraillage des poutres de la charpente.*

Remarque :

Pour faciliter l'exécution on adopte le même ferraillage

Le ferraillage qui sera adopté pour les poutres est comme suit :

		Travée	Appuis
Poutres Principales	$A_{ad}(cm^2)$	4,62	10,65
	ferraillage	3HA14	3HA14 filante +3HA16 chapeau
Poutres Secondaires	$A_{ad}(cm^2)$	3,39	8,01
	ferraillage	3HA12	3HA12 filante+3HA14 chapeau
Poutres de la charpente	$A_{ad}(cm^2)$	3,39	4,95
	ferraillage	3HA12	*3HA12 filante+2HA10 chapeaux*

TAB VI-10 : *Récapitulatif du ferraillage des poutres.*

VI.1.4 Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la ***C.N.F :*** $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ *Calcul de la section minimale.*

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23\, bd f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28} = 2{,}1\ MPa$$

➢ ***Poutres principales :*** $A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23 \times 30 \times 42{,}5 \times 2{,}1}{400} = 1{,}53\ cm^2$

✓ ***Aux appuis :***

$\boldsymbol{A_{Adopte} = 10,65\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1,53\ cm^2}$ …… Condition Vérifiée.

✓ ***En travées :***

$\boldsymbol{A_{Adopte} = 4,62\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1,53\ cm^2}$ …..…… Condition vérifiée.

➢ ***Poutres Secondaire :*** $\boldsymbol{A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 37,5 \times 2,1}{400} = 1,35\ cm^2}$

✓ ***Aux appuis :***

$\boldsymbol{A_{Adopt} = 8,01\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1,35\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

✓ ***En travées :***

$\boldsymbol{A_{Adopt} = 3,39\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1,35\ cm^2}$ ……..… Condition vérifiée.

➢ ***Poutres de la charpente :*** $\boldsymbol{A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 1\ cm^2}$

✓ ***Aux appuis :***

$\boldsymbol{A_{Adopte} = 4,95\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

✓ ***En travées :***

$\boldsymbol{A_{Adopte} = 3,39\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1\ cm^2}$ ……. Condition vérifiée.

2) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u}{b\ d} < \overline{\tau_u}}$ Avec : $\boldsymbol{T_u^{max}}$ **:** Effort tranchant max à l'***ELU***.

$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15\frac{f_{c28}}{\gamma b};\ 4\ MPa\right) = \min(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\ MPa)$

$\overline{\tau_u} = \min(2,5\ MPa;\ 4\ MPa) = \boldsymbol{2,5\ MPa}$

Poutres	Position dans la structure	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
principale	sous voile	T_{max}	142,852	30	42,5	1,12	2,5	condition vérifiée
	sans voile	T_{max}	196,033	30	42,5	1,53	2,5	condition vérifiée
secondaire	sous voile	T_{max}	38,501	30	37,5	0,34	2,5	condition vérifiée
	sans voile	T_{max}	111,579	30	37,5	0,99	2,5	condition vérifiée

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Charpente	T_{max}	111,579	30	27,5	0,96	2,5	condition vérifiée

TAB VI-11 : *Vérification aux cisaillements.*

3) *Influence de l'effort tranchant.*

- ***Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)***.

On se doit de vérifié la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0{,}9\ b\ d} \leq \frac{0{,}8\ f_{c28}}{\gamma_b} \qquad T_u \leq \frac{0{,}8 \times 0{,}9}{2} \times \frac{f_{c28}\ b\ d}{\gamma_b} \leq 0{,}36 \times \frac{f_{c28}\ b\ d}{\gamma_b}$$

Poutres	Position dans la structure	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	T (KN)	Observation
principale	sous voile	T_{max}	142,852	30	42,5	25	1,5	765,00	condition vérifiée
	sans voile	T_{max}	196,033	30	42,5	25	1,5	765,00	condition vérifiée
secondaire	sous voile	T_{max}	38,501	30	37,5	25	1,5	675,00	condition vérifiée
	sans voile	T_{max}	111,579	30	37,5	25	1,5	675,00	condition vérifiée

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	T (KN)	Observation
Charpente	T max	80,024	30	27,5	25,00	1,5	495	condition vérifiée

TAB VI-12 : *Influence de l'effort tranchant sur le béton.*

➢ ***Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)***.

Lorsqu'au droit d'un appui : $\boldsymbol{T_u + \frac{M_u}{0{,}9d} > 0}$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(\boldsymbol{T_u + \frac{M_u}{0{,}9d}}\right) \times \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$

D'où : $\boldsymbol{A_s \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u}{0{,}9d}\right)}$ Si $\boldsymbol{T_u + \frac{M_u}{0{,}9d} < 0}$ ⟹ la vérification n'est pas nécessaire

position	Poutres	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN.m)	d (m)	$0,9 \times d$	A_u (cm^2)	Obs
Sans voile	Poutres principale	196,033	36,688	0,425	0,3825	2,878	Condition vérifiée
	Poutres secondaire	111,579	27,752	0,425	0,3825	1,122	Condition vérifiée
Sous voile	Poutres principale	142,852	28,633	0,375	0,3375	1,668	Condition vérifiée
	Poutres secondaire	38,501	6,018	0,375	0,3375	0,594	Condition vérifiée
	Poutres de la charpente	80,024	18,875	0,275	0,2475	0,108	Condition vérifiée

TAB VI-13 : *Influence de l'effort tranchant sur l'acier.*

4) *Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3)*.

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}}$

Avec : $\boldsymbol{\overline{\tau_{sc}}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = \boldsymbol{3{,}15\ MPa}$

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{T_u}{0{,}9\ d\ \sum U_i}$$

$\boldsymbol{\Psi_s} = 1{,}5$: Coefficient scellement ***HA***.

$\boldsymbol{\sum U_i}$: Somme des périmètres utiles des barres.

- ***Poutres Principales :***

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1{,}4 + 3 \times 3{,}14 \times 1{,}6 = \mathbf{28{,}26\ cm}$

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{196{,}033 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 282{,}6} = \mathbf{1{,}81\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1{,}81\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa}$ ……. Condition vérifiée.

- ***Poutres Secondaires :***

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1{,}2 + 3 \times 3{,}14 \times 1{,}4 = \mathbf{24{,}492\ cm}$

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{111{,}579 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 244{,}92} = \mathbf{1{,}35 MPa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1{,}35\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa}$ ……. Condition vérifiée.

- ***Poutres de la charpente :***

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1{,}2 + 2 \times 3{,}14 \times 1 = \mathbf{17{,}584 cm}$

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{80{,}024 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 175{,}84} = \mathbf{1{,}83\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1{,}83\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa}$ ……. Condition vérifiée.

5) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $\boldsymbol{L_s = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}}$

$\boldsymbol{\tau_{su}} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2{,}835\ MPa}$

- Pour les $\emptyset_{16}$: $\boldsymbol{L_s = 56{,}43\ cm}$
- Pour les$\emptyset_{14}$: $\boldsymbol{L_s = 49{,}38\ cm}$
- Pour les $\emptyset_{12}$: $\boldsymbol{L_s = 42{,}32\ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $\mathbf{0{,}4\ l_s}$, pour les aciers ***HA***.

- Pour les $\emptyset_{16}$: $\boldsymbol{L_a = 22{,}57\ cm}$
- Pour les $\emptyset_{14}$: $\boldsymbol{L_a = 19{,}75\ cm}$
- Pour les $\emptyset_{12}$: $\boldsymbol{L_a = 16{,}92\ cm}$

VI.1.5 Vérifications du RPA99/ version 2003:

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de ***0,5 %*** en toute section.

- Poutres Principales de ***(30 x 45)*** : $\boldsymbol{A_{min} = 6,75\ cm^2}$
- Poutres Secondaires de ***(30 x 40)*** : $\boldsymbol{A_{min} = 6\ cm^2}$
- Poutres de la charpente ***(30 x 30)*** : $\boldsymbol{A_{min} = 4,5\ cm^2}$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\boldsymbol{A_t = 0,003 \times s \times b}$$

➢ *Poutres principales :*

Zone nodale **:** $S_t \leq min(10\ ; 14{,}4)$ Soit : $\boldsymbol{S_t = 10\ cm}$

$$\boldsymbol{A_t} = 0{,}003 \times S_t \times b = \boldsymbol{0,9\ cm^2}$$

Zone courante **:** $\boldsymbol{S_t \leq \frac{h}{2}}$ Soit : $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

$$\boldsymbol{A_t} = 0{,}003 \times S_t \times b = \boldsymbol{1,35\ cm^2}$$

➢ *Poutres Secondaires :*

Zone nodale **:** $\boldsymbol{S_t} \leq min(10\ ;\ 14{,}4)$ Soit **:** $\boldsymbol{S_t = 10\ cm}$

$$\boldsymbol{A_t} = 0{,}003 \times S_t \times b = \boldsymbol{0,9\ cm^2}$$

Zone courante **:** $\boldsymbol{S_t \leq \frac{h}{2}}$ Soit **:** $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

$$\boldsymbol{A_t} = 0{,}003 \times S_t \times b = \boldsymbol{1,35\ cm^2}$$

- ***Poutres de la charpente :***

Zone nodale : $S_t \leq min(10\ ;\ 12)$ Soit : $\boldsymbol{S_t = 10\ cm}$

$$\boldsymbol{A_t} = 0{,}003 \times S_t \times b = \boldsymbol{0{,}9\ cm^2}$$

Zone courante : $\boldsymbol{S_t \leq \frac{h}{2}}$ Soit : $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

$$\boldsymbol{A_t} = 0{,}003 \times S_t \times b = \boldsymbol{1{,}35\ cm^2}$$

Donc on choisira un cadre + un étrier soit $\boldsymbol{A_t = 4HA8 = 2{,}01\ cm^2.}$

3) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

$$\begin{cases} \boldsymbol{l'} = 2 \times h \\ \boldsymbol{h'} = max\ \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\ cm\right) \end{cases}$$

$\boldsymbol{h}$: Hauteur de la poutre.

$\boldsymbol{b_1}$ et $\boldsymbol{h_1}$: Dimensions du poteau.

$\boldsymbol{h_e}$: Hauteur entre nus des poteaux.

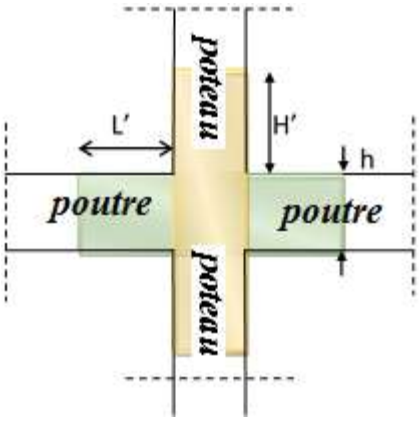


Figure VI.3 : *Délimitation de la zone nodale.*

On aura :

- $\boldsymbol{h'} = max\ (68; 30; 45; 60\ cm) = 68\ cm.$
- Poutre Principale $\boldsymbol{l'} = 2 \times h = 2 \times 45 = \boldsymbol{90\ cm}$.
- Poutre Secondaire $\boldsymbol{l'} = 2 \times h = 2 \times 40 = \boldsymbol{80\ cm}$.
- Poutre de la charpente $\boldsymbol{l'} = 2 \times h = 2 \times 30 = \boldsymbol{60\ cm}$.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.6 Vérification a L'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Vérification des contraintes :

❖ **Exemple de calcul :**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_{s\,Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_{Ap} = 8{,}42\ cm^2$; $M_{Ap} = 36{,}985\ KN.m$; $d = 42{,}5\ cm$

$\boldsymbol{\beta_1}$ est en fonction de : $\boldsymbol{\rho} = \frac{100 \times A_{Ap}}{b\ d} = \frac{100 \times 8{,}42}{30 \times 42{,}5} = \mathbf{0{,}660}$

$\left.\begin{matrix} K_1 = 27{,}345 \\ \beta_1 = 0{,}8819 \end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{36{,}985}{0{,}8819 \times 425 \times 8{,}42} \times 10^4 = \mathbf{117{,}19\ MPa}$ Avec : $\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = \mathbf{348\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{117{,}19\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \mathbf{348\ MPa}$…… La Condition est vérifiée.

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = K \times \sigma_{st} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28}$

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ *Avec :* $\boldsymbol{K} = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{27{,}345} = \mathbf{0{,}0366}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}0366 \times 117{,}19 = \mathbf{4{,}29\ MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{4{,}29\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa}$ ……la Condition est vérifiée.

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

✓ ***En travée :***

Poutres	M_s ($KN.m$)		A_{ad} (cm^2)	b (cm)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Sous voiles	20,818	3,39	30	42,5	0,266	0,9187	46,54	0,0215	157,28	3,38	15	condition vérifiée
	Sans voiles	26,542	4,62	30	42,5	0,362	0,9062	38,81	0,0258	149,17	3,84	15	condition vérifiée
Poutres secondaires	Sous voiles	4,347	3,39	30	37,5	0,301	0,9132	42,63	0,0235	37,44	0,88	15	condition vérifiée
	Sans voiles	20,167	3,39	30	37,5	0,301	0,9132	42,63	0,0235	173,72	4,08	15	condition vérifiée
Poutres charpente	//	13,797	3,39	30	27,5	0,411	0,9013	35,65	0,0281	164,20	4,61	15	condition vérifiée

✓ ***Sur Appuis :***

Poutres	M_s ($KN.m$)		A_{ad} (cm^2)	b (cm)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Sous voiles	36,985	8,42	30	42,5	0,660	0,8819	27,345	0,0366	117,19	4,29	15	condition vérifiée
	Sans voiles	60,108	10,65	30	42,5	0,835	0,8692	23,240	0,0430	152,78	6,57	15	condition vérifiée
Poutres secondaires	Sous voiles	6,636	3,39	30	37,5	0,301	0,913	42,630	0,0235	57,16	1,34	15	condition vérifiée
	Sans voiles	38,134	8,01	30	37,5	0,712	0,878	25,826	0,0387	144,68	5,60	15	condition vérifiée
Poutres charpente	//	21,627	4,95	30	27,5	0,600	0,886	28,684	0,0349	179,42	6,26	15	condition vérifiée

TAB VI-14 : *Vérification des contraintes.*

❖ ***Etat limite de déformation :***

Sens (x-x), (y-y) : $\bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8\ cm$.

Dans notre cas la flèche donnée par Robot est de ***0,8 cm***, donc la condition est vérifiée.

❖ **Poutres principales :**

- *En travée :* ***3HA14***
- *Aux appuis* ***: 3HA14 filante + 3HA16 chapeau***

❖ **Poutres secondaires :**

- *En travée :* ***3HA12***
- *Aux appuis* ***: 3HA12 filante + 3HA14 chapeau***

❖ **Poutres de la charpente :**

- *En travée :* ***3HA12***
- *Aux appuis* ***: 3HA12 filante + 2HA10 chapeau***

Espacement en zone courante : ***15 cm***

Espacement en zone nodale : ***10 cm***

VI.2 Ferraillage des poteaux :

VI.2.1 Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\left.\begin{matrix} 1{,}35G + 1{,}5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{matrix}\right\} BAEL\ 91$$

$$\left.\begin{matrix} G + Q \mp E \\ 0{,}8G \mp E \end{matrix}\right\} RPA\ 99/Version\ 2003$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),
- Section entièrement tendue (SET).

VI.2.2 Recommandations et exigences du RPA

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de 0,8 % $\times\ b \times h$ *en zone II*.

- Poteaux ***(55 x 55)*** : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}008 \times 55 \times 55 = \mathbf{24{,}2\ cm^2}$.
- Poteaux ***(50 x 50)*** : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}008 \times 50 \times 50 = \mathbf{20\ cm^2}$.
- Poteaux ***(45 x 45)*** : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}008 \times 45 \times 45 = \mathbf{16{,}2\ cm^2}$.
- Poteaux ***(40 x 40)*** : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}008 \times 40 \times 40 = \mathbf{12{,}8\ cm^2}$.
- Poteaux ***(35 x 35)*** : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}008 \times 35 \times 35 = \mathbf{9{,}8\ cm^2}$.

✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $0{,}3\% \times b \times h$ *en zone II*.

- Poteaux ***(55 x 55)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}04 \times 55 \times 55 = \mathbf{121\ cm^2}$.
- Poteaux ***(50 x 50)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}04 \times 50 \times 50 = \mathbf{100\ cm^2}$.
- Poteaux ***(45 x 45)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}04 \times 45 \times 45 = \mathbf{81\ cm^2}$.
- Poteaux ***(40 x 40)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}04 \times 40 \times 40 = \mathbf{64\ cm^2}$.
- Poteaux ***(35 x 35)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}04 \times 35 \times 35 = \mathbf{49\ cm^2}$.

✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $0{,}6\% \times b \times h$ *en zone II*.

- Poteaux ***(55 x 55)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}06 \times 55 \times 55 = \mathbf{181{,}5\ cm^2}$.
- Poteaux ***(50 x 50)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}06 \times 50 \times 50 = \mathbf{150\ cm^2}$.
- Poteaux ***(45 x 45)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}06 \times 45 \times 45 = \mathbf{121{,}5\ cm^2}$.
- Poteaux ***(40 x 40)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}06 \times 40 \times 40 = \mathbf{96\ cm^2}$.
- Poteaux ***(35 x 35)*** : $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}06 \times 35 \times 35 = \mathbf{73{,}5\ cm^2}$.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40 $\emptyset$ *en* zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b) Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.
Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le rôle des armatures transversales consiste à **:**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

$\boldsymbol{T_u}$: Effort tranchant de calcul.

$\boldsymbol{h_1}$: Hauteur totale de la section brute.

$\boldsymbol{f_e}$: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\boldsymbol{\rho_a}$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant Il est pris égal à :

$\begin{cases} \boldsymbol{\rho_a = 2,5} \text{ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \boldsymbol{\rho_a = 3,75} \text{ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$\boldsymbol{\lambda_g}$: Élancement géométrique de poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{i}\right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0{,}7L_0$

Avec :

$\boldsymbol{l_f}$: Longueur de flambement du poteau $\boldsymbol{l_f = 0,7L_0}$

$\boldsymbol{S_t}$: Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale $S_t \leq min\ (10\emptyset; 15\ cm)$ *en zone II*

Dans la zone courante $S_t \leq min\ (15\emptyset)$ *en zone II*

$\emptyset$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $\boldsymbol{10}\ \emptyset$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing$ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ *en* % est donnée comme suite :

$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0{,}3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0{,}8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow interpolation\ entre\ les\ valeurs\ limites\ précédentes. \end{cases}$

VI.2.3 Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des différentes combinaisons :

niveau	La section des poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation
S − Sol 1 S − Sol 2	55 x 55	N_{max}	1837	M_{1cor}	-0,413	ELU
				M_{2cor}	0,197	
		N_{min}	32,616	M_{1cor}	-9,29	0,8G-EY
				M_{2cor}	-17,815	
		N_{1cor}	197,598	M_{1max}	83,860	08G-EX
		N_{2cor}	1244,083	M_{2max}	74,671	G+Q+EY
RDC et 1er étage	50 x 50	N_{max}	1479,977	M_{1cor}	-2,059	ELU
				M_{2cor}	-3,280	
		N_{min}	-3,393	M_{1cor}	-3,739	08G-EY
				M_{2cor}	-38,723	
		N_{1cor}	173,262	M_{1max}	117,244	08G-EX
		N_{2cor}	939,861	M_{2max}	87,211	GQ+EY
2ème ⟹ 4ème	45 x 45	N_{max}	1157,650	M_{1cor}	-3,732	ELU
				M_{2cor}	-4,157	
		N_{min}	-13,707	M_{1cor}	2,198	08G-EY
				M_{2cor}	-44,009	
		N_{1cor}	154,638	M_{1max}	124,516	08G-EX
		N_{2cor}	540,337	M_{2max}	94,105	GQ+EY
5ème ⟹ 7ème	40 x 40	N_{max}	716,211	M_{1cor}	-4,978	ELU
				M_{2cor}	-5,647	
		N_{min}	-21,138	M_{1cor}	6,260	08G-EY
				M_{2cor}	-35,696	
		N_{1cor}	101,649	M_{1max}	100,082	0,8G-EX
		N_{2cor}	262,590	M_{2max}	84,060	GQ+EY
8ème ⟹ Comble	35 x 35	N_{max}	311,834	M_{1cor}	-5,023	ELU
				M_{2cor}	-5,636	
		N_{min}	-41,531	M_{1cor}	0,298	08G-EY
				M_{2cor}	-11,136	
		N_{1cor}	39,159	M_{1max}	67,916	08G-EX
		N_{2cor}	83,576	M_{2max}	77,850	GQ+EY

TAB VI-15 : *Les efforts internes dans les poteaux.*

VI.2.4 Calcul des Armatures :

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1er cas :

C **:** Le centre de pression ce trouve à l'extérieur du segment $\boldsymbol{e} = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2ème cas :

C **:** Le centre de pression ce trouve à l'intérieur du segment $\boldsymbol{e} = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d-c) - M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

