

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie

Département GENIE CIVIL

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Par

- **BOURENNANE EL HADJ YACINE**
- **FARDJALLAH DJABER**

Intitulé

Étude d'une construction R+15 en béton armé multi étage avec des voiles de contreventement.

Soutenu le : 28/06/2022

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
<i>M.ACHOUR YACINE</i>	<i>MCA</i>	<i>Président</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M.LOGZIT NACER</i>	<i>MCB</i>	<i>examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. ABDEMEZIANE NABIL</i>	<i>MAA</i>	<i>examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M.NOUI AMMAR</i>	<i>MCA</i>	<i>examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. DJOUDI LARBI</i>	<i>MAA</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M.BELKHADI AHMED ABDERRAOUF</i>	<i>MCA.</i>	<i>Co.encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>

Année Universitaire 2021/2022

INTRODUCTION GENERALE :

Contexte du projet d'étude :

Le système structurel est l'un de structures en génie civil, l'étude de ce dernier est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. De ce fait, pour notre projet de fin de cycle (Master II), nous avons jugé utile d'élaborer une étude structurale de bâtiments en béton armé. Cela dit, dans l'optique de mettre en application les connaissances acquises durant nos cinq années de formation. Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement structure. Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure. En fin, de revoir l'influence sur le comportement qualitatif des constructions soumis aux oscillations du sol lors d'un séisme. Il porte essentiellement sur le comportement de la superstructure.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée plus [15] étages, implanté dans la wilaya de BBA . Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 ET CBA93), cette étude se compose de sept parties :

1. **La première partie** : descriptions générales du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux.
2. **La deuxième partie** : pré dimensionnement de la structure et descente des charges.
3. **La troisième partie** : étude des éléments secondaires (poutrelles, escalier, acrotère, balcon, ascenseur)
4. **La quatrième partie** : étude dynamique de la structure entamée par logiciel robot 2017 afin de déterminer les différentes sollicitations.
5. **La cinquième partie** : étude des éléments résistants de la structure (poteaux ,poutres , voiles).
6. **La sixième partie** : étude de l'infrastructure.
7. **La septième partie** : étude de la piscine.

Mots clés à préciser :

Bâtiment, béton armé, robot, RPA99, CBA 93, structure.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي بالإضافة الى (15) طابقا , ويقع في ولاية برج بوعريبيج .
تم تصنيف هذه المنطقة على انها منطقة زلزالية IIa وفقا لاصدار . RPA99 2003
باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99 , CBA935)
تتكون هذه الدراسة من سبعة اجزاء :

1. الجزء الاول : يبدأ بوصف عام للمشروع مع عرض لخصائص المواد
2. الجزء الثاني : حساب الابعاد المسبقة للمنشأة مع اعطاء حمولة كل عنصر مكون لها
3. الجزء الثالث : يهدف الى دراسة العناصر الثانوية
4. الجزء الرابع : يتضمن الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة برنامج التحليل الانشائي ROBOT
5. الجزء الخامس : يتم فيه احتساب دراسة العناصر المقاومة للهيكل
6. الجزء السادس : يشمل دراسة البنية التحتية للهيكل
7. الجزء السابع : يشمل دراسة المسبح

كلمات البحث : بناء , الخرسانة المسلحة , هيكل , RPA99 , CBA 93

CHAPITRE I :

*Présentations de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux*

chapitre 1

Introduction

Présentation de l'ouvrage

description architecturale

données géotechnique du site

caractéristiques structurales de l'ouvrages

Conception

Ossature et système constructif adopté

Planchers

Escaliers

Les balcons

Maçonnerie

Revêtement

Local d'ascenseur

Isolation

Généralités

Règlement et normes utilisé

Méthode de calcule aux états limites

Contrainte ultime de cisaillement

Module de déformation longitudinale du béton

Module de déformation transversal

L'acier

Caractéristiques mécaniques

Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(s\%)$

Contrainte limite de traction des armatures

Etats limites

ELU

ELS

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

I Introduction

Ce chapitre est consacré à des généralités et il donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet à étudier consiste à la réalisation d'un bâtiment en R+15, composé d'un parking au niveau de rez-de-chaussée, 2 étage services et 13 étages à usage d'habitation avec une terrasse accessible. Il est implanté dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

I.2 description architecturale

Notre projet a pour but l'étude d'un bâtiment de type (R+15)

- RDC à usage parking.
- 1^{ère} et 2^{ème} étage à usage services.
- les autres étages à usage d'habitation (13 étages) / 2 appartements par étage
- En a aussi une terrasse accessible avec piscine et jardin.
- une seule cage d'escalier : système vas et vien.
- On a pas une régularité en plan et en élévation.