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

$\boldsymbol{A_{st}} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow \boldsymbol{N_u} : effort\ de\ compression. \qquad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\boldsymbol{A_{st}} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow \boldsymbol{N_u} : effort\ de\ traction.$

$\boldsymbol{A_{sc}} = A_{sc1}$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}}$$

1er cas : **Section simplement armée : (A_{Sc} = 0)**

Si $\boldsymbol{\mu < \mu_i = 0,392}$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}}$$

2eme cas **: Section doublement armée :**

Si $\boldsymbol{\mu > \mu_i = 0,392}$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$\boldsymbol{A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}}$$

Avec :

$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$\Delta M = M_f - M_1$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C **:** Le centre de pression ce trouve entre les armatures $\boldsymbol{e} = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$N(d-c) - M_f \geq \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

Deux cas peuvent se présenter :

1er cas :

$N(d-c) - M_f \geq \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

$\boldsymbol{A_{sc1}} = \frac{M - (d - 0{,}5\,h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d-c') \times \sigma_{sc}}$

$\boldsymbol{A_{sc2}} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$

2ème cas :

$\left(0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

$\boldsymbol{A_{sc1}} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}}$; $\boldsymbol{A_{sc2}} = 0$

$\boldsymbol{\Psi} = \frac{0{,}3571 + \frac{N \times (d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0{,}8571 + \frac{c'}{h}}$; $\boldsymbol{\sigma_{sc}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C **:** Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$\boldsymbol{A_{st1}} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}}$; $\boldsymbol{A_{st2}} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$

Ferraillage des poteaux :

niveau	poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A_{sc} cm²	A_{st} cm²	A_{min} cm²	ferraillage	A_{ad} cm²
S – Sol 1 et 2	55 x 55	N_{max}	1837	M_{1cor}	-0,413	ELU	SEC	0	0	24,2	4HA20+8HA14	24,87
				M_{2cor}	0,197		SEC	0	0			
		N_{min}	32,616	M_{1cor}	-9,29	0,8G-EY	SPC	0	0,02			
				M_{2cor}	-17,815		SPC	0	0,43			
		N_{1cor}	197,598	M_{1max}	83,860	08G-EX	SPC	0	1,54			
		N_{2cor}	1244,083	M_{2max}	74,671	G+Q+EY	SEC	0	0			
RDC et 1er étage	50 x 50	N_{max}	1479,977	M_{1cor}	-2,059	ELU	SEC	0	0	20	4HA16+8HA14	20,35
				M_{2cor}	-3,280		SEC	0	0			
		N_{min}	-3,393	M_{1cor}	-3,739	08G-EY	SPC	0	0,15			
				M_{2cor}	-38,723		SPC	0	2,01			
		N_{1cor}	173,262	M_{1max}	117,244	08G-EX	SPC	0	4,18			
		N_{2cor}	939,861	M_{2max}	87,211	GQ+EY	SEC	0	0			
2ème ⟹ 4ème	45 x 45	N_{max}	1157,650	M_{1cor}	-3,732	ELU	SEC	0	0	16,2	4HA16+8HA12	17,09
				M_{2cor}	-4,157		SEC	0	0			
		N_{min}	-13,707	M_{1cor}	2,198	08G-EY	SET	0,03	0,31			
				M_{2cor}	-44,009		SPC	0	2,8			
		N_{1cor}	154,638	M_{1max}	124,516	08G-EX	SPC	0	5,73			
		N_{2cor}	540,337	M_{2max}	94,105	GQ+EY	SEC	0	0			
5ème ⟹ 7ème	40 x 40	N_{max}	716,211	M_{1cor}	-4,978	ELU	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
				M_{2cor}	-5,647		SEC	0	0			
		N_{min}	-21,138	M_{1cor}	6,260	08G-EY	SPC	0	0,7			
				M_{2cor}	-35,696		SPC	0	2,69			
		N_{1cor}	101,649	M_{1max}	100,082	0,8G-EX	SPC	0	5,75			
		N_{2cor}	262,590	M_{2max}	84,060	GQ+EY	SPC	0	2,64			
8ème ⟹ Comble	35 x 35	N_{max}	311,834	M_{1cor}	-5,023	ELU	SEC	0	0	9,8	4HA14+4HA12	10,67
				M_{2cor}	-5,636		SEC	0	0			
		N_{min}	-41,531	M_{1cor}	0,298	08G-EY	SET	0,49	0,54			
				M_{2cor}	-11,136		SPC	0	1,42			
		N_{1cor}	39,159	M_{1max}	67,916	08G-EX	SPC	0	4,99			
		N_{2cor}	83,576	M_{2max}	77,850	GQ+EY	SPC	0	5,32			

TAB VI-16 : *Ferraillage des poteaux dans les deux sens.*

VI.2.5 Vérification a L'ELU :

1) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: $40\emptyset$ *en* zone II.
  - ✓ Poteaux (***55 x 55)*** : $\boldsymbol{l_r = 40 \times 2 = 80\ cm}$.
  - ✓ Poteaux ***(50 x 50)*** : $\boldsymbol{l_r = 40 \times 1{,}6 = 64\ cm}$.
  - ✓ Poteaux ***(45 x 45)*** : $\boldsymbol{l_r = 40 \times 1{,}6 = 64\ cm}$.
  - ✓ Poteaux ***(40 x 40)*** : $\boldsymbol{l_r = 40 \times 1{,}6 = 64\ cm}$.
  - ✓ Poteaux ***(35 x 35)*** : $\boldsymbol{l_r = 40 \times 1{,}4 = 56\ cm}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25cm$:

2) Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{\boldsymbol{A_t}}{\boldsymbol{S_t}} = \frac{\boldsymbol{\rho_a T_u}}{\boldsymbol{h_1 f_e}}$$

a) Diamètre des barres : (ArtA.8.1,3/BAEL91modifiée 99)

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.

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = \boldsymbol{6{,}66\ mm} \quad \text{Soit} \quad \boldsymbol{\emptyset_t = 8\ mm}$$

$\boldsymbol{\emptyset_l}$**:** Diamètre max des armatures longitudinales.

b) Espacement des armatures transversales

- ✓ ***Dans la zone nodale*** $\boldsymbol{S_t} \leq min\ (10\emptyset\ ;\ 15\ cm)$.

$\boldsymbol{S_t} \leq min\ (10 \times 1{,}2; 15\ cm) = min\ (12; 15\ cm)$ $\boldsymbol{S_t = 10\ cm}$.

- ✓ ***Dans la zone courante*** $\boldsymbol{S_t} \leq min\ (15\emptyset)$.

$\boldsymbol{S_t} \leq min\ (15\ \emptyset) = min\ (15 \times 1{,}2)$ $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$.

$\emptyset$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section des poteaux	T_u (KN)	b m	h_1 cm	l_f m	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	λ_g	ρ	A_{min} zone nodale (cm^2)	A_{min} zone courante (cm^2)	A_{ad}
S-Sol 1 (55 x 55)	5,83	0,55	55	2,856	10	15	18,98	2,5	1,65	2,475	3,01
	5,15	0,55	55	2,856	10	15	18,98	2,5	1,65	2,475	3,01
S-Sol 2 (55 x 55)	14,69	0,55	55	2,142	10	15	13,49	2,5	1,65	2,475	3,01
	18,30	0,55	55	2,142	10	15	13,49	2,5	1,65	2,475	3,01
(50 x 50)	13,85	0,50	50	2,142	10	15	14,84	2,5	1,5	2,25	3,01
	21,83	0,50	50	2,142	10	15	14,84	2,5	1,5	2,25	3,01
(45 x 45)	16,66	0,45	45	2,142	10	15	16,48	2,5	1,35	2,025	3,01
	27,99	0,45	45	2,142	10	15	16,48	2,5	1,35	2,025	3,01
(40 x 40)	20,08	0,40	40	2,142	10	15	18,55	2,5	1,2	1,8	2,01
	29,09	0,40	40	2,142	10	15	18,55	2,5	1,2	1,8	2,01
(35 x 35)	18,43	0,35	35	2,142	10	15	21,20	2,5	1,05	1,575	2,01
	35,45	0,35	35	2,142	10	15	21,20	2,5	1,05	1,575	2,01

TAB VI-17 : *Détermination des armatures transversales.*

Récapitulatif :

Les armatures longitudinales (verticales) des poteaux seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de **HA8** de sections transversales :

Poteaux ***(55 x 55)*** ; ***(50 x 50)*** ; ***(45 x 45)*** : 1 cadres et 2 étriers.

Poteaux ***(40 x 40)*** ; ***(35 x 35)*** : 1 cadres et 1 losange.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10Ø = 8cm.

N.B : La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

3) Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221).

- ✓ Pour le $\emptyset\mathbf{20} \Rightarrow \boldsymbol{L} = 40\emptyset = 40 \times 2 = \mathbf{80}\ \boldsymbol{cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset\mathbf{16} \Rightarrow \boldsymbol{L} = 40\emptyset = 40 \times 1{,}6 = \mathbf{64}\ \boldsymbol{cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset\mathbf{14} \Rightarrow \boldsymbol{L} = 40\emptyset = 40 \times 1{,}4 = \mathbf{56}\ \boldsymbol{cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset\mathbf{12} \Rightarrow \boldsymbol{L} = 40\emptyset = 40 \times 1{,}2 = \mathbf{48}\ \boldsymbol{cm}$.

❖ ***Délimitation de la zone nodale :***

Poteaux	$\boldsymbol{h'} = max\left(\frac{h_e}{6}\ ;\ b_1\ ;\ h_1\ ;\ 60cm\right)$	
55 x 55 (S-Sol 1)	$\boldsymbol{h'} = max(61{,}33\ ;55\ ;55\ ;60cm)$	$\boldsymbol{h' = 61{,}33\ cm}$
55 x 55	$\boldsymbol{h'} = max(44{,}33\ ;55\ ;55\ ;60cm)$	$\boldsymbol{h' = 60\ cm}$
50 x 50	$\boldsymbol{h'} = max(44{,}33\ ;50\ ;50;60cm)$	$\boldsymbol{h' = 60\ cm}$
45 x 45	$\boldsymbol{h'} = max(44{,}33\ ;45\ ;45;60cm)$	$\boldsymbol{h' = 60\ cm}$
40 x 40	$\boldsymbol{h'} = max(44{,}33\ ;40\ ;40;60cm)$	$\boldsymbol{h' = 60\ cm}$
35 x 35	$\boldsymbol{h'} = max(44{,}33\ ;35\ ;35\ ;60cm)$	$\boldsymbol{h' = 60\ cm}$

TAB VI-18 : *Délimitation des zones nodales.*

$\boldsymbol{b_1}$ et $\boldsymbol{h_1}$: dimensions du poteau

$\boldsymbol{h_e}$: Hauteur entre nu des poutres

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à ***5 cm*** au plus du nu d'appui.

4) Vérification au cisaillement (*Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :*

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\boldsymbol{\tau_{bu}}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\boldsymbol{\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\rho_d} = \begin{cases} \mathbf{0,075} & \boldsymbol{si} \quad \boldsymbol{\lambda_g \geq 5} \\ \mathbf{0,04} & \boldsymbol{si} \quad \boldsymbol{\lambda_g < 5} \end{cases}$$

Poteaux	T_{max}^{u} *(KN)*	*b (cm)*	*d (cm)*	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ *(MPa)*	τ_{bu} *(MPa)*	*La condition*
55 x 55 (S-Sol 1)	*5,83*	*55*	*52,5*	*18,98*	*0,075*	*0,020*	*0,275*	Condition vérifiée
55 x 55	*18,30*	*55*	*52,5*	*13,49*	*0,075*	*0,063*	*0,275*	Condition vérifiée
50 x 50	*21,83*	*50*	*47,5*	*14,84*	*0,075*	*0,091*	*0,301*	Condition vérifiée
45 x 45	*27,99*	*45*	*42,5*	*16,48*	*0,075*	*0,146*	*0,314*	Condition vérifiée
40 x 40	*29,09*	*40*	*37,5*	*18,55*	*0,075*	*0,193*	*0,333*	Condition vérifiée
35 x 35	*35,45*	*35*	*32,5*	*21,20*	*0,075*	*0,311*	*0,611*	Condition vérifiée

TAB VI-19 : *Vérification au cisaillement dans les poteaux.*

5) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $\boldsymbol{L_s = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}}$ $\qquad \boldsymbol{\tau_{su}} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2{,}835\ MPa}$

- Pour les $\emptyset_{20}$: $\boldsymbol{L_s = 70{,}54\ cm}$
- Pour les $\emptyset_{16}$: $\boldsymbol{L_s = 56{,}43\ cm}$
- Pour les $\emptyset_{14}$: $\boldsymbol{L_s = 49{,}38\ cm}$
- Pour les $\emptyset_{12}$: $\boldsymbol{L_s = 42{,}32\ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $\mathbf{0{,}4}\ L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les $\emptyset_{20}$: $\boldsymbol{L_a = 28{,}21\ cm}$.
- Pour les $\emptyset_{16}$: $\boldsymbol{L_a = 22{,}57\ cm}$.
- Pour les $\emptyset_{14}$: $\boldsymbol{L_a = 19{,}75\ cm}$.
- Pour les $\emptyset_{12}$: $\boldsymbol{L_a = 16{,}92\ cm}$.

VII.2.6 Vérifications à l'ELS :

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

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$\boldsymbol{A_{s\,ad} \geq A_{min} = \frac{0{,}23\, f_{t28}}{fe}\ \frac{e_s - 0{,}455 \times d}{e_s - 0{,}185 \times d} \times b \times d}$$

niveau	poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		e_s m	A_{min} cm²	A_{ad} cm²	OBS
S – Sol 1 et 2	55 x 55	N_{max}	1337,534	M_{1cor}	-0,298	0,0002	8,59	24,87	Condition Vérifiée
				M_{2cor}	0,154	0,0001	8,58		
		N_{min}	776,005	M_{1cor}	-15,995	0,0206	9,95		
				M_{2cor}	-4,134	0,0053	8,87		
		N_{1cor}	856,836	M_{1max}	23,424	0,0273	10,57		
		N_{2cor}	956,011	M_{2max}	16,181	0,0169	9,65		
RDC et 1er étage	50 x 50	N_{max}	1077,221	M_{1cor}	-1,479	0,0014	7,12	20,35	Condition Vérifiée
				M_{2cor}	-2,367	0,0022	7,16		
		N_{min}	638,449	M_{1cor}	5,050	0,0079	7,47		
				M_{2cor}	-12,207	0,0191	8,22		
		N_{1cor}	684,084	M_{1max}	25,096	0,0367	10,05		
		N_{2cor}	658,899	M_{2max}	16,164	0,0245	8,67		
2ème ⇒ 4ème	45 x 45	N_{max}	842,389	M_{1cor}	-2,688	0,0032	5,82	17,09	Condition Vérifiée
				M_{2cor}	-2,996	0,0036	5,84		
		N_{min}	410,514	M_{1cor}	3,862	0,0094	6,14		
				M_{2cor}	-19,315	0,0471	10,70		
		N_{1cor}	428,840	M_{1max}	32,147	0,0750	4,03		
		N_{2cor}	423,882	M_{2max}	19,15	0,0452	10,23		
5ème ⇒ 7ème	40 x 40	N_{max}	520,837	M_{1cor}	-3,589	0,0069	4,75	14,19	Condition Vérifiée
				M_{2cor}	-4,077	0,0078	4,79		
		N_{min}	200,116	M_{1cor}	25,021	0,1250	2,75		
				M_{2cor}	-8,050	0,0402	8,10		
		N_{1cor}	208,804	M_{1max}	33,216	0,1591	2,61		
		N_{2cor}	235,354	M_{2max}	21,519	0,0914	2,95		
8ème ⇒ Comble	35 x 35	N_{max}	226,318	M_{1cor}	3,623	0,0160	4,11	10,67	Condition Vérifiée
				M_{2cor}	-4,078	0,0180	4,24		
		N_{min}	-1,212	M_{1cor}	-4,788	3,9505	1,34		
				M_{2cor}	-2,177	1,7962	1,30		
		N_{1cor}	75,650	M_{1max}	26,381	0,3487	0,96		
		N_{2cor}	29 ,194	M_{2max}	29,824	1,0216	1,25		

TAB VI-20 : *Vérification de la condition de non fragilité.*

2) État limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\boldsymbol{\sigma_s = 384\ MPa}$
- Contrainte admissible du béton : $\boldsymbol{\sigma_b = 15\ MPa}$

$\boldsymbol{e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}}$ ⇒ Section entièrement comprimée.

$\boldsymbol{e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}}$ ⇒ Section partiellement comprimée.

a) Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'air de la section homogène totale : $\boldsymbol{S} = bh + 15(A'_s + A_s)$

- On détermine la position du centre de gravité :

$$\boldsymbol{X_G} = 15\frac{A'_S \times (0{,}5h-d) - A_S \times (d-0{,}5h)}{bh+15(A_S+A'_S)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$\boldsymbol{I} = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + (A'_s(0{,}5 - d - X_G)^2 - A_s(0{,}5 - d + X_G)^2)$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\boldsymbol{\sigma_{sup}} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s\,(e_s - X_g) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{inf}} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s\,(e_s - X_g) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

***b) Vérification d'une Section partiellement comprimée* :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$\boldsymbol{y_1 = y_2 + L_c}$$

Avec :

$\boldsymbol{y_1}$: La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$\boldsymbol{y_2}$: La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression ***Cp***.

$\boldsymbol{L_c}$: La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$\boldsymbol{y_2}$ est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$\boldsymbol{y_2^3 + (P \times y_2) + q = 0}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{L_c = \frac{h}{2} - e_s} \\ \boldsymbol{P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(l_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)} \\ \boldsymbol{q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(l_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)^2} \end{cases}$$

On calcul l'inertie de la section :

$$\boldsymbol{I} = \frac{b}{3}y_1^3 + 15[(A_s(d - y_1)^2) + A'_s(y_1 - c')^2]$$

La contrainte de pression dans le béton est : $\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1$

$\boldsymbol{\sigma_{bs}}$: Contrainte maximale dans la fibre supérieure du béton.

$\boldsymbol{\sigma_{ss}}$: Contrainte maximale dans les aciers supérieurs.

$\boldsymbol{\sigma_{bi}}$: Contrainte maximale dans la fibre inférieure du béton.

$\boldsymbol{\sigma_{si}}$: Contrainte maximale dans les aciers inférieurs.

Niveaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN.m)		e_s m	$\frac{h}{6}$	nature	$\sigma^s_{béton}$	$\sigma^i_{béton}$	$\sigma^{ad}_{béton}$	σ^s_{Acier}	σ^i_{Acier}	σ^{ad}_{Acier}	Observation
S – Sol 1 et 2 55 x 55	N_{max}	1337,534	M_{1cor}	-0,298	0,0002	0,092	S.E.C	4,02	4,06	15	60,03	60,9	384	Condition vérifiée
			M_{2cor}	0,154	0,0001	0,092	S.E.C	4,03	4,05	15	60,05	60,7	384	Condition vérifiée
	N_{min}	776,005	M_{1cor}	-15,995	0,0206	0,092	S.E.C	1,87	2,82	15	28,7	41,6	384	Condition vérifiée
			M_{2cor}	-4,134	0,0053	0,092	S.E.C	2,22	2,47	15	33,4	36,9	384	Condition vérifiée
	N_{1cor}	856,836	M_{1max}	23,424	0,0273	0,092	S.E.C	3,25	1,91	15	48,1	29,6	384	Condition vérifiée
	N_{2cor}	956,011	M_{2max}	16,181	0,0169	0,092	S.E.C	3,35	2,42	15	49,7	37	384	Condition vérifiée
RDC et 1er étage 50 x 50	N_{max}	1077,221	M_{1cor}	-1,479	0,0014	0,083	S.E.C	3,91	4,05	15	58,8	60,4	384	Condition vérifiée
			M_{2cor}	-2,367	0,0022	0,083	S.E.C	3,88	4,06	15	58,3	60,8	384	Condition vérifiée
	N_{min}	638,449	M_{1cor}	5,050	0,0079	0,083	S.E.C	2,55	2,15	15	38	32,6	384	Condition vérifiée
			M_{2cor}	-12,207	0,0191	0,083	S.E.C	1,87	2,84	15	28,7	41,9	384	Condition vérifiée
	N_{1cor}	684,084	M_{1max}	25,096	0,0367	0,083	S.E.C	3,52	1,52	15	51,3	24,3	384	Condition vérifiée
	N_{2cor}	658,899	M_{2max}	16,164	0,0245	0,083	S.E.C	3,07	1,79	15	45,1	27,8	384	Condition vérifiée
2ème ⟹ 4ème 45 x 45	N_{max}	842,389	M_{1cor}	-2,688	0,0032	0,075	S.E.C	3,66	3,95	15	55,2	59	384	Condition vérifiée
			M_{2cor}	-2,996	0,0036	0,075	S.E.C	3,64	3,97	15	54,9	59,2	384	Condition vérifiée
	N_{min}	410,514	M_{1cor}	3,862	0,0094	0,075	S.E.C	2,06	1,65	15	30,6	25	384	Condition vérifiée
			M_{2cor}	-19,315	0,0471	0,075	S.E.C	0,81	2,9	15	13,9	41,7	384	Condition vérifiée
	N_{1cor}	428,840	M_{1max}	32,147	0,0750	0,075	S.E.C	3,67	0,2	15	52,2	5,94	384	Condition vérifiée
	N_{2cor}	423,882	M_{2max}	19,15	0,0452	0,075	S.E.C	2,95	0,88	15	42,5	15	384	Condition vérifiée
5ème ⟹ 7ème 40 x 40	N_{max}	520,837	M_{1cor}	-3,589	0,0069	0,067	S.E.C	2,68	3,22	15	40,7	47,8	384	Condition vérifiée
			M_{2cor}	-4,077	0,0078	0,067	S.E.C	2,64	3,26	15	40,2	48,3	384	Condition vérifiée
	N_{min}	200,116	M_{1cor}	25,021	0,1250	0,067	S.E.C	3,22	0	15	44,1	-15,1	384	Condition vérifiée
			M_{2cor}	-8,050	0,0402	0,067	S.E.C	0,52	1,74	15	9	25	384	Condition vérifiée
	N_{1cor}	208,804	M_{1max}	33,216	0,1591	0,067	S.E.C	4,21	0	15	56,4	-37,4	384	Condition vérifiée
	N_{2cor}	235,354	M_{2max}	21,519	0,0914	0,067	S.E.C	2,99	0	15	41,6	-2,19	384	Condition vérifiée

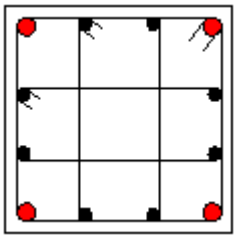
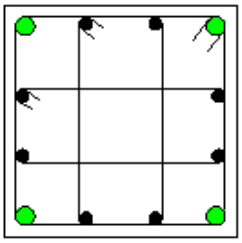
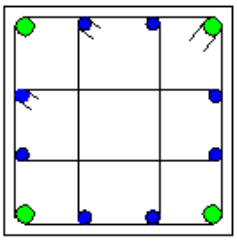
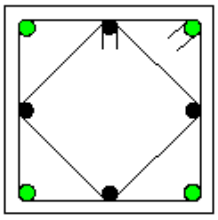
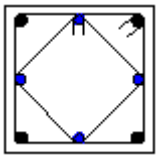
$8^{ème} \Rightarrow$ Comble 35 x 35	N_{max}	226,318	M_{1cor}	3,623	0,0160	0,058	**S.E.C**	2,09	1,26	15	30,4	19,8	384	Condition vérifiée
			M_{2cor}	-4,078	0,0180	0,058	**S.E.C**	1,21	2,14	15	19,1	31,1	384	Condition vérifiée
	N_{min}	-1,212	M_{1cor}	-4,788	3,9505	0,058	**S.P.C**	0	0,85	15	-39,4	8,69	384	Condition vérifiée
			M_{2cor}	-2,177	1,7962	0,058	**S.P.C**	4,02	4,06	15	-18,6	3,82	384	Condition vérifiée
	N_{1cor}	75,650	M_{1max}	26,381	0,3487	0,058	**S.P.C**	4,03	4,05	15	60	-131	384	Condition vérifiée
	N_{2cor}	29 ,194	M_{2max}	29,824	1,0216	0,058	**S.P.C**	1,87	2,82	15	60,07	-205,4	384	Condition vérifiée

TAB VI-21 : *Vérification des contraintes dans les aciers et le béton.*

.

Conclusions :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\,min}$ correspondante recommandée par le règlement ***« RPA 99/Version 2003 »en zone II.***

Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
S – Sol 1 et 2	55 x 55	4HA20+8HA14	1 cadre et 2 étriers (HA8)	
RDC et 1er étage	50 x 50	4HA16+8HA14	1 cadre et 2 étriers (HA8)	
2ème ⇒ 4ème	45 x 45	4HA16+8HA12	1 cadre et 2 étriers (HA8)	
5ème ⇒ 7ème	40 x 40	4HA16+4HA14	1 cadre et 1 losange (HA8)	
8ème ⇒ Comble	35 x 35	4HA14+4HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	

TAB VI-22 : *Ferraillage des poteaux.*

VI.3 Ferraillage des Voiles :

VI.3.1 Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale encastrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal ***N***, un effort tranchant ***V***, et un moment fléchissant ***M*** qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left.\begin{matrix} 1{,}35G + 1{,}5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{matrix}\right\} BAEL\ 91$$

$$\left.\begin{matrix} G + Q + E \\ 0{,}8G \mp E \end{matrix}\right\} RPA\ 99/Version\ 2003$$

a) Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\boldsymbol{\frac{h}{l} > 1,5}$
- Voile court : $\boldsymbol{\frac{h}{l} < 1,5}$

b) Exposer de la méthode :

Méthode de ferraillage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la ***R.D.M***.
Cette méthode se fait pour une bande de largeur d, elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi ***(N)*** et ***(M).***

c) Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ***(N, M)*** en utilisant les formules suivantes :

$$\boldsymbol{\sigma_{max}} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{min}} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : $\boldsymbol{B}$ **:** Section de béton

$\boldsymbol{I}$ **:** Moment d'inertie du voile

$\boldsymbol{V}$, $\boldsymbol{V'}$: Bras de levier $\boldsymbol{V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}}$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « $\boldsymbol{d}$ » donnée par : $\boldsymbol{d \leq min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_C\right)}$

$\boldsymbol{h_e}$: Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

$\boldsymbol{L_C}$: La longueur de la zone comprimée : $\boldsymbol{L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L}$

$\boldsymbol{L_T}$: La longueur de la zone tendue : $\boldsymbol{L_T = L - L_C}$

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{(l_t - d) \times |\sigma_{min}|}{l_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (***S.E.C***),
- Section partiellement comprimé (***S.P.C***),
- Section entièrement tendue (***S.E.T***).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

- ***Zone I*** : S-Sol $_1$ ***et*** S-Sol $_2$
- ***Zone II*** : RDC ***et*** 1er étage,
- ***Zone III*** : 2 ^{éme} ***au*** 4 ^{éme} étage.
- ***Zone IV*** : 5 ^{éme} ***au*** 7 ^{éme} étage.
- ***Zone V*** : 8 ^{éme} ***au*** Comble.

VI.3.2 Section entièrement comprimée (SEC) :

$$\boldsymbol{N_1} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$\boldsymbol{N_2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

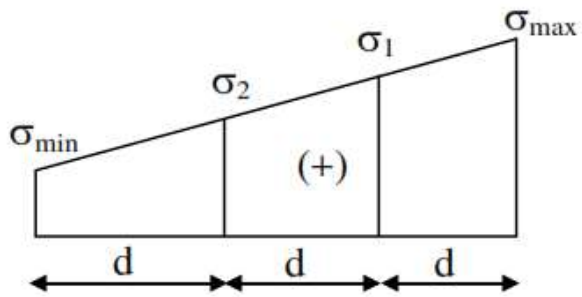


Figure VI-4 : *Section entièrement comprimée.*

$\boldsymbol{e}$ **:** Epaisseur du voile.

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$\boldsymbol{A_{vi}} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$ Avec : $\boldsymbol{B}$ **:** Section du tronçon considéré,

$\boldsymbol{\sigma_s} = \mathbf{348}\ \boldsymbol{MPa}$ ==> Situation Courante,

$\boldsymbol{\sigma_s} = \mathbf{400}\ \boldsymbol{MPa}$ ==> Situation Accidentelle.

Section minimale

$\boldsymbol{A_{min}} = 2\ cm^2$ Pour une longueur de la bande « $\boldsymbol{d}$ ».

$\mathbf{0,2}\ \% \leq \frac{\boldsymbol{A_{min}}}{\boldsymbol{B}} \leq \mathbf{0,5}\ \%$ Avec $\boldsymbol{B}$ **:** section du béton comprimé.

VI.3.3 Section entièrement tendue (SET) :

$\boldsymbol{N_1} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$

$\boldsymbol{N_2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$

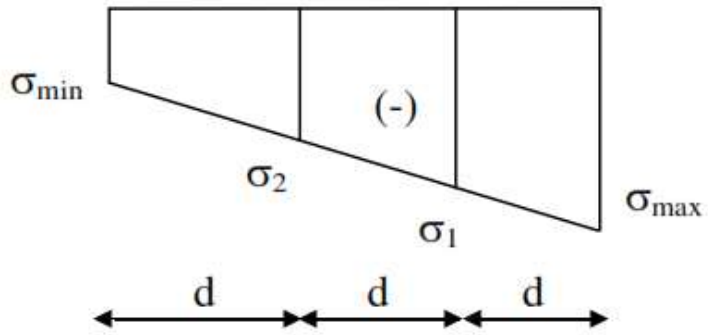


Figure VI-5 : *Section entièrement tendue.*

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$\boldsymbol{A_{vi}} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

VI.3.4 Section partiellement comprimée (SPC) :

$$\boldsymbol{N_1} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$\boldsymbol{N_2} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

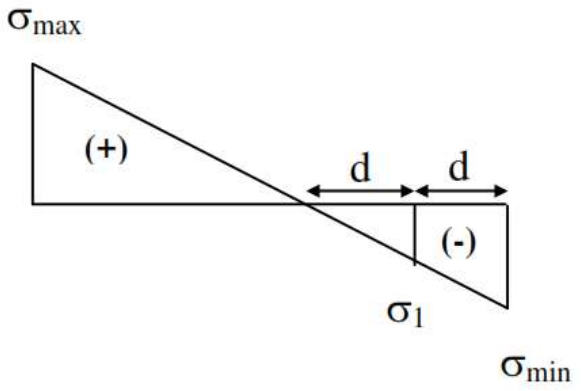


Figure VI-6 : *Section partiellement comprimée.*

Remarque :

$\boldsymbol{\sigma_a}$ ***et*** $\boldsymbol{\sigma_b}$ Sont de signe positif on aura section entièrement tendue *(S.E.T).*

$\boldsymbol{\sigma_a}$ ***et*** $\boldsymbol{\sigma_b}$ Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée *(S.E.C).*

$\boldsymbol{\sigma_a}$ ***et*** $\boldsymbol{\sigma_b}$ Sont des signe contraire on aura section partiellement comprimée *(S.P.C).*

- ✓ ***Armatures verticales :*** $\boldsymbol{A_{vi}} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \boldsymbol{348\ MPa}$ ⇒ Contrainte de l'acier à 1 % = ***348 MPa***

- ✓ ***Armatures minimales :*** $\boldsymbol{A_{min}} \geq max(0{,}23\frac{Bf_{t28}}{f_e}\ ;\ 0{,}005B)$

Avec : **B :** section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à ***0,20 %*** de la section horizontale du béton tendu.

- ✓ ***Armatures horizontales***

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de **10** ∅ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left.\begin{array}{l} A_H \geq 0{,}15\%\ B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0{,}15\%\ B \text{ En zone courante} \end{array}\right\} Art\ 7.7.4.3\ RPA\ 99/Version\ 2003.$$

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}\Big\}\ BAEL\ 91\ Modifiée\ 99$$ Avec : $\boldsymbol{A_V}$: Section d'armatures verticales.

$\boldsymbol{B}$: Section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser ***1/10*** de l'épaisseur du voile.

✓ ***Armatures transversales :***

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.
Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article ***7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.***
Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par ***(04)*** épingles au mètre carré.

Les potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à ***0,2 %*** de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins ***4HA10 (RPA 99/ Version 2003)***.
Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

Ferraillage minimal :

$\boldsymbol{A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \Rightarrow BAEL\ 91\ Modifiée\ 99}$.

$\boldsymbol{A_{min} = 0,2\%B \Rightarrow RPA\ 99/\ Version\ 2003}$.

VI.3.5 Disposition constructives :

1) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \boldsymbol{S_t} \leq 1{,}5 \times e \\ \boldsymbol{S_t} \leq 30\ cm \end{cases} \Rightarrow\ Art\ 7.7.4.3\ RPA\ 99/\ version 2003.$$

e: épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

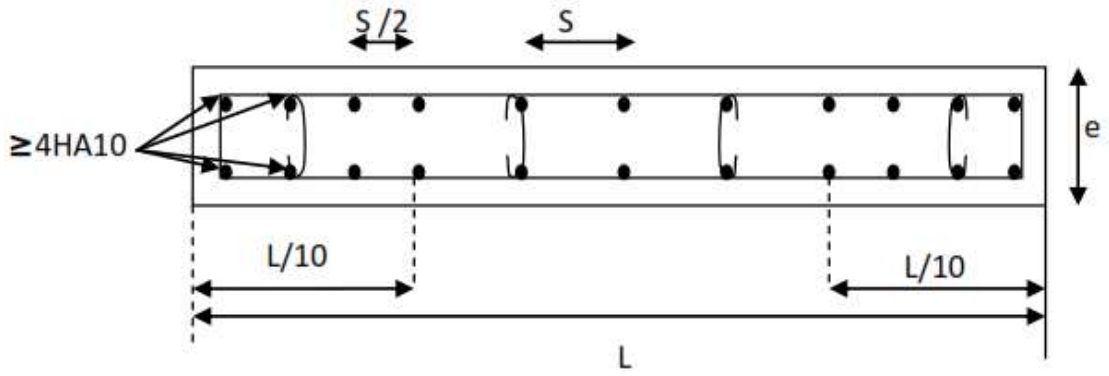


Figure VI-7 : *Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

2) Les longueurs de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ***40*** $\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ***20***$\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.3.6 Vérification à l'ELS :

1) Les contraintes dans le béton :

$\boldsymbol{\sigma_b} = \frac{N_S}{B + 15A} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ Avec : $\overline{\boldsymbol{\sigma_b}} = 0{,}6\, f_{c28} = \mathbf{15}\, \boldsymbol{MPa}$.

Avec :

$\boldsymbol{N_s} = G + Q$: Effort normal de service.

$\boldsymbol{B}$: Section du béton.

$\boldsymbol{A}$: Section de l'acier.

2) Contraintes limites de cisaillement : Art 7.7.2 RPA 99/Version2003.

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$\boldsymbol{\tau_b} \leq \bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{b}} = 0{,}2 f_{c28}$ Avec : $\bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{b}} = 0{,}2 f_{c28} = 0{,}2 \times 25 = \mathbf{5}\, \boldsymbol{MPa}$

$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{\bar{T}}{b_0 d}$ $Avec$: $\bar{T} = 1{,}4 \times T^{u}_{calcul}$

$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{1{,}4 \times 41{,}456 \times 10^3}{(0{,}2 \times 0{,}9 \times 1{,}5) 10^6} = \mathbf{0{,}215}\, \boldsymbol{MPa} < \bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{b}} = \mathbf{5}\, \boldsymbol{MPa}$ …….. Condition vérifiée.

$\boldsymbol{b_0}$: Épaisseur du linteau ou du voile

$\boldsymbol{d}$: Hauteur utile $\boldsymbol{d = 0{,}9h}$

$\boldsymbol{h}$: hauteur totale de la section brute

$\boldsymbol{T_u}$: effort tranchant dans le niveau considéré.

3) Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$ Avec : $\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u}{bd}}$

$\boldsymbol{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau_u} = \min(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa)$ Fissuration préjudiciable.

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{41{,}456 \times 10^3}{(0{,}2\times 0{,}9\times 1{,}5)10^6} = 0{,}154\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}26\ MPa}$.

4) Exemple de calcul : Calcul le voile transversale $\mathbf{VT_7}$

$l = \mathbf{1{,}50\ m}$; $e = \mathbf{20\ cm}$, $V = V' = \frac{L_{voiles}}{2} = \frac{1{,}50}{2} = \mathbf{0{,}75\ m}$, $B = 1{,}50 \times 0{,}20 = \mathbf{0{,}3m^2}$.

$\boldsymbol{I_x = \frac{e \times l^3}{12}}$; $\boldsymbol{I_y = \frac{l \times e^3}{12}}$, $\boldsymbol{I_y \lll I_x}$: *I_y Est négligeable devant I_x*

$\boldsymbol{I_x = \frac{e\times l^3}{12} = \frac{0{,}2\times 1{,}5^3}{12} = 0{,}05625\ m^4}$.

- ***Détermination des diagrammes des contraintes :***

$\boldsymbol{\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}}$ $\boldsymbol{\sigma_{max} = 5{,}277\ MPa = 5277\ KN/m^2}$.

$\boldsymbol{\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}}$ $\boldsymbol{\sigma_{min} = -10{,}815\ MPa = -10815\ KN/m^2}$.

$\boldsymbol{\sigma_{max}\ et\ \sigma_{min}}$ Sont de signes contraires donc on a une section partiellement comprimée

- ***Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :***

$\boldsymbol{L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{5{,}277}{5{,}277+10{,}815} \times 1{,}50 = 0{,}49\ m}$.

$\boldsymbol{L_T = L - L_C = 1{,}50 - 0{,}49 = 1{,}01\ m}$.

- ***Calcul « d » longueur de la bande :***

$\boldsymbol{d \leq min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_C\right)}$.

➢ ***Calcul de la contrainte*** $\boldsymbol{\sigma_1}$:

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{(l_t - d) \times (\sigma_{min})}{l_t} = \frac{(1{,}01 - 0{,}50)(-10{,}815)}{1{,}01} = \boldsymbol{-5{,}407\ MPa}.$$

➢ ***Détermination des efforts normaux :***

$$\boldsymbol{N_1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-(10815 - 5407{,}50)}{2} \times 0{,}50 \times 0{,}2 = \boldsymbol{817{,}70\ KN}.$$

$$\boldsymbol{N_2} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5407{,}50}{2} \times 0{,}50 \times 0{,}2 = \boldsymbol{272{,}57\ KN}.$$

➢ ***Calcul des armatures verticales :***

$$\boldsymbol{A_{v1}} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{817{,}70}{40} = \boldsymbol{20{,}44\ cm^2}.$$

$$\boldsymbol{A_{v2}} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{272{,}57}{40} = \boldsymbol{6{,}81\ cm^2}.$$

$$\boldsymbol{A_{vj}} = 1{,}1\frac{1{,}4\ T_u}{f_e} = 1{,}1\frac{1{,}4 \times 41{,}456}{400} \times 10 = \boldsymbol{1{,}60\ \ cm^2}.$$

$$\boldsymbol{A_1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 20{,}44 + \frac{1{,}60}{4} = \boldsymbol{20{,}84\ \ cm^2}.$$

$$\boldsymbol{A_2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6{,}81 + \frac{1{,}6}{4} = \boldsymbol{7{,}21\ cm^2}.$$

➢ ***Vérifications*** :

- Section de béton dans la zone tendue : $\boldsymbol{b \times l_t} = 20 \times 101 = \boldsymbol{2020\ cm^2}$.

$0{,}2\ \%\ b \times l_t = 0{,}002 \times 2020 = \boldsymbol{4{,}04\ cm^2}$.

6HA16 + 6HA14 $\Rightarrow$ $\boldsymbol{21{,}30\ \ cm^2 > 4{,}04\ cm^2}$…… Condition vérifiée.

- Globalement dans le voile :

Section totale du béton : $\boldsymbol{S_b} = b \times l = 20 \times 150 = \boldsymbol{3000\ cm^2}$.

Section totale des armatures :

$\frac{\boldsymbol{S_a}}{\boldsymbol{S_b}} = \frac{62{,}80}{3000} = \boldsymbol{2{,}09\ \% > 0{,}15\ \%}$ …… Condition vérifiée.

Langueur de la zone courante : $l - 2\left(\frac{l}{10}\right) = 150 - 2\left(\frac{150}{10}\right) = \mathbf{120\ cm}$.

Section brute de la zone courante : $\boldsymbol{S_{brute}} = 120 \times 20 = \mathbf{2400\ cm^2}$.

Section des armatures dans la zone courante : $2 \times 8\text{HA}14 \Rightarrow \mathbf{24,64\ cm^2}$.

$\frac{\boldsymbol{S_a}}{\boldsymbol{S_b}} = \frac{24,64}{2400} = \mathbf{1,02\ \%} > \mathbf{0,10\ \%}$ …… Condition vérifiée.

- ***Les contraintes dans le béton :***

$\boldsymbol{\sigma_b} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ Avec : $\overline{\boldsymbol{\sigma_b}} = 0,6\ f_{c28} = \mathbf{15\ MPa}$.

$\boldsymbol{\sigma_b} = \frac{|N_s|}{B+15A} = \frac{654,335 \times 10^3}{3000 + 15 \times 28,05 \times 10^4} = \mathbf{0,16\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\sigma_b}} = \mathbf{15\ MPa}$ …… Condition vérifiée.

- ***Contrainte limite de cisaillement***

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \min(0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa)$ Fissuration préjudiciable.