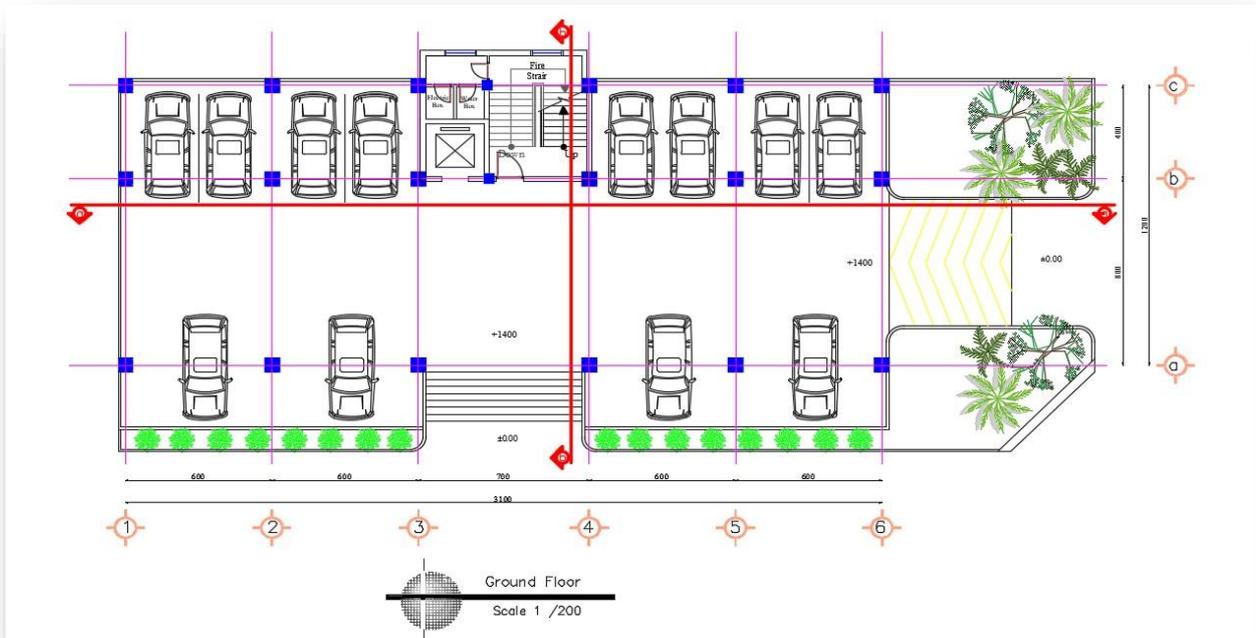


Figure I-1 : vue en plan niveaux RDC de la structure

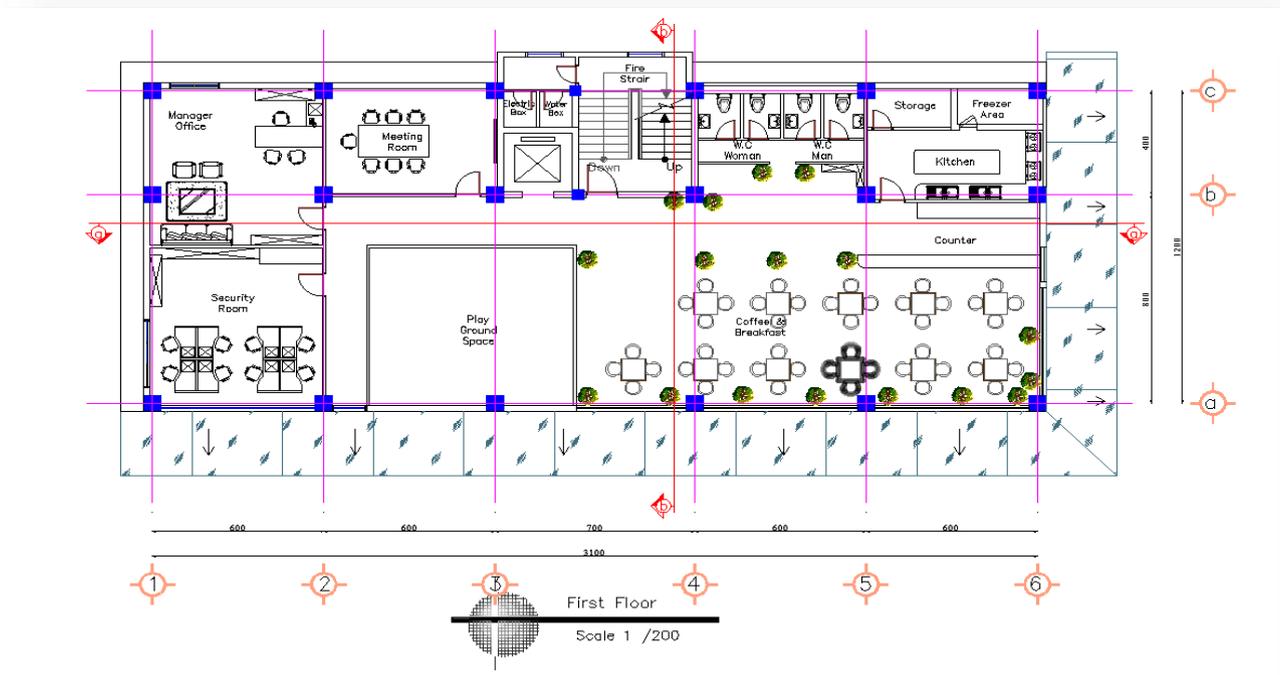


Figure I-2 : vue en plan niveaux