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \min\left(0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = min(3,26\ MPa; 4\ MPa) = \mathbf{3,26\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{bd} = \frac{41,456 \times 10^3}{(0,2 \times 0,9 \times 1,5)10^6} = \mathbf{0,154\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \mathbf{3,26\ MPa}$.

- ***Armatures minimales :***

$$\left.\begin{array}{c} A_{min} \geq max\left(0,002\ l_t \times e\ ;\ \dfrac{f_{t28} \times d \times e}{f_e}\right) \\ A_{min} \geq \max(4,24\ ;\ 5,55) \end{array}\right\} \boldsymbol{A_{min} = 5,55\ cm^2}$$

- ***Calcul des armatures horizontales :***

$\boldsymbol{A_{H/nappe/voile}} = \frac{A_{ad}^v}{4} = \frac{31,4}{4} = \mathbf{7,85\ cm^2}$.

$\boldsymbol{A_H} \geq 0,15\%B = \mathbf{4,5\ cm^2}$.

Zones			zone I	zone II	zone III	zone IV	zone V
L (m)			4,05	4	3,95	3,9	3,85
e (m)			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
B (m2)			0,81	0,8	0,79	0,78	0,77
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}\ (KN/m^2)$		4016	2707	2772	2787	2065
	$\sigma_{min}\ (KN/m^2)$		-9237	-6786	-5659	-5177	-4217
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	$T_u(KN)$		187,726	224,919	258,643	270,99	128,896
	$L_t(m)$		2,82	2,86	2,65	2,54	2,58
	$L_c(m)$		1,23	1,14	1,30	1,36	1,27
	$d_1(m)$		0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	$d\ (m)$		1,14	1,18	1,10	1,07	1,12
	$\sigma_1\ (KN/m^2)$		-7437,21	-5599,38	-4698,51	-4360,18	-3645,91
	$\sigma_2\ (KN/m^2)$		-3719	-2800	-2349	-2180	-1823
	$N\ (KN)$	N_1	917,08	619,27	466,09	381,49	275,20
		N_2	1267,72	990,82	775,71	698,24	610,99
		N_3	422,57	330,27	258,57	232,75	203,66
	$A_v\ (cm^2)$	A_{v1}	22,93	15,48	11,65	9,54	6,88
		A_{v2}	31,69	24,77	19,39	17,46	15,27
		A_{v3}	10,56	8,26	6,46	5,82	5,09
	$A_{vj}\ (cm^2)$		7,23	8,66	9,96	10,43	4,96
	$A_{v/bande}\ (cm^2)$	$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$	24,73	17,65	14,14	12,15	8,12
		$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$	33,50	26,94	21,88	20,06	16,52
		$A_3 = A_{v3} + \frac{A_{vj}}{4}$	12,37	10,42	8,95	8,43	6,33
	$A_{min}\ (cm^2)$/bande		3,41	3,54	3,30	3,20	3,35
	$A_{min}\ (cm^2)$/Voiles RPA		12,15	12,00	11,85	11,70	11,55
	$A^v_{ad}\ (cm^2)$	Raidisseur	24,87	20,35	17,09	14,19	10,67
		voiles/nappe	43,54	31,63	27,12	25,72	21,87
		Voiles	87,08	63,26	54,24	51,44	43,74
Ferraillage des voiles	Choix des barres/nappe	Raidisseur	4HA20 +8HA14	4HA16 +8HA14	4HA16 +8HA12	4HA16 +4HA14	4HA14 +4HA12
		voiles/nappe	14HA16 +10HA14	11HA14 +13HA12	24HA12	20HA12 +4HA10	9HA12 +15HA10
		voiles	2 x (10HA16 +14HA14)	2 x (11HA14 +13HA12)	2 x 24HA12	2 x (20HA12 +4HA10)	2 x (9HA12 +15HA10)
	$A_{H/nappe}\ (cm^2)$		10,89	7,91	6,78	6,43	5,47
	A_HChoix des barres/nappe (cm^2)		S-Sol 1: **20HA10 = 15,6 cm²**, S-Sol 2, RDC et Etages courants **15HA10 = 11,70 cm²** S_t = **20 cm**				
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérification contraintes	Contraintes	$\tau_u\ (MPa)$	0,258	0,312	0,364	0,386	0,186
		$\tau_b(MPa)$	0,397	0,481	0,560	0,594	0,286
	ELS	$N_s(KN)$	-2148,141	-1898,894	-1607,608	-1232,974	-704,68
		$\sigma_b(MPa)$	2,35	2,15	1,87	1,47	0,86

TAB VI-23 : *Ferraillage des voiles longitudinales* $V_{L\,1,2,5,6}$.

Zones			zone I	zone II	zone III	zone IV	zone V
L (m)			4,55	4,5	4,45	4,4	4,35
e (m)			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
B (m2)			0,91	0,9	0,89	0,88	0,87
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}\ (KN/m^2)$		4986	3376	5018	4468	3154
	$\sigma_{min}\ (KN/m^2)$		-9142	-8036	-7340	-6744	-5549
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	$T_u(KN)$		183,411	116,423	17,051	17,649	19,176
	$L_t(m)$		2,94	3,17	2,64	2,65	2,77
	$L_c(m)$		1,61	1,33	1,81	1,75	1,58
	$d_1(m)$		0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	$d\ (m)$		1,20	1,33	1,10	1,12	1,21
	$\sigma_1\ (KN/m^2)$		-7434,22	-6768,00	-6090,31	-5724,73	-4848,76
	$\sigma_2\ (KN/m^2)$		-3717	-3384	-3045	-2862	-2424
	$N\ (KN)$	N_1	911,69	740,20	604,36	498,75	363,92
		N_2	1334,94	1354,67	1001,73	964,58	881,34
		N_3	444,98	451,56	333,91	321,53	293,78
	$A_v\ (cm^2)$	A_{v1}	22,79	18,51	15,11	12,47	9,10
		A_{v2}	33,37	33,87	25,04	24,11	22,03
		A_{v3}	11,12	11,29	8,35	8,04	7,34
	$A_{vj}\ (cm^2)$		7,06	4,48	0,66	0,68	0,74
	$A_{v/bande}\ (cm^2)$	$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$	24,56	19,63	15,27	12,64	9,28
		$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$	35,14	34,99	25,21	24,28	22,22
		$A_3 = A_{v3} + \frac{A_{vj}}{4}$	12,89	12,41	8,51	8,21	7,53
	$A_{min}\ (cm^2)$/bande		3,59	4,00	3,29	3,37	3,64
	$A_{min}\ (cm^2)$/Voiles RPA		13,65	13,50	13,35	13,20	13,05
	$A^v_{ad}\ (cm^2)$	Raidisseur	24,87	20,35	17,09	14,19	10,67
		voiles/nappe	52,63	46,62	41,92	40,04	33,48
		Voiles	105,26	93,24	83,84	80,08	66,96
Ferraillage des voiles	Choix des barres/nappe	Raidisseur	4HA20 +8HA14	4HA16 +8HA14	4HA16 +8HA12	4HA16 +4HA14	4HA14 +4HA12
		voiles/nappe	26HA16	14HA16 +12HA14	4HA16 +22HA14	26HA14	10HA14 +16HA12
		voiles	2 x 26HA16	2 x (14HA16 +12HA14)	2 x (4HA16 +22HA14)	2 x 26HA14	2 x (10HA14 +16HA12)
	$A_{H/nappe}\ (cm^2)$		13,16	11,66	10,48	10,01	8,37
	A_H Choix des barres/nappe (cm^2)		(S-Sol 1: **20HA10 = 15,6 cm²**, S-Sol 2, RDC et Etages courants **15HA10 = 11,70 cm²** S_t = **20 cm**				
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérification contraintes	Contraintes	$\tau_u\ (MPa)$	0,022	0,144	0,021	0,022	0,024
		$\tau_b(MPa)$	0,345	0,221	0,033	0,034	0,038
	ELS	$N_s(KN)$	-3079,328	-3075,849	-3034,412	-2727,43	-1077,456
		$\sigma_b(MPa)$	3,02	3,07	3,15	2,88	1,16

TAB VI-24 : *Ferraillage des voiles longitudinales* V_{L3}.

Zones			zone I	zone II	zone III	zone IV	zone V
L (m)			1,725	1,75	1,775	1,8	1,825
e (m)			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
B (m2)			0,345	0,35	0,355	0,36	0,365
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}\ (KN/m^2)$		1712	1704	1888	1683	1394
	$\sigma_{min}\ (KN/m^2)$		-6657	-4754	-4300	-3559	-2888
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	$T_u(KN)$		27,492	24,997	22,083	21,564	19,269
	$L_t(m)$		1,37	1,29	1,23	1,22	1,23
	$L_c(m)$		0,35	0,46	0,54	0,58	0,59
	$d\ (m)$		0,69	0,64	0,62	0,61	0,62
	$\sigma_1\ (KN/m^2)$		-3328,50	-2377,00	-2150,00	-1779,50	-1444,00
	$N\ (KN)$	N_1	685,07	459,32	397,78	326,21	266,61
		N_2	228,36	153,11	132,59	108,74	88,87
	$A_v\ (cm^2)$	A_{v1}	17,13	11,48	9,94	8,16	6,67
		A_{v2}	5,71	3,83	3,31	2,72	2,22
	$A_{vj}\ (cm^2)$		1,06	0,96	0,85	0,83	0,74
	$A_{v/bande}\ (cm^2)$	$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$	17,39	11,72	10,16	8,36	6,85
		$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$	5,97	4,07	3,53	2,93	2,41
	$A_{min}\ (cm^2)$/bande		2,06	1,93	1,85	1,83	1,85
	$A_{min}\ (cm^2)$/Voiles RPA		5,18	5,25	5,33	5,40	5,48
	$A^V_{ad}\ (cm^2)$	voiles/nappe	22,24	16,02	15,2	13,56	10,76
		Voiles	44,48	32,04	30,4	27,12	21,52
Ferraillage des voiles	Choix des barres/nappe	voiles/nappe	8HA16 +4HA14	6HA14 +6HA12	4HA14 +8HA12	12HA12	4HA12 +8HA10
		voiles	2 x (8HA16 +4HA14)	2 x (6HA14 +6HA12	2 x (4HA14 +8HA12)	2 x 12HA12	2 x (4HA12 +8HA10)
	$A_{H/nappe}\ (cm^2)$		5,56	4,01	3,80	3,39	2,69
	A_H Choix des barres/nappe (cm^2)		(S-Sol 1: **20HA10 = 15,6 cm²**, S-Sol 2, RDC et Etages courants **15HA10 = 11,70 cm²** S_t = **20 cm**				
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérification contraintes	Contraintes	$\tau_u\ (MPa)$	0,089	0,079	0,069	0,067	0,059
		$\tau_b(MPa)$	0,124	0,111	0,097	0,093	0,082
	ELS	$N_s(KN)$	-584,097	-544,165	-505,57	-413,424	-275,963
		$\sigma_b(MPa)$	1,54	1,46	1,35	1,10	0,73

TAB VI-25 : *Ferraillage des voiles longitudinales* V_{L4}.

Zones			zone I	zone II	zone III	zone IV	zone V
L (m)			4,55	4,5	4,45	4,4	4,35
e (m)			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
B (m2)			0,91	0,9	0,89	0,88	0,87
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}\ (KN/m^2)$		6318	4192	2817	1009	1884
	$\sigma_{min}\ (KN/m^2)$		-9244	-7338	-5332	-2517	-2160
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	$T_u(KN)$		119,656	352,978	465,993	497,509	370,519
	$L_t(m)$		2,70	2,86	2,91	3,14	2,32
	$L_c(m)$		1,85	1,64	1,54	1,26	2,03
	$d_1(m)$		0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	$d\ (m)$		1,08	1,18	1,23	1,37	0,99
	$\sigma_1\ (KN/m^2)$		-7362,88	-6056,89	-4507,94	-2196,45	-1834,62
	$\sigma_2\ (KN/m^2)$		-3681	-3028	-2254	-1098	-917
	$N\ (KN)$	N_1	913,38	669,74	442,80	188,54	139,81
		N_2	1188,78	1073,85	832,29	451,52	271,54
		N_3	396,26	357,95	277,43	150,51	90,51
	$A_v\ (cm^2)$	A_{v1}	22,83	16,74	11,07	4,71	3,50
		A_{v2}	29,72	26,85	20,81	11,29	6,79
		A_{v3}	9,91	8,95	6,94	3,76	2,26
	$A_{vj}\ (cm^2)$		4,61	13,59	17,94	19,15	14,26
	$A_{v/bande}\ (cm^2)$	$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$	23,99	20,14	15,56	9,50	7,06
		$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$	30,87	30,24	25,29	16,08	10,35
		$A_3 = A_{v3} + \frac{A_{vj}}{4}$	11,06	12,35	11,42	8,55	5,83
	$A_{min}\ (cm^2)$/bande		3,23	3,55	3,69	4,11	2,96
	$A_{min}\ (cm^2)$/Voiles RPA		13,65	13,50	13,35	13,20	13,05
	$A^v_{ad}\ (cm^2)$	Raidisseur	24,87	20,35	17,09	14,19	10,67
		voiles/nappe	50,25	45,68	36,76	21,68	20,28
		Voiles	100,5	91,36	73,52	43,36	40,56
Ferraillage des voiles	Choix des barres/nappe	Raidisseur	4HA20 +8HA14	4HA16 +8HA14	4HA16 +8HA12	4HA16 +4HA14	4HA14 +4HA12
		voiles/nappe	25HA16	12HA16 +14HA14	18HA14 +8HA12	4HA12 +22HA10	26HA10
		voiles	2 x 25HA16	2 x (12HA16 +14HA14)	2 x (18HA14 +8HA12)	2 x (4HA12 +22HA10)	2 x 26HA10
	$A_{H/nappe}\ (cm^2)$		12,56	11,42	9,19	5,42	5,07
	A_HChoix des barres/nappe (cm^2)		(S-Sol 1: **20HA10 = 15,6 cm²**, S-Sol 2, RDC et Etages courants **15HA10 = 11,70 cm²** S_t = **20 cm**				
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérification contraintes	Contraintes	$\tau_u\ (MPa)$	0,146	0,436	0,582	0,628	0,473
		$\tau_b(MPa)$	0,205	0,610	0,814	0,879	0,662
	ELS	$N_s(KN)$	-1320,354	-1002,149	-745,288	-465,145	-234,976
		$\sigma_b(MPa)$	1,31	1,01	0,77	0,50	0,26

TAB VI-26 : *Ferraillage des voiles transversales* $V_{T1,3}$

Zones			zone I	zone II	zone III	zone IV	zone V
L (m)			3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
e (m)			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
B (m2)			0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}\ (KN/m^2)$		5408	4315	3568	2103	2109
	$\sigma_{min}\ (KN/m^2)$		-9378	-7864	-6539	-3721	-3201
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	$T_u(KN)$		205,323	195,959	249,349	273,381	268,027
	$L_t(m)$		2,22	2,26	2,26	2,24	2,11
	$L_c(m)$		1,28	1,24	1,24	1,26	1,39
	$d_1(m)$		0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	$d\ (m)$		0,83	0,88	0,91	0,92	0,88
	$\sigma_1\ (KN/m^2)$		-7054,49	-6124,14	-5239,53	-3055,40	-2670,00
	$\sigma_2\ (KN/m^2)$		-3527	-3062	-2620	-1528	-1335
	$N\ (KN)$	N_1	903,79	699,41	530,03	271,06	205,49
		N_2	883,51	808,37	713,00	420,77	352,42
		N_3	294,50	269,46	237,67	140,26	117,47
	$A_v\ (cm^2)$	A_{v1}	22,59	17,49	13,25	6,78	5,14
		A_{v2}	22,09	20,21	17,83	10,52	8,81
		A_{v3}	7,36	6,74	5,94	3,51	2,94
	$A_{vj}\ (cm^2)$		7,90	7,54	9,60	10,53	10,32
	$A_{v/bande}\ (cm^2)$	$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$	24,57	19,37	15,65	9,41	7,72
		$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$	24,06	22,10	20,23	13,15	11,39
		$A_3 = A_{v3} + \frac{A_{vj}}{4}$	9,34	8,62	8,34	6,14	5,52
	$A_{min}\ (cm^2)$/bande		2,50	2,64	2,72	2,75	2,64
	$A_{min}\ (cm^2)$/Voiles RPA		10,50	10,50	10,50	10,50	10,50
	$A^v_{ad}\ (cm^2)$	Raidisseur	24,87	20,35	17,09	14,19	10,67
		voiles/nappe	43,28	38,58	34,82	25,99	20,74
		Voiles	86,56	77,16	69,64	51,98	41,48
Ferraillage des voiles	Choix des barres/nappe	Raidisseur	4HA20 +8HA14	4HA16+ 8HA14	4HA16 +8HA12	4HA16 +4HA14	4HA14 +4HA12
		voiles/nappe	20HA16 +2HA14	10HA16 +12HA14	2HA16 +20HA14	23HA12	8HA12 +15HA10
		voiles	2 x 20HA16 +2HA14)	2 x (10HA16 +12HA14)	2 x (2HA16 +20HA14)	2 x 23HA12	2 x (8HA12 +15HA10)
	$A_{H/nappe}\ (cm^2)$		10,82	9,65	8,71	6,50	5,19
	A_HChoix des barres/nappe (cm^2)		(S-Sol 1: **20HA10 = 15,6 cm²**, S-Sol 2, RDC et Etages courants **15HA10 = 11,70 cm²** S_t = **20 cm**				
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérification contraintes	Contraintes	$\tau_u\ (MPa)$	0,326	0,311	0,396	0,434	0,425
		$\tau_b(MPa)$	0,456	0,435	0,554	0,608	0,596
	ELS	$N_s(KN)$	-1495,833	-1099,777	-935,944	-669,548	-534,308
		$\sigma_b(MPa)$	1,90	1,42	1,22	0,90	0,73

TAB VI-27 : Ferraillage des voiles transversales $V_{T2,4}$.

Zones			zone I	zone II	zone III	zone IV	zone V
L (m)			2,175	2,15	2,125	2,1	2,075
e (m)			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
B (m2)			0,435	0,43	0,425	0,42	0,415
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}\ (KN/m^2)$		5806	4875	4454	4980	4135
	$\sigma_{min}\ (KN/m^2)$		-10786	-9405	-8618	-7812	-5346
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	$T_u(KN)$		17,905	43,903	71,456	101,812	268,027
	$L_t(m)$		1,41	1,42	1,40	1,28	1,17
	$L_c(m)$		0,76	0,73	0,72	0,82	0,90
	$d_1(m)$		0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	$d\ (m)$		0,43	0,46	0,48	0,44	0,41
	$\sigma_1\ (KN/m^2)$		-6590,32	-6084,07	-5849,81	-5375,43	-3746,80
	$\sigma_2\ (KN/m^2)$		-3295	-3042	-2925	-2688	-1873
	$N\ (KN)$	N_1	955,70	774,45	651,05	527,50	318,25
		N_2	427,01	417,98	417,22	355,77	230,43
		N_3	142,34	139,33	139,07	118,59	76,81
	$A_v\ (cm^2)$	A_{v1}	23,89	19,36	16,28	13,19	7,96
		A_{v2}	10,68	10,45	10,43	8,89	5,76
		A_{v3}	3,56	3,48	3,48	2,96	1,92
	$A_{vj}\ (cm^2)$		0,69	1,69	2,75	3,92	10,32
	$A_{v/bande}\ (cm^2)$	$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$	24,06	19,78	16,96	14,17	10,54
		$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$	10,85	10,87	11,12	9,87	8,34
		$A_3 = A_{v3} + \frac{A_{vj}}{4}$	3,73	3,91	4,16	3,94	4,50
	$A_{min}\ (cm^2)$/bande		1,30	1,37	1,43	1,32	1,23
	$A_{min}\ (cm^2)$/Voiles RPA		6,53	6,45	6,38	6,30	6,23
	$A^v_{ad}\ (cm^2)$	Raidisseur	24,87	20,35	17,09	14,19	10,67
		voiles/nappe	21,3	20,36	20,36	19,42	17,97
		Voiles	42,6	40,72	40,72	38,84	35,94
Ferraillage des voiles	Choix des barres/nappe	Raidisseur	4HA20 +8HA14	4HA16+ 8HA14	4HA16 +8HA12	4HA16 +4HA14	4HA14 +4HA12
		voiles/nappe	6HA16 +6HA14	4HA16 +8HA14	4HA16 +8HA14	2HA16 +10HA14	8HA14 +5HA12
		voiles	2 x (6HA16 +6HA14)	2 x (4HA16 +8HA14)	2 x (4HA16 +8HA14)	2 x (2HA16 +10HA14)	2 x (8HA14 +5HA12)
	$A_{H/nappe}\ (cm^2)$		5,33	5,09	5,09	4,86	4,49
	A_HChoix des barres/nappe (cm^2)		(S-Sol 1: **20HA10 = 15,6 cm²**, S-Sol 2, RDC et Etages courants **15HA10 = 11,70 cm²** S_t = **20 cm**				
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérification contraintes	Contraintes	$\tau_u\ (MPa)$	0,046	0,113	0,187	0,269	0,718
		$\tau_b(MPa)$	0,064	0,159	0,262	0,377	1,005
	ELS	$N_s(KN)$	-608,588	-617,63	-624,472	-646,201	-585,652
		$\sigma_b(MPa)$	1,23	1,28	1,32	1,40	1,30

TAB VI-28 : *Ferraillage des voiles transversales* V_{T5}.