étage courant de la structure usage service

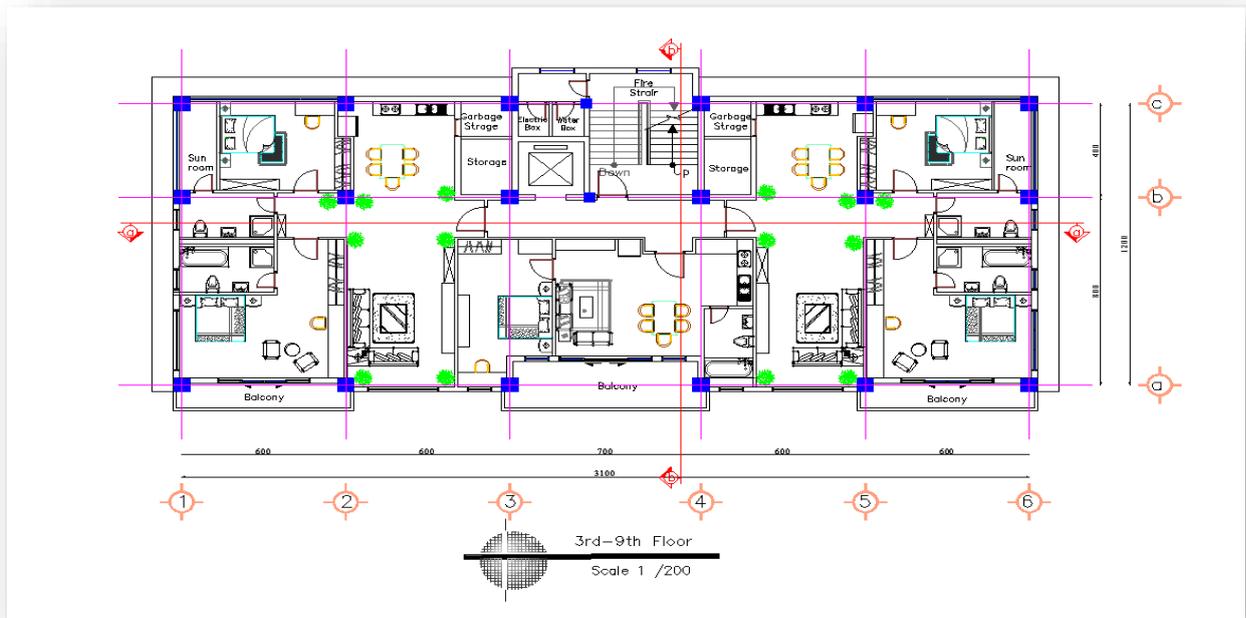


Figure I-3 : vue en plan niveaux étage courant de la structure usage d'habitation