Zones			zone I	zone II	zone III	zone IV	zone V
L (m)			1,9	1,9	1,9	1,9	1,9
e (m)			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
B (m2)			0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}\ (KN/m^2)$		5280	2047	2042	1685	1253
	$\sigma_{min}\ (KN/m^2)$		-9817	-4971	-4498	-3973	-3291
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	$T_u(KN)$		123,845	155,033	146,707	101,559	60,342
	$L_t(m)$		1,24	1,35	1,31	1,33	1,38
	$L_c(m)$		0,66	0,55	0,59	0,57	0,52
	$d\ (m)$		0,62	0,67	0,65	0,67	0,69
	$\sigma_1\ (KN/m^2)$		-4908,50	-2485,50	-2249,00	-1986,50	-1645,50
	$N\ (KN)$	N_1	909,67	501,75	440,83	397,55	339,65
		N_2	303,22	167,25	146,94	132,52	113,22
	$A_v\ (cm^2)$	A_{v1}	22,74	12,54	11,02	9,94	8,49
		A_{v2}	7,58	4,18	3,67	3,31	2,83
	$A_{vj}\ (cm^2)$		4,77	5,97	5,65	3,91	2,32
	$A_{v/bande}\ (cm^2)$	$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$	23,93	14,04	12,43	10,92	9,07
		$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$	8,77	5,67	5,09	4,29	3,41
	$A_{min}\ (cm^2)$/bande		1,85	2,02	1,96	2,00	2,06
	$A_{min}\ (cm^2)$/Voiles RPA		5,70	5,70	5,70	5,70	5,70
	$A^V_{ad}\ (cm^2)$	voiles/nappe	38,69	20,85	19,21	19,21	13,26
		Voiles	77,38	41,7	38,42	38,42	26,52
Ferraillage des voiles	Choix des barres/nappe	voiles/nappe	13HA12 +4HA14	13HA12 +4HA14	17HA12	17HA12	17HA10
		voiles	2 x 13HA12 +4HA14	2 x13HA12 +4HA14	2 x 17HA12	2 x 17HA12	2 x 17HA10
	$A_{H/nappe}\ (cm^2)$		9,67	5,21	4,80	4,80	3,32
	A_H Choix des barres/nappe (cm^2)		S-Sol 1: **20HA10 = 15,6 cm²**, S-Sol 2, RDC et Etages courants **15HA10 = 11,70 cm²** $S_t = 20\ cm$				
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérification contraintes	Contraintes	$\tau_u\ (MPa)$	0,191	0,239	0,226	0,156	0,093
		$\tau_b(MPa)$	0,267	0,334	0,316	0,219	0,130
	ELS	$N_s(KN)$	-606,893	-561,567	-505,045	-406,468	-290,258
		$\sigma_b(MPa)$	1,41	1,37	1,24	1,01	0,73

TAB VI-29 : *Ferraillage des voiles transversales* V_{T6}.

Zones			zone I	zone II	zone III	zone IV	zone V
L (m)			1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
e (m)			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
B (m2)			0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}\ (KN/m^2)$		5277	4283	4252	4159	4891
	$\sigma_{min}\ (KN/m^2)$		-10815	-8613	-8414	-8207	-6721
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	$T_u(KN)$		41,456	57,112	85,21	116,057	67,169
	$L_t(m)$		1,01	1,00	1,00	1,00	0,87
	$L_c(m)$		0,49	0,50	0,50	0,50	0,63
	$d\ (m)$		0,50	0,50	0,50	0,50	0,43
	$\sigma_1\ (KN/m^2)$		-5407,50	-4306,50	-4207,00	-4103,50	-3360,50
	$N\ (KN)$	N_1	817,70	647,15	628,81	612,76	437,64
		N_2	272,57	215,72	209,60	204,25	145,88
	$A_v\ (cm^2)$	A_{v1}	20,44	16,18	15,72	15,32	10,94
		A_{v2}	6,81	5,39	5,24	5,11	3,65
	$A_{vj}\ (cm^2)$		1,60	2,20	3,28	4,47	2,59
	$A_{v/bande}\ (cm^2)$	$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$	20,84	16,73	16,54	16,44	11,59
		$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$	7,21	5,94	6,06	6,22	4,29
	$A_{min}\ (cm^2)$/bande		1,51	1,50	1,49	1,49	1,30
	$A_{min}\ (cm^2)$/Voiles RPA		4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
	$A^V_{ad}\ (cm^2)$	voiles/nappe	31,4	25,75	25,75	25,75	20,1
		Voiles	62,8	51,5	51,5	51,5	40,2
Ferraillage des voiles	Choix des barres/nappe	voiles/nappe	10HA20	5HA20 +5HA16	5HA20 +5HA16	5HA20 +5HA16	10HA16
		voiles	2 x 10HA20	2 x (5HA20 +5HA16)	2 x (5HA20 +5HA16)	2 x (5HA20 +5HA16)	2 x 10HA16
	$A_{H/nappe}\ (cm^2)$		7,85	6,44	6,44	6,44	5,03
	A_H Choix des barres/nappe (cm^2)		S-Sol 1: **20HA10 = 15,6 cm²**, S-Sol 2, RDC et Etages courants **15HA10 = 11,70 cm²** S_t = **20 cm**				
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérification contraintes	Contraintes	$\tau_u\ (MPa)$	0,154	0,212	0,316	0,430	0,249
		$\tau_b(MPa)$	0,215	0,296	0,442	0,602	0,348
	ELS	$N_s(KN)$	-654,335	-630,766	-629,838	-634,975	-545,05
		$\sigma_b(MPa)$	1,91	1,89	1,89	1,90	1,68

TAB VI-30 : *Ferraillage des voiles transversales* $V_{T7,8}$.

Chapitre VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VII.1 Introduction :

Les fondations sont les éléments qui sont situé à la base de la structure, et qui transmettent les efforts de la superstructure au sol. Il existe deux types de fondations :

- ***Les fondations superficielles.***
- ***Les fondations profondes.***

Le choix du type de fondations ce fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisée d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme…etc.),
- Limitation des tassements compatibles.

VII.2 Type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

VII.2.1 Les fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.
Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

VII.2.2 Les fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VII.3 Choix tu type de fondations :

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 nous ont donné une contrainte admissible du sol σ_{sol} **= 2.00 bars,** situé à une profondeur de ***2 m*** (Site meuble). On l'absence d'une nappe phréatique il y'aura pas de risque de remontée des eaux.

VII.3.1 Semelles filantes :

❖ Semelles sous poteaux :

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 leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

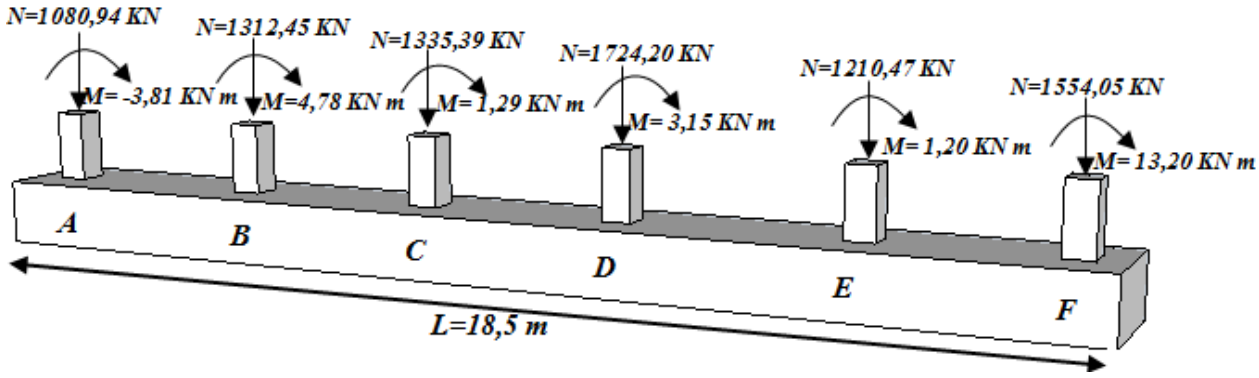


Figure VII-1 : *Semelle filante sous poteaux.*

1) Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges : $\boldsymbol{R = \sum N_i}$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $\boldsymbol{e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}}$

$\boldsymbol{e_i}$: Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L}\left(1 - \frac{6\times e}{L}\right). \\ q_{max} = \frac{N}{L}\left(1 + \frac{6\times e}{L}\right). \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L}\left(1 + \frac{3\times e}{L}\right). \end{cases} \qquad \boldsymbol{B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}}}$$

2) *Détermination de la résultante des charges :*

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$\boldsymbol{N_i = G + Q\ (KN)}$	$\boldsymbol{M_i(KN.m)}$	$\boldsymbol{e_i(m)}$	$\boldsymbol{N_i \times e_i(KN.m)}$
A	*1080,945*	*-3,816*	*9,25*	*9998,741*
B	*1312,453*	*4,783*	*5,45*	*7152,869*
C	*1335,392*	*1,296*	*2,25*	*3004,632*
D	*1724,207*	*3,153*	*-2,25*	*-3879,466*
E	*1210,477*	*1,204*	*-5,45*	*-6597,100*
F	*1554,058*	*13,207*	*-9,25*	*-14375,037*
Somme	*8217,532*	*19,827*	*/*	*-4695,360*

***TAB VII-1** : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.*

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$\boldsymbol{e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-4695{,}360 + 19{,}827}{8217{,}532} = -\mathbf{0{,}57\ m}.}$$

$\boldsymbol{e = -0{,}57\ m < \frac{l}{6} = \frac{18{,}5}{6} = 3{,}083\ m}$ $\Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$\begin{cases} \boldsymbol{q_{min} = \frac{N}{L}\left(1 - \frac{6\times e}{L}\right) = \frac{8217{,}532}{18{,}5}\left(1 - \frac{6\times(-0{,}57)}{18{,}5}\right) = 526{,}306\ KN/ml.} \\ \boldsymbol{q_{max} = \frac{N}{L}\left(1 + \frac{6\times e}{L}\right) = \frac{8217{,}532}{18{,}5}\left(1 + \frac{6\times(-0{,}57)}{18{,}5}\right) = 362{,}075\ KN/ml.} \\ \boldsymbol{q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L}\left(1 + \frac{3\times e}{L}\right) = \frac{8217{,}532}{18{,}5}\left(1 + \frac{3\times(-0{,}57)}{18{,}5}\right) = 403{,}207\ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{403{,}207}{200} = 2{,}02\ m \cong 2\ m.}$$

La surface de la semelle filante sous poteau : $\boldsymbol{S_P = B \times L = 2 \times 18{,}5 = 37\ m^2}$.

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$\boldsymbol{S_{t\,Pot}} = B \times \{2 \times (18{,}5 + 15 + 14{,}5 + 11)\} = 2 \times \{2 \times (18{,}5 + 15 + 14{,}5 + 11)\}$$

$$\boldsymbol{S_{t\,Pot}} = 2 \times (37 + 30 + 29 + 22) = \mathbf{236\ m^2}.$$

❖ *Semelles sous Voiles :*

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $\boldsymbol{N_s = G + Q}$ $\boldsymbol{(KN)}$

La largeur $\boldsymbol{B}$ de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\sigma_{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad ==> \quad \boldsymbol{B} \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

$\boldsymbol{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol ***0,2 MPa***,
$\boldsymbol{B}$: largeur de la semelle,
$\boldsymbol{L}$: longueur de la semelle sous voile,
$\boldsymbol{G}$: charge permanente revenant aux voiles,
$\boldsymbol{Q}$: surcharge revenant aux voiles.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	$VL_{1,2,5,6}$	VL_3	VL_4	$VT_{1,3}$	$VT_{2,4}$	VT_6	VT_5	$VT_{7,8}$
L (m)	4,05	4,55	1,725	4,55	3,5	1,9	2,175	1,5
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
N_s (KN)	2148,14	3079,33	584,10	1320,35	1495,83	606,89	608,59	654,36
B (m)	2,65	3,38	1,69	1,45	2,14	1,60	1,40	2,18
S (m^2)	10,741	15,397	2,920	6,602	7,479	3,034	3,043	3,272
S_t (m^2)	42,963	15,397	2,920	13,204	14,958	3,034	3,043	6,543

TAB VII-2 : *résultats de calcul d'une semelle filante sous voile dans les deux sens «X-X », «Y-Y ».*

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est : $\boldsymbol{S_{v\,tot} = \sum B_i \times L_i = 102,063\ m^2}$.

La surface totale des semelles filantes est :

$\boldsymbol{S_{tot}} = S_{v\,tot} + S_{t\,Pot} = 102,063 + 236 = \boldsymbol{338,063\ m^2}$.

La surface totale de la structure : $\boldsymbol{S_{t\,structure} = 354,5\ m^2}$.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$\frac{S_{t\,semelles}}{S_{t\,structure}} = \frac{338,063}{354,5} = \boldsymbol{0,95}$ ==> La surface des semelles représente 95 % de la surface totale

Remarque

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier général.

VII.3.2 Calcul d'un radier général

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier .

Le radier est :

- rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilite le coffrage.
- Est exécutable rapidement.
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.3.2.1 Pré-dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$\boldsymbol{h_{min} \geq 25\ cm}.$$

Selon la condition forfaitaire : $\frac{L_{max}}{8} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{L_{max}}{5}$ avec : $\boldsymbol{L_{max} = 4\ m}$.

$\frac{4}{8} \leq \boldsymbol{h} \leq \frac{4}{5} \Rightarrow 0{,}5 \leq \boldsymbol{h} \leq 0{,}8$, On opte pour $\boldsymbol{h = 70\ cm}$.

1) Dalle

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$\boldsymbol{h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{400}{20} = 20\ cm} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{h_d = 30\ cm}.$$

2) Nervure

✓ ***La hauteur de la nervure :***

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$\boldsymbol{h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{400}{10} = 40\ cm} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{h_n = 80\ cm}.$$

✓ ***La largeur de la nervure :***

$0{,}7 \times \boldsymbol{h_n} \leq \boldsymbol{b_n} \leq 0{,}9 \times \boldsymbol{h_n}$ ==> $0{,}7 \times 80 \leq \boldsymbol{b_n} \leq 0{,}9 \times 80$

⇨ $56 \leq \boldsymbol{b_n} \leq 72$, On opte pour : $\boldsymbol{b_n = 60\ cm}$.

✓ ***Condition de longueur d'élasticité :***

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$\boldsymbol{L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e}$ Ce qui nous conduit à $\boldsymbol{h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}}$

Avec :

$\boldsymbol{L_e}$: Longueur élastique.

$\boldsymbol{K}$: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ***K= 40 MPa*** pour un sol moyen.

$\boldsymbol{I}$: L'inertie de la section du radier (bande de ***1 m***).

$\boldsymbol{E}$: Module de déformation longitudinale déférée. $\boldsymbol{E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86\ MPa}$.

$\boldsymbol{L_{max}}$: Distance maximale entre nus des nervures.

$\boldsymbol{h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,775\ m}$, On adopte pour : $\boldsymbol{h = 90\ cm = 0,9\ m}$.

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures: $\boldsymbol{h = 80\ cm}$.
- Hauteur total du Radier : $\boldsymbol{h = 90\ cm}$.
- Largeur de la nervure : $\boldsymbol{b_n = 60\ cm}$.
- Hauteur de la dalle : $\boldsymbol{h_d = 30\ cm}$.

VII.3.2.2 Calcul des charges nécessaires au radier :

$$\left.\begin{array}{l} charge\ permanente : \boldsymbol{G_{bt} = 51899,480\ KN} \\ charge\ d'exploitation : \boldsymbol{Q_{bt} = 8545,061\ KN} \end{array}\right\} D'aprés\ (ROBOT).$$

✓ ***Combinaison d'action :***

$$\begin{cases} \boldsymbol{ELU :\ N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 51899,480 + 1,5 \times 8545,061 = 82881,890\ KN}. \\ \boldsymbol{ELS :\ N_s = G + Q = 51899,480 + 8545,061 = 60444,541\ KN}. \end{cases}$$

✓ *Détermination de la surface du radier :*

- ***Etat Limite Ultime :*** $S_{nec}^{ELU} = \frac{N_u}{1{,}33 \times \sigma_{sol}} = \frac{82881{,}890}{1{,}33 \times 200} = \mathbf{311{,}59\ m^2}$.

- ***Etat Limite de Service :*** $S_{nec}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{60444{,}541}{200} = \mathbf{302{,}22\ m^2}$.

$$\left.\begin{array}{l} \boldsymbol{S_{radier}} = \max(S_{nec}^{ELU}\ ;\ S_{nec}^{ELU}) = \mathbf{311{,}59\ m^2} \\ \boldsymbol{S_{structure}} = \mathbf{354{,}50\ m^2} \end{array}\right\} \quad \boldsymbol{S_{str}} = \mathbf{354{,}50\ m^2} > \boldsymbol{S_{rad}} = \mathbf{311{,}59\ m^2}$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du ***BAEL***, et il sera calculé comme suit :

$$\boldsymbol{L_{déb}} \geq max\left(\frac{h_{ner}}{2}; 30\ cm\right) = \left(\frac{80}{2}; 30\right) = \mathbf{40\ cm}.$$

On opte pour : $\boldsymbol{L_{déb}} = \mathbf{50\ \ cm}$.

$\boldsymbol{S_{rad}^{y}} = [(11 \times 0{,}5) + (3{,}5 \times 0{,}5) + (4 \times 0{,}5) + (3{,}5 \times 0{,}5)] \times 2 = \mathbf{22\ m^2}$.

$\boldsymbol{S_{rad}^{x}} = [(11 \times 0{,}5) + (7{,}5 \times 0{,}5) + (4 \times 0{,}5) + (3{,}5 \times 0{,}5)] \times 2 = \mathbf{26\ m^2}$.

$\boldsymbol{S_{tot\ déb}} = S_{rad}^{y} + S_{rad}^{x} = 22 + 26 = \mathbf{48\ m^2}$.

$\boldsymbol{S_{rad}} = S_{bat} + S_{déb} = 354{,}50 + 48 = \mathbf{402{,}5\ m^2}$.

✓ *Détermination des efforts à la base du radier :*

- ***Poids du radier :***

$\boldsymbol{P_{radier}} = P_{dalle} + P_{nérvure} + P_{TVO} + P_{dalle\ flottante}$

$\boldsymbol{P_{dalle}} = 402{,}5 \times 25 \times 0{,}3 = \mathbf{3018{,}75\ KN}$.

$\boldsymbol{P_{TVO}} = 0{,}5 \times 330{,}8 \times 17 = \mathbf{2811{,}8\ KN}$.

$\boldsymbol{P_{dalle\ flottante}} = 402{,}5 \times 0{,}10 \times 25 = \mathbf{1006{,}25\ KN}$.

$\boldsymbol{P_{nér}} = (0{,}8 \times 0{,}6 \times 25)\big[2\big((11 + 14{,}5 + 18{,}5 + 15)\big) + (26 \times 3 + 7{,}5 \times 2 + 18 + 11)\big]$

$= \mathbf{2644\ KN}$.

$\boldsymbol{P_{radier}} = 3018{,}75 + 2644 + 2811{,}8 + 1006{,}25 = \mathbf{9480{,}8\ KN}$.

- ***Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :***

$\boldsymbol{G_{tot}} = G_{super} + G_{infra} = 51899{,}480 + 9480{,}8 = \mathbf{61380{,}28}\ \boldsymbol{KN}$.

- ***Surcharge d'exploitation Q_{tot} :***

$\boldsymbol{Q_{tot}} = Q_{supe\ str} + Q_{infr\ str}$

$\boldsymbol{Q_{infra}} = 402{,}5 \times 5 = \mathbf{2012{,}5}\ \boldsymbol{KN}$.

$\boldsymbol{Q_{super}} = 8545{,}061\ KN$.

$\boldsymbol{Q_{tot}} = Q_{super} + Q_{infra} = 8545{,}061 + 2012{,}5 = \mathbf{10557{,}561}\ \boldsymbol{KN}$.

- ***Combinaison d'action :***

$$\begin{cases} \boldsymbol{ELU}: \boldsymbol{N_u} = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times 61380{,}28 + 1{,}5 \times 10557{,}561 = \mathbf{98699{,}72}\ \boldsymbol{KN}. \\ \boldsymbol{ELS}: \boldsymbol{N_s} = G + Q = 61380{,}28 + 10557{,}561 = \mathbf{71937{,}841}\ \boldsymbol{KN}. \end{cases}$$

VII.3.2.3 Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$\boldsymbol{M_j} = M_{j\ (K=0)} + T_{j\ (K=0)} h$$

Avec :

$\boldsymbol{M_{j\ (K=0)}}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$\boldsymbol{T_{j\ (K=0)}}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

$\boldsymbol{I_{xx}}$; $\boldsymbol{I_{yy}}$: Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré,

$\boldsymbol{h}$: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

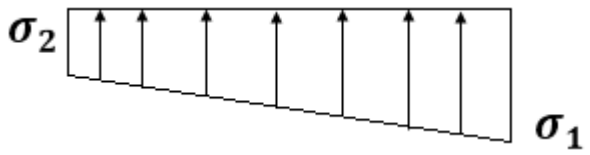


Figure VII-2 : *Diagramme des contraintes.*

Ainsi on doit vérifier que :

A L'ELU : $\boldsymbol{\sigma_m} \leq 1{,}33\ \sigma_{sol}$ *Avec :* $\boldsymbol{\sigma_m} = \frac{3\times\sigma_1+\sigma_2}{4}$

A L'ELS : $\boldsymbol{\sigma_m} \leq \sigma_{sol}$ *et* $\boldsymbol{\sigma_{1,2}} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} V$

- ***Calcul du centre de gravité du radier :***

$$\boldsymbol{X_G} = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \boldsymbol{13\ m} \quad ; \quad \boldsymbol{Y_G} = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \boldsymbol{8{,}56\ m}.$$

- ***Moment d'inertie du radier :***

$\boldsymbol{I_{xx}} = \sum |I_x + S_i(X_i - X_G)^2|$ ==> $\boldsymbol{I_{xx} = 5582{,}61\ m^4}$.

$\boldsymbol{I_{yy}} = \sum \left|I_y + S_i(Y_i - Y_G)^2\right|$ ==> $\boldsymbol{I_{yy} = 20025{,}19\ m^4}$.

- ***Moment de renversement du radier :***

$\boldsymbol{M_x} = \boldsymbol{M_0^x} + (\boldsymbol{T_0^x} \times \boldsymbol{h}) = 121{,}566 + (4322{,}031 \times 0{,}8) = \boldsymbol{3579{,}190\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_y} = \boldsymbol{M_0^y} + \left(\boldsymbol{T_0^y} \times \boldsymbol{h}\right) = 222{,}407 + (4262{,}287 \times 0{,}8) = \boldsymbol{3632{,}237\ KN.m}$

<u>Sens longitudinal :</u>

⇨ ***ELU :***

$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V\right) = \frac{98699{,}72}{402{,}5} + \left(\frac{3579{,}190}{20025{,}19} \times 13\right) = \boldsymbol{247{,}54}\ \frac{KN}{m^2}$.

$\boldsymbol{\sigma_2} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V\right) = \frac{98699{,}72}{402{,}5} - \left(\frac{3579{,}190}{20025{,}19} \times 13\right) = \boldsymbol{242{,}90}\ KN/m^2$.

$\boldsymbol{\sigma_m} = \frac{3 \times 247{,}54 + 242{,}90}{4} = \boldsymbol{246{,}38\ KN/m^2}$

$1{,}33\ \boldsymbol{\sigma_{sol}} = 1{,}33 \times 200 = \boldsymbol{266\ KN/m^2}$.

$\boldsymbol{\sigma_m = 246{,}38\ KN/m^2 < 1{,}33\ \sigma_{sol} = 266\ KN/m^2}$ …… *Condition vérifiée.*

⇨ ***ELS :***

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V\right) = \frac{71937,841}{402,5} + \left(\frac{3579,190}{20025,19} \times 13\right) = \mathbf{181,05}\ KN/m^2..$$

$$\boldsymbol{\sigma_2} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V\right) = \frac{71937,841}{402,5} - \left(\frac{3579,190}{20025,19} \times 13\right) = \mathbf{176,40}\ KN/m^2.$$

$$\boldsymbol{\sigma_m} = \frac{3 \times 181,05 + 176,40}{4} = \mathbf{179,88\ KN/m^2}$$

$\boldsymbol{\sigma_{sol}} = \mathbf{200\ KN/m^2}$.

$\boldsymbol{\sigma_m} = \mathbf{179,88\ KN/m^2} < \boldsymbol{\sigma_{sol}} = \mathbf{200\ KN/m^2}$ …… *Condition vérifiée.*

Sens transversal :

⇨ ***ELU :***

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V\right) = \frac{98699,72}{402,5} + \left(\frac{3632,237}{5582,61} \times 8,56\right) = \mathbf{250,78}\ KN/m^2\ .$$

$$\boldsymbol{\sigma_2} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V\right) = \frac{98699,72}{402,5} - \left(\frac{3632,237}{5582,61} \times 8,56\right) = \mathbf{239,64}\ KN/m^2.$$

$$\boldsymbol{\sigma_m} = \frac{3 \times 250,78 + 239,64}{4} = \mathbf{248\ KN/m^2}$$

$1,33\ \boldsymbol{\sigma_{sol}} = 1,33 \times 200 = \mathbf{266\ KN/m^2}$.

$\boldsymbol{\sigma_m} = \mathbf{248\ KN/m^2} < \mathbf{1,33}\ \boldsymbol{\sigma_{sol}} = \mathbf{266\ KN/m^2}$ …… *Condition vérifiée.*

⇨ ***ELS :***

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V\right) = \frac{71937,841}{402,5} + \left(\frac{3632,237}{5582,61} \times 8,56\right) = \mathbf{184,30}\ KN/m^2\ .$$

$$\boldsymbol{\sigma_2} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V\right) = \frac{71937,841}{402,5} - \left(\frac{3632,237}{5582,61} \times 8,56\right) = \mathbf{173,15}\ KN/m^2.$$

$$\boldsymbol{\sigma_m} = \frac{3 \times 184,30 + 173,15}{4} = \mathbf{181,51\ KN/m^2}$$

$\boldsymbol{\sigma_{sol}} = \mathbf{200\ KN/m^2}$.

$\boldsymbol{\sigma_m} = \mathbf{181,51\ KN/m^2} < \boldsymbol{\sigma_{sol}} = \mathbf{200\ KN/m^2}$ …… *Condition vérifiée.*

VII.3.2.4 Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right\}.$$

Avec : $\boldsymbol{b = 1\ m}$; $\boldsymbol{d} = 0{,}9 \times h_d = 0{,}9 \times 30 = \boldsymbol{27\ cm}$.

$$\boldsymbol{T_u} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{98699{,}72 \times 1}{402{,}5} \times \frac{4}{2} = \boldsymbol{490{,}43\ KN}.$$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{490{,}43}{1 \times 0{,}27} = 1816{,}42\ \frac{KN}{m^2} = \boldsymbol{1{,}81\ MPa}.$$

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \min\{2{,}5\ ; 4\ MPa\} = \boldsymbol{2{,}5\ MPa}$.

$\boldsymbol{\tau_u} = \boldsymbol{1{,}81\ MPa} < \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \boldsymbol{2{,}5\ MPa}$ …… Condition est vérifiée.

VII.3.2.5 Vérification au poinçonnement *(Art.A.5.2.42 BAEL91modifiées 99)*

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $\boldsymbol{N_u} \leq \boldsymbol{N'_u}$

$$\boldsymbol{N'_u} = \frac{0{,}045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\boldsymbol{N_u}$: Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

$\boldsymbol{\mu_c}$: Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$\boldsymbol{a}$: Epaisseur du voile ou du poteau.

$\boldsymbol{b}$: Largeur du poteau ou du voile (une bonde de ***1 m***).

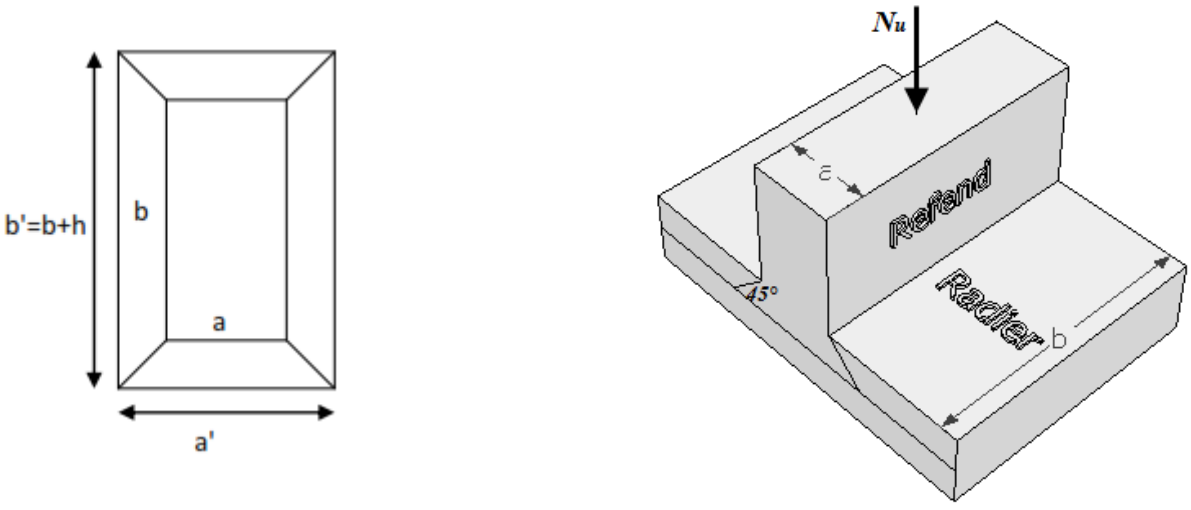


Figure VII-3 : *Périmètre utile des voiles et des poteaux.*

VII.3.2.6 Calcul du périmètre utile :

a) Poteaux :

$\boldsymbol{\mu_c} = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0{,}55 + 0{,}55 + 2 \times 0{,}8) = \mathbf{5{,}4\ m^3}$.

$\boldsymbol{N'_u} = \frac{0{,}045 \times 5{,}4 \times 0{,}8 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} = \mathbf{3240}\ KN$.

$\boldsymbol{N_u = 1839{,}268\ KN < N'_u = 3240\ KN}$ ..... *Condition vérifiée.*

b) Voiles :

$\boldsymbol{\mu_c} = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0{,}2 + 1 + 2 \times 0{,}8) = \mathbf{5{,}6\ m^3}$.

$\boldsymbol{N'_u} = \frac{0{,}045 \times 5{,}6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} = \mathbf{4200\ KN}$.

$\boldsymbol{N_u = 2742{,}380\ KN < N'_u = 4200\ KN}$ ..... *Condition vérifiée.*

VII.3.2.7 Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$\boldsymbol{P > P'}$ Avec : $\boldsymbol{P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z}$

$\boldsymbol{P}$: Poids total du bâtiment à la base du radier.

$\propto = \mathbf{1{,}5}$: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

$\boldsymbol{\gamma_w}$: Poids volumique de l'eau ($\boldsymbol{\gamma_w = 10\ NK/m^3}$).

$\boldsymbol{z}$: profondeur de l'infrastructure ($\boldsymbol{h}$ = ***0,8 m***).

$\boldsymbol{P'} = 1{,}5 \times 10 \times 402{,}5 \times 0{,}8 = \mathbf{4830\ KN}$.

$\boldsymbol{P} = \mathbf{81797{,}63\ KN}$.

$\boldsymbol{P = 81797{,}63\ KN > P' = 4830\ KN}$ …… *Condition est vérifiée.*

Pas de risque de soulèvement de la structure.

VII.3.2.8 Vérification de la stabilité au renversement : *(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003)*.

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement $\left(\boldsymbol{e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}}\right)$

$\boldsymbol{e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{3579{,}190}{71937{,}841} = 0{,}049\ m < \frac{26}{4} = 6{,}5\ m}$ …… *Condition vérifiée.*

$\boldsymbol{e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{3632{,}237}{71937{,}841} = 0{,}050\ m < \frac{18{,}5}{4} = 4{,}625\ m}$ …… *Condition vérifiée.*

VII.3.3 Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.
Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le ***B.E.A.L 91 modifié 99.***

VII.3.3.1 Ferraillage de la dalle du radier *(panneaux encastrés sur 4 appuis) :*

On distingue deux cas :

1er Cas **:** si $\boldsymbol{\rho} < 0{,}4$ ==> flexion longitudinale est négligeable.

$\boldsymbol{M_0^x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8}$; $\boldsymbol{M_0^y} = 0$

2eme Cas **:** si $0{,}4 \leq \boldsymbol{\rho} \leq 1$ ==> les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de plus petite portée $\boldsymbol{L_x}$: $\boldsymbol{M_0^x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

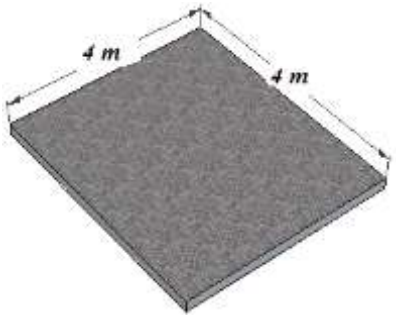
Dans le sens de la grande portée $\boldsymbol{L_y}$: $\boldsymbol{M_0^y} = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients $\boldsymbol{\mu_x}$; $\boldsymbol{\mu_y}$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.
Avec : $\boldsymbol{\rho} = \frac{L_x}{L_y}$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de facilité la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Le panneau le plus sollicité :



$$\boldsymbol{\rho} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4} = \mathbf{1}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\mu_x} = 0{,}0368 \\ \boldsymbol{\mu_y} = 1 \end{cases}$$

$0{,}4 \leq \boldsymbol{\rho} \leq 1$ ==> La dalle travail dans les deux sens.

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale $\boldsymbol{\sigma_m^{max}}$.

A L'ELU : $\boldsymbol{q_u^m} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 248 - \frac{9480{,}8}{402{,}5} = \mathbf{224{,}44}\ KN/m^2$

A L'ELS : $\boldsymbol{q_s^m} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 181{,}51 - \frac{9840{,}8}{402{,}5} = \mathbf{157{,}95}\ KN/m^2$

- ✓ ***Calcul des moments isostatiques à l'ELU :***

$\boldsymbol{M_x} = 0{,}0368 \times 224{,}44 \times 4^2 = \mathbf{132{,}15}\ KN\ m.$

$\boldsymbol{M_y} = 1 \times 132{,}15 = \mathbf{132{,}15}\ KN\ m.$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

Moment aux appuis : $\begin{cases} \boldsymbol{M_x^a} = 0{,}3 \times 132{,}15 = \mathbf{39{,}64\ KN\ m}. \\ \boldsymbol{M_y^a} = 0{,}3 \times 132{,}15 = \mathbf{39{,}64\ KN\ m}. \end{cases}$

Moment en travées : $\begin{cases} \boldsymbol{M_x^t} = 0{,}85 \times 132{,}15 = \mathbf{112{,}32\ KN\ m}. \\ \boldsymbol{M_y^t} = 0{,}85 \times 132{,}15 = \mathbf{112{,}32\ KN\ m}. \end{cases}$

1) Ferraillage à ELU

- ***Sens longitudinale :***

  - ✓ ***Aux appuis :***

$$\boldsymbol{\mu_{ap}} = \frac{M_x^a}{b\ d^2\ f_{bc}} = \frac{39{,}64 \times 10^3}{100 \times 27{,}5^2 \times 14{,}2} = \boldsymbol{0,036 < \mu_{id} = 0,392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0,036} \overset{tableau}{\Longrightarrow} \boldsymbol{\beta = 0,982}$$

$$\boldsymbol{A_x^a} = \frac{M_{ux}^a}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{39{,}64 \times 10^3}{0{,}982 \times 27{,}5 \times 348} = \boldsymbol{4,21\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA12 \Longrightarrow A_{ad}^x = 5,65\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 20\ cm.}$

  - ✓ ***En travées :***

$$\boldsymbol{\mu} = \frac{M_{ux}^t}{b\ d^2\ f_{bc}} = \frac{112{,}32 \times 10^3}{100 \times 27{,}5^2 \times 14.2} = \boldsymbol{0,104 < \mu_{id} = 0,392}$$

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

$$\mu = \boldsymbol{0,104} \overset{tableau}{\Longrightarrow} \boldsymbol{\beta = 0,945}$$

$$\boldsymbol{A_x^t} = \frac{M_{ux}^t}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{112{,}32 \times 10^3}{0{,}945 \times 27{,}2 \times 348} = \boldsymbol{12,42\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{7HA16 \Longrightarrow A_{ad}^x = 14,07\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 15\ cm.}$

- ***Sens transversale :***

  - ✓ ***Aux appuis :***

$$\boldsymbol{\mu} = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{39{,}64 \times 10^3}{100 \times 27{,}5^2 \times 14{,}2} = \boldsymbol{0,036 < \mu_{id} = 0,392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0,036} \overset{tableau}{\Longrightarrow} \boldsymbol{\beta = 0,982}$$

$$\boldsymbol{A_y^a} = \frac{M_{uy}^a}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{39{,}64 \times 10^3}{0{,}982 \times 27{,}5 \times 348} = \boldsymbol{4,21\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA12 \Longrightarrow A_{ad}^x = 5,65\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 20\ cm.}$

✓ ***En travées :***

$$\mu = \frac{M_y^t}{b\ d^2\ f_{bc}} = \frac{112{,}32 \times 10^3}{100 \times 27{,}5^2 \times 14.2} = \mathbf{0,104 < \mu_{id} = 0,392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0,104} \overset{tableau}{\Longrightarrow} \boldsymbol{\beta = 0,945}$$

$$\boldsymbol{A_y^t} = \frac{M_y^t}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{112{,}32 \times 10^3}{0{,}945 \times 27{,}5 \times 348} = \mathbf{12,42\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{7HA16 \Longrightarrow A_{ad}^x = 14,07\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 15\ cm.}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

zone	sens	M (KN.m)	μ	β	ferraillage	S_t (cm)	Section (cm^2)
En travée	X-X	112,32	0,104	0,945	**7HA16**	15	14,07
	Y-Y	112,32	0,104	0,945	**7HA16**	15	14,07
Aux appuis	X-X	39,64	0,036	0,982	**5HA12**	20	5,65
	Y-Y	39,64	0,036	0,982	**5HA12**	20	5,65

TAB VII-3 : *Récapitulatif des résultats dans les deux sens.*

2) Vérification à l'ELU.

❖ ***Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).***

$$\boldsymbol{A_{min}} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{==>} \quad \boldsymbol{A_{min}} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 27{,}5 \times 2{,}1}{400} = \mathbf{3,32\ cm^2}$$

- ***Ferraillage minimal :***

✓ ***Aux appuis***

$\boldsymbol{A_{ad}^x = 5,65\ cm^2 > A_{min} = 3,32\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

$\boldsymbol{A_{ad}^y = 5,65\ cm^2 > A_{min} = 3,32\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

✓ ***En travée :***

$\boldsymbol{A_{ad}^x = 14,07\ cm^2 > A_{min} = 2,4\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

$\boldsymbol{A_{ad}^y = 14,07\ cm^2 > A_{min} = 2,4\ cm^2}$ …… Condition vérifiée.

❖ ***Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).***

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ ***Sens longitudinal :***

$\boldsymbol{S_t} \leq min\,(3h\,;33\,cm) = min\,(90\,;33\,cm) \Longrightarrow \boldsymbol{S_t = 33\ cm}$

$\boldsymbol{S_t = 15\ cm < 33cm}$ …… Condition vérifiée.

✓ ***Sens transversal :***

$\boldsymbol{S_t} \leq \min(4h\,;45\,cm) = \min(80\,;45\,cm) \Longrightarrow \boldsymbol{S_t = 45\ cm}$

$\boldsymbol{S_t = 20\ cm < 45\ cm}$ …… Condition vérifiée.