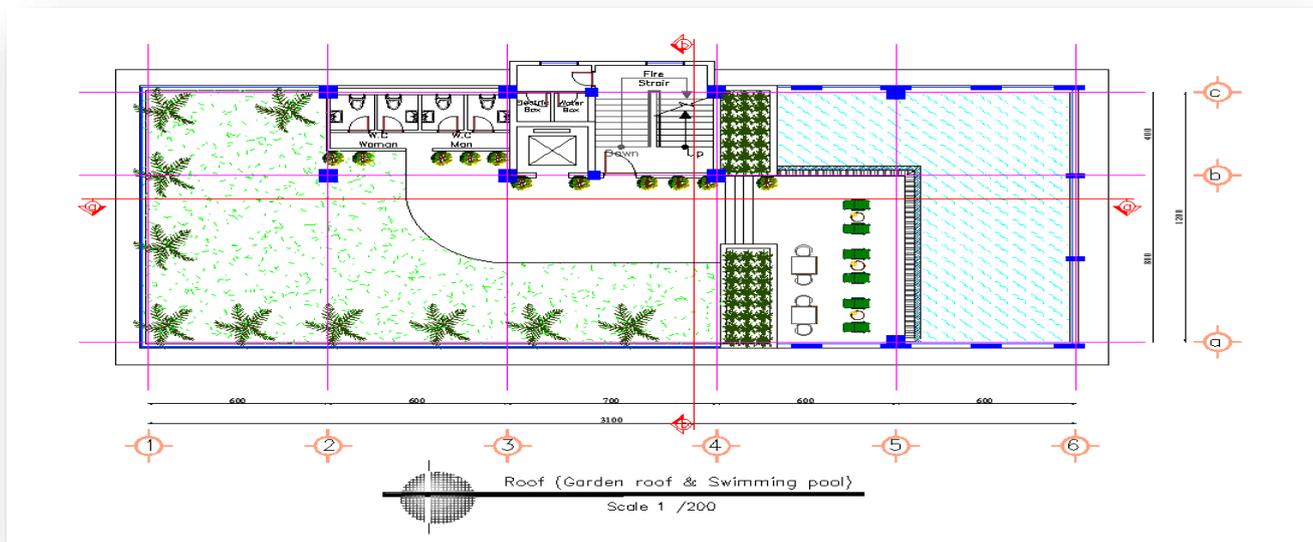


Figure I-4 : vue en plan niveaux terrasse de la structure



Figure I-5 : coupe BB de la structure



Figure I-6 : façade principale de la structure

I.3 données géotechnique du site

- Cet ouvrage est classé par le règlement parasismique algérien « R.P.A 99 versions 2003 » comme une zone de moyenne sismicité « zone **IIa** ».
- La contrainte admissible du sol = 4 bars
- l'ouvrage appartient au groupe d'usage **1B**
- Le site considère comme un site rocheux (**S1**)

I.4 caractéristiques structurales de l'ouvrages

L'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

- Longueur totale (m)	31.00
- Largeur totale (m)	12.00
- Hauteur totale (m)	59.20
- Hauteur d'étage courant (m)	3.40
- Hauteur de R.D.C. (m)	3.40

I.5 Conception :

I.5.1 Ossature et système constructif adopté :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ;

I.5.2 Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm

I.5.3 Escaliers :

On a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage

I.5.4 Les balcons :

Ce sont les parties saillantes du bâtiment. Ils sont constitués par des corps creux ou des dalles plein.

I.5.5 Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm, d'épaisseur.

I.5.6 Revêtement :

Enduit en plâtre pour les plafonds ;

Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons ;

Revêtement à carrelage pour les planchers ;

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.5.7 Local d'ascenseur :

La cage d'ascenseur est de forme rectangulaire, son ossature est formée par des voiles en béton armé, l'ascenseur assurera le déplacement des usagers avec rapidité et facilité.

I.5.8 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

II Généralités

II.1 Règlement et normes utilisés

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériens (RPA 99 VERSION 2003)
- Les règles CBA93
- DTR E 4.2
- CHARGES PERMANENTES ET CHARGES DEXPLOITATIONS (DTR-BC-2.2)
-

II.2 Méthode de calcule aux états limites :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permit une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

- Définition des états limites :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

. Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole- rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

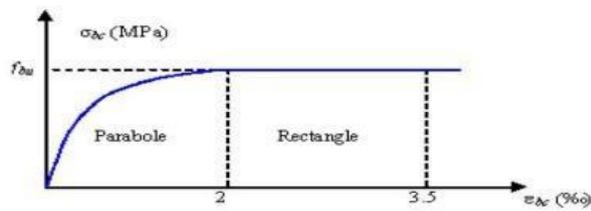


Figure I-7 : Diagramme parabolé-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

- ✓ $\epsilon_{bc1} = 2\%$
- ✓ $\epsilon_{bc2} = 3,5\%$ si $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$
- ✓ $\epsilon_{bc1} = (4,5 + 0,025f_{cj}) \%$ si $f_{cj} > 40\text{MPa}$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton ***f_{bu}*** est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots t \ 24h. \\ 0,9 & \dots\dots\dots 1h \ t \ 24h. \\ 0,8 & \dots\dots\dots t 1h. \end{cases}$$

- ✓ ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.
- ✓ f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\%$
- ✓ f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.
- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité.