3) Vérification à l'ELS :

❖ ***Evaluation des moments M_x; M_y :***

- ***Sens longitudinal :***

$\boldsymbol{M_0^x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$

$\boldsymbol{M_0^x} = 0{,}0368 \times 157{,}95 \times 4^2 = \boldsymbol{93\ KN\ m}.$

✓ ***Moment aux appuis :*** $\boldsymbol{M_a^x} = 0{,}3 \times 93 = \boldsymbol{27{,}9\ KN\ m}.$

✓ ***Moment en travées :*** $\boldsymbol{M_t^x} = 0{,}85 \times 93 = \boldsymbol{79{,}05\ KN\ m}.$

- ***Sens transversal :***

$\boldsymbol{M_0^y} = \mu_y \times M_0^x$

$\boldsymbol{M_0^y} = 1 \times 93 = \boldsymbol{93\ \ KN\ m}.$

✓ ***Moment aux appuis :*** $\boldsymbol{M_a^y} = 0{,}3 \times 93 = \boldsymbol{27{,}9\ KN\ m}.$

✓ ***Moment en travées :*** $\boldsymbol{M_t^y} = 0{,}85 \times 93 = \boldsymbol{79{,}05\ KN\ m}.$

1) Vérification des contraintes dans le béton :

On vérifie la condition suivante :

$\boldsymbol{\alpha} = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\boldsymbol{\gamma} = \frac{M_u}{M_s}$

		M_u	M_s	μ	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}$	Obs
Sens (x-x)	appuis	39,64	27,9	0,026	1,42	0 ,0330	0,46	Condition vérifiée
	travée	112,32	79,05	0,074	1,42	0,0962	0,46	Condition vérifiée
Sens (y-y)	appuis	39,64	27,9	0,026	1,42	0,0330	0,46	Condition vérifiée
	travée	112,32	79,05	0,074	1,42	0,0962	0,46	Condition vérifiée

TAB VII-4 : *Vérification des contraintes dans le béton.*

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

VII.3.3.2 Ferraillage des débords

❖ ***Sollicitations de calcul :***

✓ $\boldsymbol{ELU : q_u = 224,44\ KN/m} \longrightarrow \boldsymbol{M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-224,44\times(0,5)^2}{2} = -30,55\ KN.m}$

✓ $\boldsymbol{ELS : q_s = 157,95\ KN/m} \longrightarrow \boldsymbol{M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-157,95\times(0,5)^2}{2} = -19,74\ KN.m}$

❖ ***Calcul des armatures :***

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_u}{b\ d^2\ f_{bc}} = \frac{30,55\times10^3}{100\times27,5^2\times14.2} = 0,028 < \mu_{id} = 0,392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0,028 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0,986}$$

$$\boldsymbol{A = \frac{M_u}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{30,55\times10^3}{0,986\times27,5\times348} = 3,23\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA10 \Longrightarrow A_{ad} = 3,90\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 20\ cm.}$

❖ ***Armature de répartition :***

$$\boldsymbol{A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,90}{4} = 0,975\ cm^2}.$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA10 \Longrightarrow A_{ad} = 3,9\ cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 20\ cm.}$

❖ ***Vérification à l'ELU :***

$$\boldsymbol{A_{min} = \frac{0,23\times b\times d\times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23\times100\times27,5\times2,1}{400} = 3,32\ cm^2}.$$

$\boldsymbol{A_{ad} = 3,90\ cm^2 > A_{min} = 3,32\ cm^2}$ …… *Condition est vérifiée.*

❖ ***Vérification à l'ELS :***

On doit vérifier la relation suivante : $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\mu = 0,028 \xrightarrow{tableau} \alpha = 0,0355$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{30,55}{19,71} = 1,54 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,54-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,52$$

$$\alpha = 0,0355 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,465$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$, alors le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier.

VII.3.3.3 Ferraillage des nervures :

Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens :

- Sens X-X : portiques de la file D-D.
- Sens Y-Y : portiques de la file 3-3.

Elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
Les réactions du sol sont transmises aux nervures

❖ ***Diagramme des sollicitations :***

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Robot » sont les suivant :

- ***Sens longitudinale « X-X » :***

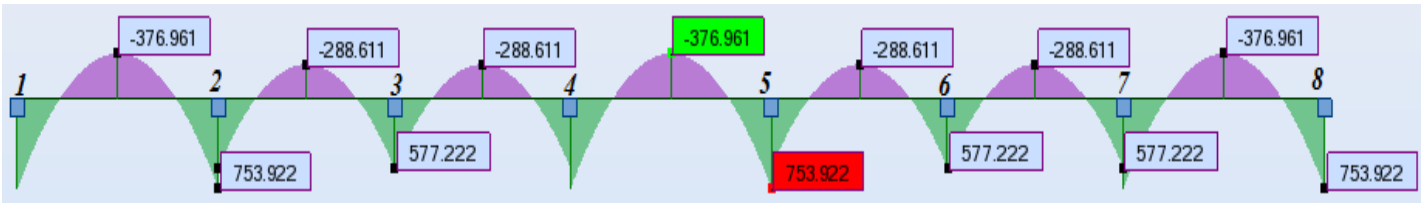


Figure VII-4 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.*

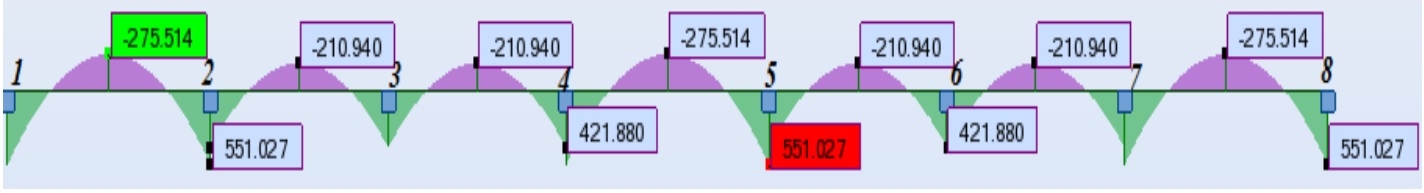


Figure VII-5 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.*

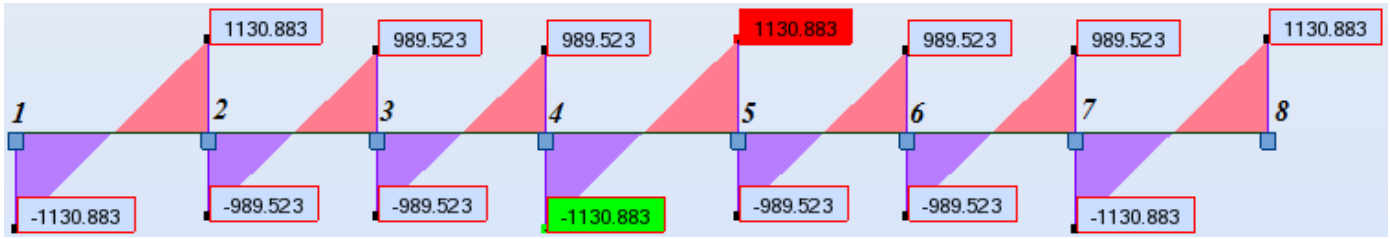
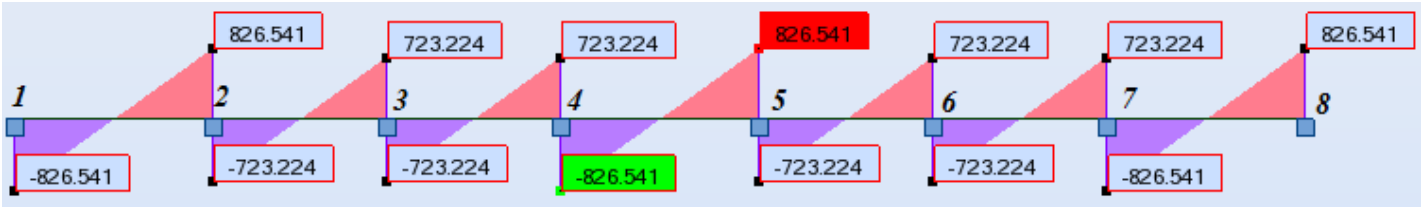


Figure VII-6 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.*



.

Figure VII-7 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.*

- ***Sens transversales « Y-Y »:***

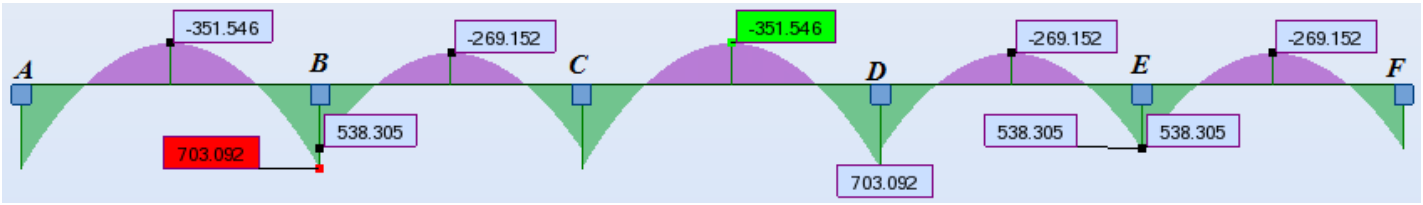


Figure VII-8 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.*

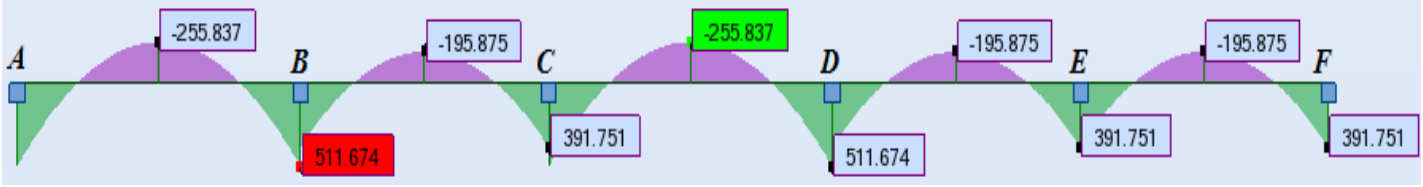


Figure VII-9 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.*

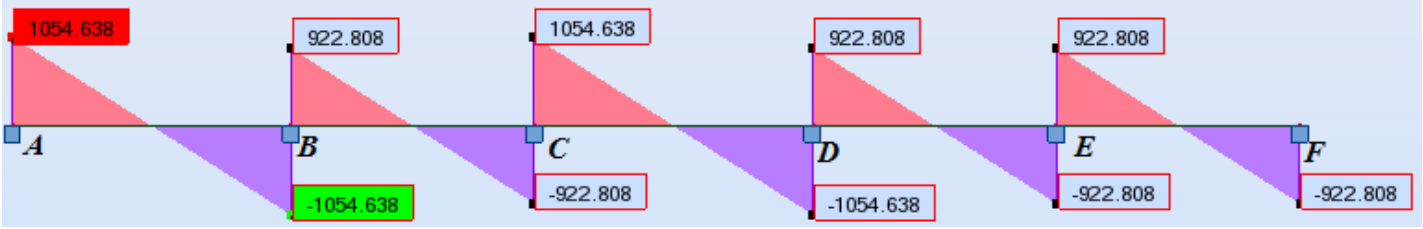


Figure VII-10 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.*

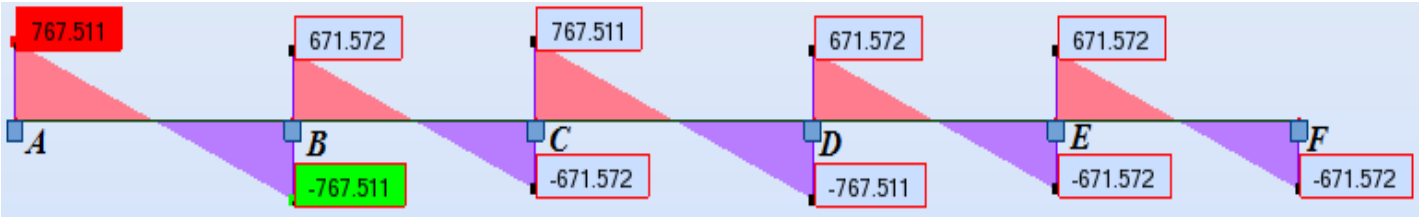


Figure VII-11 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens y-y.*

Récapitulation des résultats :

- ***Sens longitudinales « X-X » :***
  - ✓ ***Moments sur appuis :***

Appuis	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
1	753,922	551,027
2	753,922	551,027
	577,222	421,880
3	577,222	421,880
4	577,222	421,880
	753,922	551,027
5	753,922	551,027
	577,222	421,880
6	577,222	421,880
7	577,222	421,880
	753,922	551,027
8	753,922	551,027

TAB VII-5 : *Moment fléchissant sur appuis.*

  - ✓ ***Moments en travées :***

Travées	Longueur (m)	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
1 ⟹ 2	4	-376,961	-275,514
2 ⟹ 3	3,5	-288,611	-210,940
3 ⟹ 4	3,4	-288,611	-210,940
4 ⟹ 5	4	-376,961	275,514
5 ⟹ 6	3,5	-288,611	-210,940
6 ⟹ 7	3,5	-288,611	-210,940
7 ⟹ 8	4	-376,961	275,514

TAB VII-6 : *Moment fléchissant en travée.*

✓ ***Efforts tranchants :***

Travées		1 ⟹ 2	2 ⟹ 3	3 ⟹ 4	4 ⟹ 5	5 ⟹ 6	6 ⟹ 7	7 ⟹ 8
ELS	$T_{sup}(KN)$	826,541	723,224	723,224	826,541	723,224	723,224	826,541
	$T_{inf}(KN)$	- 826,541	-723,224	-723,224	-826,541	-723,224	-723,224	-826,541
ELU	$T_{sup}(KN)$	1130,883	989,523	989,523	1130,883	989,523	989,523	1130,883
	$T_{inf}(KN)$	-1130,883	-989,523	-989,523	-1130,883	-989,523	-989,523	-1130,88

TAB VII-7 : *tableau des efforts tranchants.*

- ***Sens Transversal « Y-Y » :***

✓ ***Moments sur appuis :***

Appuis	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
A	703,092	511,674
B	703,092	511,674
	538,305	391,751
C	538,305	391,751
	703,092	511,674
D	703,092	511,674
	538,305	391,751
E	538,305	391,751
F	538,305	391,751

TAB VII-8 : *Moments fléchissant sur appuis.*

.

✓ ***Moments en travées :***

Travées	Longueur (m)	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
A ⟹ B	4	-351,546	-255,837
B ⟹ C	3,5	-269,152	-195,875
C ⟹ D	4	-351,546	-255,837
D ⟹ E	3,5	-269,152	-195,875
E ⟹ F	3,5	-269,152	-195,875

TAB VII-9 : *Moments fléchissant en travées.*

✓ ***Efforts tranchants :***

	Travées	$A \Longrightarrow B$	$B \Longrightarrow C$	$C \Longrightarrow D$	$D \Longrightarrow E$	$E \Longrightarrow F$
ELU	$T_s(KN)$	1054,638	922,808	1054,638	922,808	922,808
	$T_i(KN)$	-1054,638	-922,808	-1054,638	-922,808	-922,808
ELS	$T_s(KN)$	767,511	671,572	767,511	671,572	671,572
	$T_i(KN)$	-767,511	-671,572	-767,511	-671,572	-671,572

TAB VII-10 : *tableau des efforts tranchants.*

❖ ***Exemple de calcul :***

- ***Sens Transversal « Y-Y » :***

✓ ***Aux appuis :***

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{703{,}092 \times 10^3}{60 \times 77{,}5^2 \times 14{,}2} = 0{,}137 < \mu_{id} = 0{,}392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0{,}137 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0{,}926}$$

$$\boldsymbol{A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{703{,}092 \times 10^3}{0{,}926 \times 77{,}5 \times 348} = 28{,}15\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\left.\begin{matrix} \boldsymbol{5HA20\ filante} \\ \boldsymbol{3HA20 + 2HA16\ chapeau} \end{matrix}\right\} \Longrightarrow \boldsymbol{A_{ad}^x = 29{,}14\ cm^2}$

Avec $\boldsymbol{S_t = 10\ cm.}$

✓ ***En travées :***

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_y^t}{b\ d^2\ f_{bc}} = \frac{351{,}546 \times 10^3}{60 \times 77{,}5^2 \times 14.2} = 0{,}068 < \mu_{id} = 0{,}392}$$

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

$$\boldsymbol{\mu = 0{,}068 \overset{tableau}{\Longrightarrow} \beta = 0{,}965}$$

$$\boldsymbol{A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{351{,}546 \times 10^3}{0{,}965 \times 77{,}5 \times 348} = 13{,}51\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{5HA20 \Longrightarrow A_{ad}^x = 13{,}50 cm^2}$, Avec $\boldsymbol{S_t = 10\ cm.}$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- ***Sens longitudinal « X-X » :***

Appuis	M_u $(KN.m)$	μ	Obs	β	A_{st}	filante	chapeau	A_{ad}
1	753,922	0,147	SSA	0,920	30,38	5HA20	5HA20	31,40
2	753,922	0,147	SSA	0,920	30,38	5HA20	5HA20	31,40
	577,222	0,113	SSA	0,9395	22,78	5HA20	5HA14	23,40
3	577,222	0,113	SSA	0,9395	22,78	5HA20	5HA14	23,40
4	577,222	0,113	SSA	0,9395	22,78	5HA20	5HA14	23,40
	753,922	0,147	SSA	0,920	30,38	5HA20	5HA20	31,40
5	753,922	0,147	SSA	0,920	30,38	5HA20	5HA20	31,40
	577,222	0,113	SSA	0,9395	22,78	5HA20	5HA14	23,40
6	577,222	0,113	SSA	0,9395	22,78	5HA20	5HA14	23,40
7	577,222	0,113	SSA	0,9395	22,78	5HA20	5HA14	23,40
	753,922	0,147	SSA	0,920	30,38	5HA20	5HA20	31,40
8	753,922	0,147	SSA	0,920	30,38	5HA20	5HA20	31,40

TAB VII-11 : *Ferraillage des nervures aux appuis dans le sens x-x.*

Travées	M_u	μ	Obs	β	A_{st}	Ferraillage (Filante)	A_{ad}
1 ⟹ 2	-376,961	0,074	SSA	0,962	14,53	5HA20	15,70
2 ⟹ 3	-288,611	0,056	SSA	0,971	11,02	4HA16+1HA20	11,18
3 ⟹ 4	-288,611	0,056	SSA	0,971	11,02	4HA16+1HA20	11,18
4 ⟹ 5	-376,961	0,074	SSA	0,962	14,53	5HA20	15,70
5 ⟹ 6	-288,611	0,056	SSA	0,971	11,02	4HA16+1HA20	11,18
6 ⟹ 7	-288,611	0,056	SSA	0,971	11,02	4HA16+1HA20	11,18
7 ⟹ 8	-376,961	0,074	SSA	0,962	14,53	5HA20	15,70

TAB VII-12 : *Ferraillage des nervures en travée dans le sens x-x.*

- ***Sens Transversal « Y-Y »:***

Appuis	M_u	μ	Obs	β	A_{st}	filante	chapeau	A_{ad}
A	703,092	0,137	SSA	0,926	28,15	5HA20	3HA20+2HA16	29,01
B	703,092	0,137	SSA	0,926	28,15	5HA20	3HA20+2HA16	29,14
	538,305	0,105	SSA	0,9445	21,13	5HA20	3HA16	21,73
C	538,305	0,105	SSA	0,9445	21,13	5HA20	3HA16	21,73
	703,092	0,137	SSA	0,926	28,15	5HA20	3HA20+2HA16	29,14
D	703,092	0,137	SSA	0,926	28,15	5HA20	3HA20+2HA16	29,14
	538,305	0,105	SSA	0,9445	21,13	5HA20	3HA16	21,73
E	538,305	0,105	SSA	0,9445	21,13	5HA20	3HA16	21,73
F	538,305	0,105	SSA	0,9445	21,13	5HA20	3HA16	21,73

TAB VII-13 : *Ferraillage des nervures aux appuis dans le sens y-y.*

Travées	M_u	μ	Obs	β	A_{st}	ferraillage	A_{ad}
$A \Longrightarrow B$	-351,546	0,069	SSA	0,9645	13,51	5HA20	15,70
$B \Longrightarrow C$	-269,152	0,053	SSA	0,9725	10,26	1HA20+4HA16	11,18
$C \Longrightarrow D$	-351,546	0,069	SSA	0,9645	13,51	5HA20	15,70
$D \Longrightarrow E$	-269,152	0,053	SSA	0,9725	10,26	1HA20+4HA16	11,18
$E \Longrightarrow F$	-269,152	0,053	SSA	0,9725	10,26	1HA20+4HA16	11,18

TAB VII-14 : *Ferraillage des nervures en travée dans le sens y-y.*

Conclusion :

Pour des questions de facilité de mise en œuvre les nervures suivant le sens longitudinal seront ferraillées comme suit :

- ✓ Aux appuis : ***5HA20 filante+5HA20 chapeau.***
- ✓ En travées : ***5HA20 filante.***

Pour des questions de facilité de mise en œuvre les nervures suivant le sens Transversal seront ferraillées comme suit :

- ✓ Aux appuis : ***5HA20 filante+ (3HA20+2HA16) chapeau.***
- ✓ En travées : ***5HA20 filante.***

Remarque :

Conformément à l'article ***A.8.3 du BAEL 91 modifiées 99,*** et pour éviter les fissurations en dehors des zones efficacement armée, des armatures dénommées **« armatures de peau »** sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins $\mathbf{3\ cm^2}$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Soit : $\boldsymbol{A_{peau} = 2HA14}$ *soit* ***: 1HA14 par parois***

Exigence de RPA pour les Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la nervure est de ***0,5 %*** en toute section.

Dans notre cas la section de la nervure est (60x80) soit : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}005 \times b \times h = \mathbf{24\ cm^2}$

Vérification à l'ELU.