- ✓ $\gamma_b = 1,5$ cas général.
- ✓ $\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

- ✓ $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4-103 \times \varepsilon_{bc})$

Coefficient d'application

- Etat limite service :

ELS : La contrainte de compression du béton à l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

- ✓ $\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$
- ✓ $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

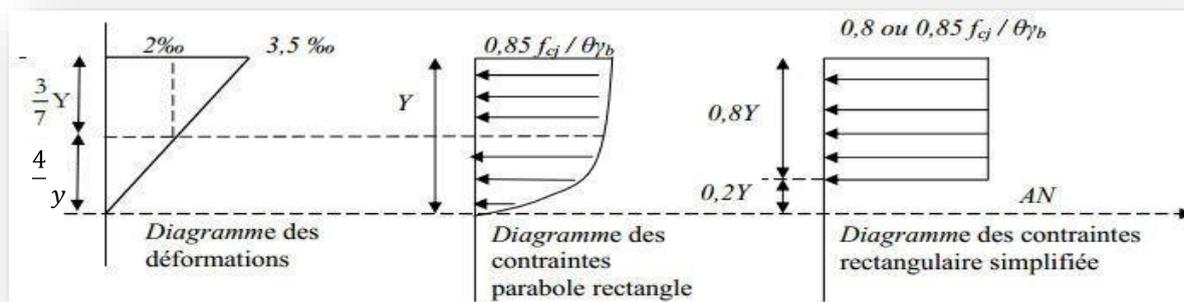


Figure I-8 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $0,85 f_{cj} / (\gamma_b \theta)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 f_{cj} x / (\theta x \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

II.3 Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $r \leq \bar{r}$

- ✓ $r = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ cas normal (fissuration peu nuisible)
- ✓ $\bar{r} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ cas où la fissuration est préjudiciable
- ✓

II.4 Module de déformation longitudinale du béton :

- ✓ Module de déformation instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa.

- ✓ Module de déformation différée:

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

II.5 Module de déformation transversal:

- ✓ Coefficient de poisson:

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson ν est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

- ✓ $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale ;
- ✓ $(\Delta L / L)$: déformation relative

longitudinale. Il est pris égale à :

- ✓ $\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré) ;
- ✓ $\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

II.6 L'acier:

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et Présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5 % d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié.

II.6.1 Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes : Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$;
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$;
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$;
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$;
- ✓ Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\,000 \text{ MPa}$.

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier.

Type	Nuance	fe (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant.
	FeE24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$	520	

II.6.2 Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(s\text{‰})$:

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$ cas général.
- $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