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferraillage de la nervure doit satisfaire la ***C.N.F :*** $\boldsymbol{A_{st} \geq A_{st}^{min}}$

3) Calcul de la section minimale.

$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$ Avec : $\boldsymbol{f_{t28}} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28} = \boldsymbol{2{,}1\ MPa}$

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0{,}23 \times 60 \times 77{,}5 \times 2{,}1}{400} = \boldsymbol{5{,}62\ cm^2}$$

- ***Sens longitudinal « X-X » :***

✓ ***Appuis :*** $\boldsymbol{A_{adopte} = 31{,}40\ cm^2 > A_{st}^{min} = 5{,}62\ cm^2}$ …… condition vérifiée.

✓ ***Travées :*** $\boldsymbol{A_{adopte} = 15{,}70\ cm^2 > A_{st}^{min} = 5{,}62\ cm^2}$ …… condition vérifiée.

- ***Sens transversal « Y-Y » :***

✓ ***Appuis :*** $\boldsymbol{A_{adopte} = 29{,}01\ cm^2 > A_{st}^{min} = 5{,}62\ cm^2}$ …..…… condition vérifiée.

✓ ***Travées :*** $\boldsymbol{A_{adopte} = 15{,}70\ cm^2 > A_{st}^{min} = 5{,}62\ cm^2}$ ……..…… condition vérifiée.

2) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{b\ d} < \overline{\boldsymbol{\tau_u}}$ Avec : $\boldsymbol{T_u^{max}}$ **:** Effort tranchant max à l'***ELU***.

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma b};\ 4\ MPa\right) = \min\left(\frac{0{,}15\times25}{1{,}5}; 4\ MPa\right) = \boldsymbol{2{,}5\ MPa}$.

- ***Sens longitudinal « X-X » :***

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{b\ d} = \frac{1130{,}883 \times 10^3}{600 \times 775} = \boldsymbol{2{,}43\ MPa < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ MPa}$ …….…….. Condition vérifiée.

- ***Sens transversal « Y-Y » :***

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{b\ d} = \frac{1054{,}638 \times 10^3}{600 \times 775} = \boldsymbol{2{,}26\ MPa < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ MPa}$ …….…….. Condition vérifiée.

3) Influence de l'effort tranchant :

a) Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On se doit de vérifié la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0{,}9\, b\, d} \leq \frac{0{,}8\, f_{c28}}{\gamma_b} \qquad T_u \leq T'_u = 0{,}36 \times \frac{f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b}$$

- **Sens longitudinal « X-X » :**

$T_u = \mathbf{1130{,}883\ KN} \leq T'_u = 0{,}36 \times \frac{25 \times 600 \times 775}{1{,}5} = \mathbf{2790\ KN}$..... Condition vérifiée.

- **Sens transversal « Y-Y » :**

$T_u = \mathbf{1054{,}638\ KN} \leq T'_u = 0{,}36 \times \frac{25 \times 600 \times 775}{1{,}5} = \mathbf{2790\ KN}$ ..... Condition vérifiée.

b) Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0{,}9 \times d} > \mathbf{0}$, on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0{,}9 \times d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq A_u = \frac{1{,}15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0{,}9 \times d}\right)$

Si $T_u + \frac{M_u}{0{,}9 \times d} < \mathbf{0}$ ==> la vérification n'est pas nécessaire

Sens	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN.m)	d (m)	$0{,}9d$	A_u (cm^2)	A_s adopté (cm^2)	Obs.
X-X	1130,883	-753,922	0,775	0,6975	14,35	31,40	Condition vérifiée
Y-Y	1054,638	-703,092	0,775	0,6975	12,36	29,01	Condition vérifiée

TAB VII-15 : *Influence de l'effort tranchant sur les aciers.*

4) Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = \mathbf{3{,}15\ MPa}$

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

$\Psi_s = 1{,}5$: Coefficient scellement ***HA***.

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

- ***Sens longitudinal « X-X » :***

$\sum \boldsymbol{U_i} = n \times \pi \times \emptyset = 10 \times 3{,}14 \times 2 = \mathbf{62{,}8\ cm}$

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{1130{,}883 \times 10^3}{0.9 \times 775 \times 628} = \mathbf{2{,}58\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 2{,}58\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa}$ ……. Condition est vérifiée.

- ***Sens transversal « Y-Y » :***

$\sum \boldsymbol{U_i} = n \times \pi \times \emptyset = 8 \times 3{,}14 \times 2 + 2 \times 3{,}14 \times 1{,}6 = \mathbf{60{,}288\ cm}$

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{1054{,}638 \times 10^3}{0.9 \times 775 \times 602{,}88} = \mathbf{2{,}50\ MPa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 2{,}50\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa}$ ……. Condition est vérifiée.

5) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

$\emptyset_l$ **:** Étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal,

$\emptyset_t \leq min(20\ mm;\ 16mm;\ 60\ mm)$

On optera pour $\emptyset$ **8**

6) Condition d'espacement des barres : (Art A.5.1, 22 BAEL91/ modifiées99) :

$\boldsymbol{S_t} \leq min(0{,}9d\ ; 40\ cm) \longrightarrow \boldsymbol{S_t} \leq min(72\ ; 40\ cm) = \mathbf{40\ cm}$.

Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\boldsymbol{A_t = 0{,}003 \times s \times b}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: Minimum de$\left(\frac{\boldsymbol{h}}{\mathbf{4}}, \mathbf{12}\emptyset\right)$.
- zone carante : $\mathbf{s \leq \frac{h}{2}}$.

La valeur du diamètre $\emptyset_l$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
Les premières armatures transversales doivent être disposées à ***5 cm*** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Zone nodale : $S_t \leq min(20; 19{,}2)$ **Soit :** $\boldsymbol{S_t = 10\ cm}$

$\boldsymbol{A_t} = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 10 \times 60 = \mathbf{1{,}8\ cm^2}$

Zone courante : $\boldsymbol{S_t \leq (\frac{h}{2})}$ **Soit :** $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

$\boldsymbol{A_t} = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 15 \times 60 = \mathbf{2{,}7\ cm^2}$

Donc on optera pour Trois cadres soit : $\boldsymbol{A_t = 6HA8 = 3\ cm^2}$

Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

$$\begin{cases} \boldsymbol{l'} = 2 \times h \\ \boldsymbol{l'} = 2 \times 80 = \mathbf{1{,}60\ m}. \end{cases}$$

Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$\boldsymbol{\alpha} = \frac{y}{d} < \boldsymbol{\alpha'} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec $\boldsymbol{\gamma} = \frac{M_u}{M_s}$

Sens		M_u	M_s	μ	γ	α	α'	Obs
X-X	appuis	753,922	551,027	0,147	1,36	0,1998	0,43	Condition vérifiée
	travée	-376,961	-275,514	0,074	1,36	0,0962	0,43	Condition vérifiée
Y-Y	appuis	703,092	511,674	0,137	1,37	0,1849	0,435	Condition vérifiée
	travée	-351,546	-255,837	0,069	1,37	0,0894	0,435	Condition vérifiée

TAB VII-16 : *Vérification à l'ELS.*

La condition est vérifiée, donc il n y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Dispositions constructives :

Conformément au ***CBA 93 annexe E3***, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :
La longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis est au moins égal :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée et prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

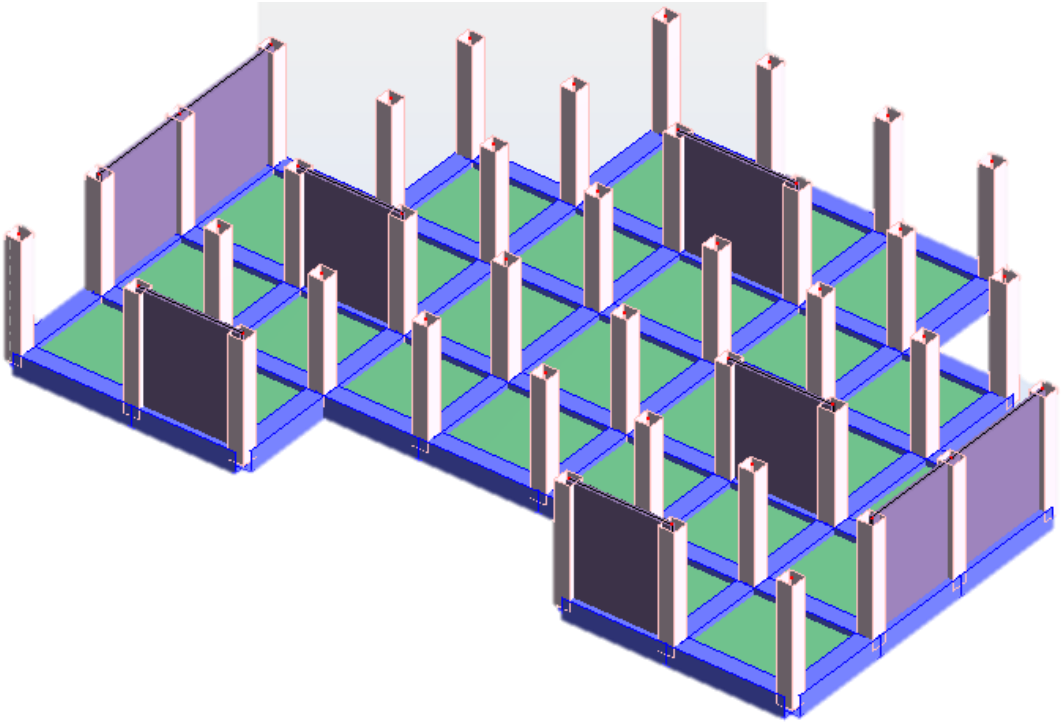


Figure VII-12 : *Disposition des poteaux et des voiles sur le radier.*

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études qui est notre première expérience nous a été très bénéfique et enrichissante, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ***ROBOT-BAT*** *que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.*

À terme, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : *éléments d'un Plancher en corps creux.*

Figure I-2 : *éléments d'un Plancher en dalle pleine.*

Figure I-3 : *Coupe schématique d'un escalier.*

Figure I-4 : *Structure d'une charpente en bois.*

Figure I-5 : *Evolution de la résistance en Compression d'un béton en Fonction de son âge.*

Figure I-6 : *diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.*

Figure I-7 : *diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.*

Figure I-8 : *diagramme des contrainte-déformation de l'acier.*

Figure II-1: *Plancher en corps creux.*

Figure II-2 : *Sections des poutres.*

Figure II-3 : *défirent types de voiles.*

Figure II-4 : *Coupe de voile en élévation.*

Figure II-5 : *Coffrage des poteaux.*

Figure II-5 : *coupe vertical d'un mur extérieur.*

Figure II-6 : *coupe vertical d'un mur intérieur.*

Figure II-7 : *Surface d'influence sur le poteau.*

Figure II-8 : *Descente de charges.*

Figure III-1 : *Coupe verticale d'un plancher en corps creux.*

Figure III-2 : *Schéma statique du treillis soudé.*

Figure III-3 : *Coupe vertical d'une poutrelle.*

Figure III-4 : *une poutrelle.*

Figure III-5 : *Schéma statique de la poutrelle.*

Figure III-6 : *diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)*

Figure III-7 : *Schéma statique de la travée.*

Figure III-8 : *Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.*

Figure III-9 : *Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.*

Figure III-10 : *Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.*

Figure III-11 : *Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.*

Figure III- 12 : *Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.*

Figure III- 13 : *Coupe schématique de la section en Té.*

Figure III-14 : *schéma statique du balcon.*

Figure III-15 : *Coupe vertical d'un escalier.*

Figure III- 16 : *Différent types d'escaliers.*

Figure III-17 : *Coupe vertical d'une volée de l'escalier.*

Figure III-18 : *Schéma statique des escaliers à l'ELU.*

Figure III-19 : *Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU.*

Figure III-20 : *Schéma statique des escaliers à l'ELS.*

Figure III-21 : *Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service ELS.*

Figure III-22 : *Coupe verticale d'une poutre palière.*

Figure III-23 : *Diagrammes des efforts internes à l'ELU.*

Figure III-24 : *Diagrammes des efforts internes à l'ELS.*

Figure III-25 : *Coupe schématique d'un ascenseur.*

Figure III-26 : *Répartition des charges sur la dalle de la salle machine.*

Figure III-27 : *Diagramme des moments.*

Figure III-28 : *Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU.*

Figure III-29 : *Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELS.*

Figure III-30 : *Coupe vertical d'un acrotère.*

Figure III-31 : *Diagramme des efforts internes.*

Figure III-32 : *Position des sections d'acier.*

Figure III-33 : *Centre de pression.*

Figure III-34 : *Disposition des pannes sur les poutres.*

Figure III-35 : *Diagramme des moments fléchissant sur les pannes.*

Figure III-36 : *Disposition des chevrons sur les pannes.*

Figure III-37 : *Diagrammes des moments fléchissant sur les chevrons.*

Figure III-38 : *Disposition des liteaux sur les chevrons.*

Figure III-39 : *Disposition des différents éléments de la toiture.*

Figure III-40 : *Coupe schématique de la dalle.*

Figure IV-1 : *Identification des paramètres.*

Figure IV-2 : *coupe des voiles en plan.*

Figure IV-3 : *trapèze de calcul.*

Figure IV-4 : *Diagramme des moments des aires.*

Figure V-1 : *Spectre de réponse.*

Figure VI-1 : *section simplement armée.*

Figure VI-2 : *section doublement armée.*

Figure VI.3 : *Délimitation de la zone nodale.*

Figure VI-4 : *Section entièrement comprimée.*

Figure VI-5 : *Section entièrement tendue.*

Figure VI-6 : *Section partiellement comprimée.*

Figure VI-7 : *Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

Figure VII-1 : *Semelle filante sous poteaux.*

Figure VII-2 : *Diagramme des contraintes.*

Figure VII-3 : *Périmètre utile des voiles et des poteaux.*

Figure VII-4 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens X-X.*

Figure VII-5 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens X-X.*

Figure VII-6 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens X-X.*

Figure VII-7 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens X-X.*

Figure VII-8 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens Y-Y.*

Figure VII-9 : *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens Y-Y.*

Figure VII-10 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y.*

Figure VII-11 : *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y.*

Figure VII-12 : *Disposition des poteaux et des voiles sur le radier.*

LISTE DES TABLEAUX

TAB I.1 : *caractéristiques du béton de bâtiment.*

TAB I.2 *: caractéristiques* des aciers de bâtiment.

TAB II.1 *: Charges permanentes de l'étage courant.*

TAB II.2 *: Charges permanentes des balcons en dalle pleine.*

TAB II.3 : *Charges permanentes de la dalle pleine de la terrasse inaccessible.*

TAB II.4 *: Charges permanentes de la toiture.*

TAB II.5 *: Charges permanentes des murs extérieurs.*

TAB II.6 *: Charges permanentes des murs intérieurs.*

TAB II.7 *: Charges permanentes des voiles de contreventement.*

TAB II.8 : *Coefficients de dégression de charges.*

TAB II.9 : *Sections des poteaux.*

TAB II.10 : *Vérification du flambement des poteaux*

TAB III.1: *Récapitulatif des Moments fléchissant en travées.*

TAB III.2 : *Récapitulatif des efforts tranchant.*

TAB III.3 : *Charge permanente répartie de la console.*

TAB III.4 : *Charge permanente concentré de la console.*

TAB III-5 : *Charge permanente de la volée.*

TAB III-6 : *Charge permanente du palier de repos.*

TAB III-7 : *Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.*

TAB III-8 : *Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.*

TAB III-9 : *Récapitulatif des résultats dans les deux sens.*

TAB III-10 : *Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.*

TAB III-11 *: Charges permanentes des Planchers en dalle pleine.*

TAB III-12 : *Récapitulatif des résultats dans les deux sens.*

TAB IV-1 *: Rigidités linéaire des poteaux dans le sens X-X.*

TAB IV-2 *: Rigidités linéaire des poteaux dans le sens Y-Y.*

TAB IV-3 *: Rigidités linéaire des poutres dans le sens X-X.*

TAB IV-4 *: Rigidités linéaire des poutres dans le sens Y-Y.*

TAB IV-5 *: Rigidités des portiques dans le sens X-X.*

TAB IV-6 *: Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.*

TAB IV-7 : *Rigidité des voiles longitudinaux X-X.*

TAB IV-8 : *Rigidité des voiles transversaux Y-Y.*

TAB IV-9 : *Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».*

TAB IV-10 : *section des aires et position du CDG.*

TAB IV-11 : *Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).*

TAB IV-12 : *Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).*

TAB IV-13 : *Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y).*

TAB V-1 : *Conditions de facteur de qualité.*

TAB V-2 : *Effort normal donné par Robot.*

TAB V-3 : *Valeurs du coefficient* C_T .

TAB V-4 : *Période analytique donnée par Robot.*

TAB V-5 : *Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.*

TAB V-6 : *effort tranchant à la base donnée par Robot.*

TAB V-7 : *Vérification des déplacements inter-étages.*

TAB V-8 : *Vérification des effets* ***P-Δ*** dans le sens ***X-X***.

TAB V-9 : *Vérification des effets* ***P-Δ*** dans le sens ***Y-Y***

TAB VII-1 *: Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.*

TAB VII-2 : *Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales sous voiles.*

TAB VI-3 : *Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales sans voiles.*

TAB VI-4 : *Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres secondaires sous voiles.*

TAB VI-5 : *Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres secondaire sans voiles.*

TAB VI-6 : *Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres de la charpente.*

TAB VI-7 : *ferraillage des poutres principales.*

TAB VI-8 : *ferraillage des poutres Secondaires.*

TAB VI-9 : *ferraillage des poutres de la charpente.*

TAB VI-10 : *Récapitulatif du ferraillage des poutres.*

TAB VI-11 : *Vérification aux cisaillements.*

TAB VI-12 : *Influence de l'effort tranchant sur le béton.*

TAB VI-13 : *Influence de l'effort tranchant sur l'acier.*

TAB VI-14 : *Vérification des contraintes.*

TAB VI-15 : *Les efforts internes dans les poteaux.*

TAB VI-16 : *Ferraillage des poteaux dans les deux sens.*

TAB VI-17 : *Détermination des armatures transversales.*

TAB VI-18 : *Délimitation des zones nodales.*

TAB VI-19 : *Vérification au cisaillement dans les poteaux.*

TAB VI-20 : *Vérification de la condition de non fragilité.*

TAB VI-21 : *Vérification des contraintes dans les aciers et le béton.*

TAB VI-22 : *Ferraillage des poteaux.*

TAB VI-23 : *Ferraillage des voiles longitudinales* $\boldsymbol{V_{L\,1,2,5,6}}$.

TAB VI-24 : *Ferraillage des voiles longitudinales* $\boldsymbol{V_{L3}}$.

TAB VI-25 : *Ferraillage des voiles longitudinales* $\boldsymbol{V_{L4}}$.

TAB VI-26 : *Ferraillage des voiles transversales* $\boldsymbol{V_{T1,3}}$

TAB VI-27 : *Ferraillage des voiles transversales* $\boldsymbol{V_{T2,4}}$.

TAB VI-28 : *Ferraillage des voiles transversales* $\boldsymbol{V_{T5}}$.

TAB VI-29 : *Ferraillage des voiles transversales* $\boldsymbol{V_{T6}}$.

TAB VI-30 : *Ferraillage des voiles transversales* $\boldsymbol{V_{T7,8}}$.

TAB VII-1 *: résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.*

TAB VII-2 : *résultats de calcul d'une semelle filante sous voile dans les deux sens «X-X », «Y-Y ».*

TAB VII-3 : *Récapitulatif des résultats dans les deux sens.*

TAB VII-4 : *Vérification des contraintes dans le béton.*

TAB VII-5 : *Moment fléchissant sur appuis.*

TAB VII-6 : *Moment fléchissant en travée.*

TAB VII-7 : *tableau des efforts tranchants.*

TAB VII-8 : *Moments fléchissant sur appuis.*

TAB VII-9 : *Moments fléchissant en travées.*

TAB VII-10 : *tableau des efforts tranchants.*

TAB VII-11 : *Ferraillage des nervures aux appuis dans le sens X-X.*

TAB VII-12 : *Ferraillage des nervures en travée dans le sens X-X.*

TAB VII-13 : *Ferraillage des nervures aux appuis dans le sens Y-Y.*

TAB VII-14 : *Ferraillage des nervures en travée dans le sens Y-Y*

TAB VII-15 : *Influence de l'effort tranchant sur les aciers.*

TAB VII-16 : *Vérification à l'ELS.*

Bibliographie

I- Règlements :

1- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.

2- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.

3- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 modifiée 99.

4- Règles de calcul et conception des charpentes en bois CB71.

5- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.

II- Ouvrage :

1- calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé ***D'Albert FUENTES***

2- Eléments de base pour la conception et la construction de charpentes légères pour toitures à plans inclinés de ***Paul GUT***

3- Formulaire du béton armé de ***Victor DAVIDOVICI***

4- Les abaques de ***PIGEAUD***

5- Les mémoires de fin d'études des promotions précédentes.