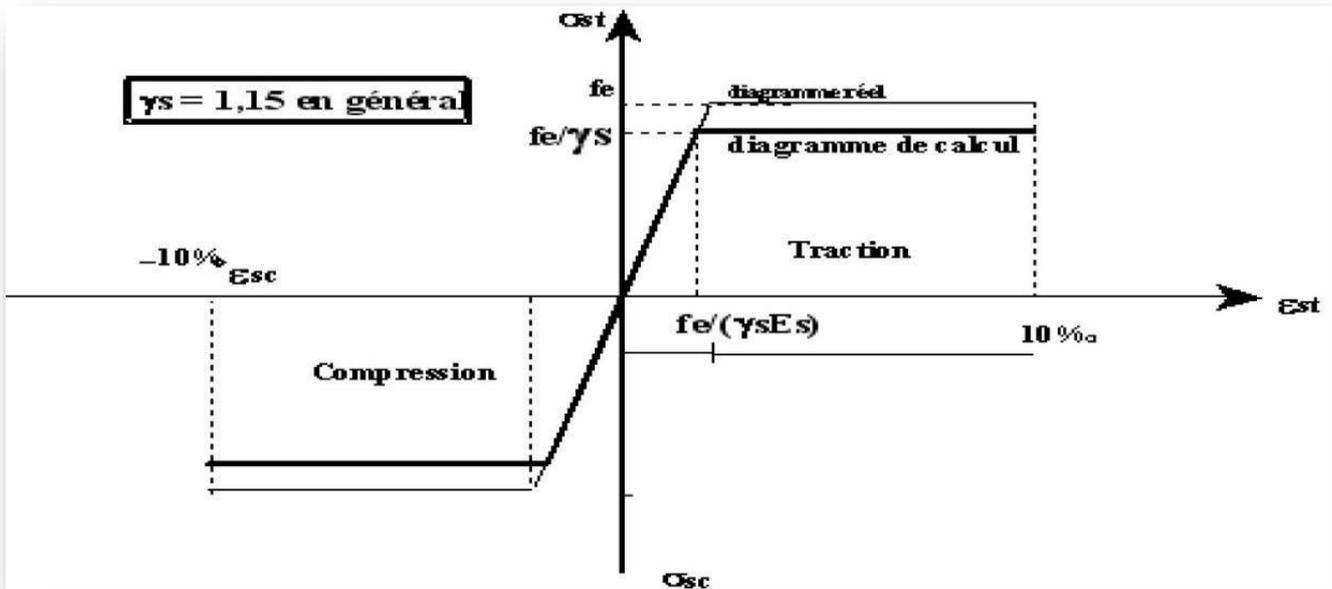


Figure I-9 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

- γ_s : Coefficient de sécurité ;
- $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles ;
- $\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.
- $E = 200000 \text{ MPa}$ □ □

II.6.3 Contrainte limite de traction des armatures :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation ;
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_t \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{5} f_{tj})$;
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_t \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{5} f_{tj})$;
- ✓ 5 : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL), =1.6
- ✓ pour Poids volumique :
- ✓ Béton armé $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

- ✓ Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{KN /m}^3$
- ✓ Acier $\gamma_b = 78,5 \text{ KN /m}^3$

II.7 Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- ✓ Etats limite ultime de résistance ELU ;
- ✓ Etats limite de service ELS.

II.7.1 ELU :

Il consiste l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne RPA 99 / version 2003. On doit par ailleurs vérifier que l'ELU n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

II.7.2 Hypothèse de calcul :

- ✓ Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance du béton à la traction est négligée.
- ✓ Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.

Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99) :

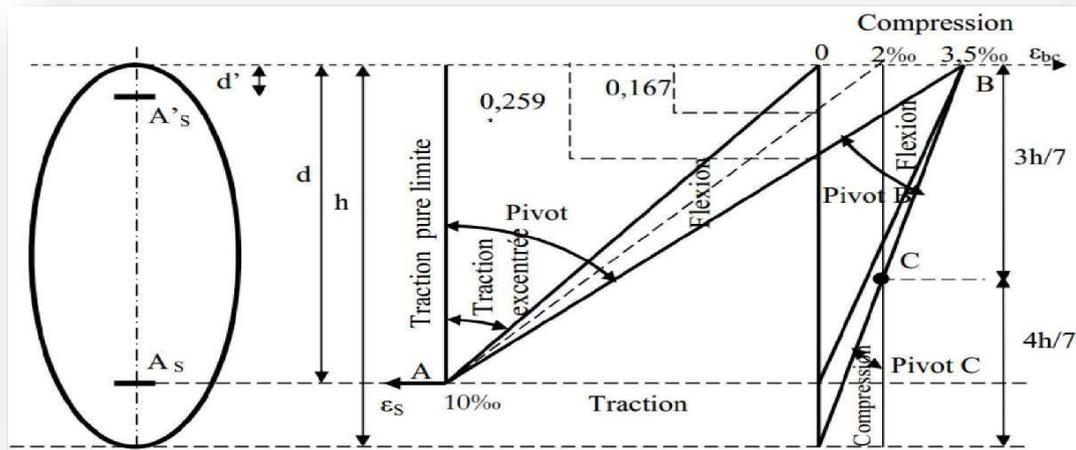


Figure I-10 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivot.

- ❖ Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
 - ❖ La déformation est représenté par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots ;
 - ✓ Traction pure : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰ ;
 - ✓ L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A ;
 - ✓ traction excentrée : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\epsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0 ; Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO ;
 - ✓ flexion (simple ou composée) : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\epsilon_{bc}=3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\epsilon_s = 10\text{‰}$ et $\epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$;
 - ✓ La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB \cdot d$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 < \alpha < 0,259$ admet le pivot A ;
- Cas particulier où $\epsilon_s = 10\text{‰}$ et $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) = 0,167$;
- ✓ Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ϵ_{bc} au de là de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :

$$\varepsilon_s = 0 ;$$

$$\alpha = Y/d \text{ varie de } 0,259 \text{ à } 1.$$

La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 < \alpha < 1$ admet le pivot B.

Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 < \alpha < h/d$ admet le pivot B

- ✓ Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- ✓ La compression simple ou composée admet le pivot C.
 - $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée ;
 - $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.
- ❖ *En résumé :*
 - ✓ Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
 - ✓ Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
 - ✓ Pivot C : compression simple ou composée.

II.7.3 ELS :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- ❖ Hypothèse de calcul :

Les sections droites restent planes.

- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalente »}.$$

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

chapitre 2



I Introduction :

I.1 Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales (dans les usines, il arrive dans certains cas de donner une légère pente, afin de permettre l'écoulement des eaux de lavage) limitant les étages et supportant les revêtements des sols. Ils doivent être conçus de façon à :

Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitation qui peuvent être à caractère dynamique ;

Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier ;

Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux ; Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

Les planchers peuvent être coulés sur place ou préfabriqués selon les cas.

II.1 Planchers avec hourdis et corps creux : (figure II-1)

Il s'agit de planchers, de hauteur variable, constitué de corps creux posés sur des nervures, et tout complété par un hourdis (dalle en béton armé de 4 à 6cm d'épaisseur) ferrailé par des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- ✓ 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ la facilité de réalisation ;
- ✓ Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 6.00 m) ;
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force

sismique. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

❖ Résistance au feu:

❖ D'après BEAL 91:

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu ; On admet que $e = 18$ cm.
- $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures.

❖ Condition de fleche:

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

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} ; \text{ ou } L = 3,00 \text{ m (longueurs max d'une travée de la poutrelle entre nus}$$

des appuis).

$$\text{Donc on aura } h_t \geq \frac{350}{22,5} = 15,55 \text{ cm}$$

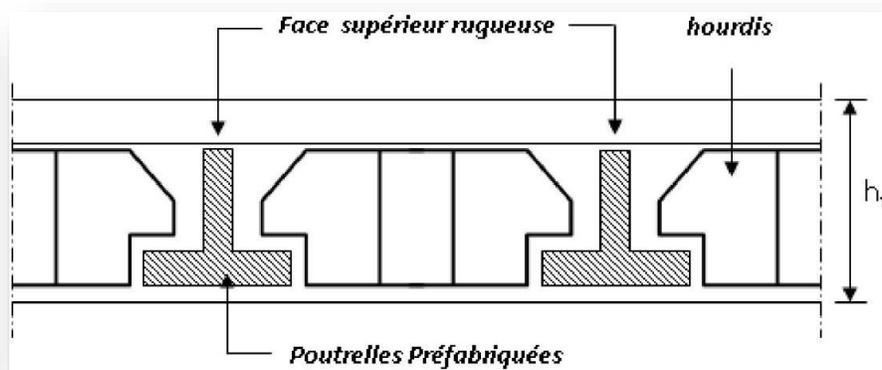


Figure II-1 : Coupe verticale du plancher en corps creux.

❖ Isolation phonique :

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

La protection contre les bruits exige une épaisseur minimale de 16 cm; $h_{\min} \geq 16 \text{ cm}$.

On limite donc notre épaisseur à : $e=20 \text{ cm}$.

Soit $h_t = 20 \text{ cm}$ donc : 4cm de dalle de compression ;
16cm de corps creux.

a) Dimensions des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

- ❖ Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).

- ❖ Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis(critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

$$✓ \quad b = \min \left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{max}}{10}; 6h_0 \right)$$

✓ L_n : la distance entre axes des nervures

✓ $h_0 = 4 \text{ cm}$.

✓ $50\text{cm} \geq L_n \geq 80\text{cm}$ donc : $L_n = 65 \text{ cm}$

✓ $b_1 = \min \left(\frac{65}{2}; \frac{350}{2}; 24 \right)$ donc : $b_1 = 24 \text{ cm}$

$$b_0 \geq \frac{ht}{2} \text{ donc : } b_0 \geq 10 \text{ cm}$$

✓ $b = l_n = 65\text{cm}$

✓ $b_0 = b - 2b_1 = 65 - 2 \times 25 = 15\text{cm}$.

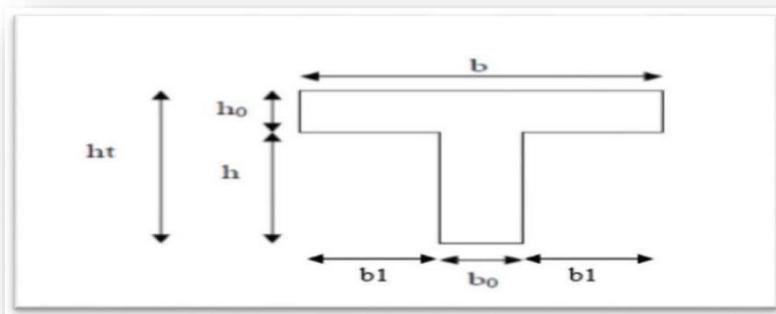


Figure II-2 : Section de la poutrelle.

II.2 Plancher en dalle pleine :

Une dalle est un élément structural dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale. La structure prend appui :

- ❖ Soit le long de son contour généralement rectangulaire, de façon continue sur des poutres,voiles ou murs maçonnés ;
- ❖ Soit ponctuellement sur poteaux.

On distingue les dalles minces et les dalles épaisses. (Dans notre cas on a les dalles minces)

- ✓ Dalle mince : L'épaisseur de la dalle est comprise entre 6 et 12cm. Ce type de planchers n'est utilisé que pour des portées assez modestes (portée $\leq 3,5\text{m}$), ils ont l'avantage d'être moins coûteux en acier, cependant, ils ont l'inconvénient majeur d'être particulièrement sonore.

II.3 Résistance à la flexion :

- ✓ Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.
- ✓ Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e > L_x / 20 + 7$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (le cas le plus défavorable).

- ✓ 1ère type de balcon :
 $600/35 < e < 600/30 \Rightarrow 17 < e < 20$
 $e > 60/20 + 7 = 10\text{cm}$

Donc On prend : **$e = 15\text{cm}$** .

III Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres en béton armé peuvent avoir des formes diverses :

- ✓ Carrée ;
 - ✓ Rectangulaire ;
 - ✓ En forme de T, L, I, U, etc.
 - ✓ Trapézoïdale.
- ✓ Estimation de la hauteur des poutres :

En générale, les formes et dimensions des poutres sont influencées par les conditions de limitation des flèches. Pour les poutres des planchers des bâtiments à usage d'habitation, les déformations doivent rester faibles sans nuire au bon fonctionnement :

- ✓ des cloisons ;
- ✓ des revêtements horizontaux et verticaux (sols, plafonds, murs) et ne doivent pas être à l'origine de désordres tels que la fissuration et le décollement.

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux qui les supportent.

Le pré dimensionnement de ces dernières se fera selon le CBA 93 et le RPA 99 version 2003.

- ✓ Estimation de la largeur des poutres :

La largeur "b" est souvent choisie de façon à pouvoir loger les aciers, soit pratiquement :

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h.$$

III.1 Selon le CBA 93.

- ✓ $L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10$;
- ✓ $0.3 h \leq b \leq 0.8 h$.

Avec :

- ✓ L_{\max} : portée entre nus des appuis ;
- ✓ h : hauteur de la poutre ;
- ✓ b : largeur de la poutre.

III.1.1 Poutres principales :

La hauteur de la poutre est donnée comme

$$\text{suit : } 800 / 15 \leq h \leq 800 / 10 \rightarrow 53 \leq h \leq 80$$

On prend $h = 70$ cm

La largeur de la poutre sera comme suit :

$$0.3 * 70 \leq b \leq 0.8 * 70 \rightarrow 21 \leq b \leq 56$$

On prend $b = 30$

- ✓ Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)
- ✓ $h > 30$ cm..... \Rightarrow vérifiée ;
- ✓ $b > 20$ cm..... \Rightarrow vérifiée ;
- ✓ $h/b \leq 4 \rightarrow 70/30 = 2.33 < 4$ \Rightarrow vérifiée.

Les poutres principales sont d'une section **(70X30) cm²**.

III.1.2 Poutres secondaires:

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles et leurs dimensions sont déterminées comme suit :

La hauteur par la condition de flèche :

$$\frac{700}{15} \leq h \leq \frac{700}{10} \Rightarrow 46 \leq h \leq 70$$

On prend $h = 50$

La largeur de la poutre sera :

$$0,3 \times 50 \leq b \leq 0,8 \times 50 \Rightarrow 15 \leq b \leq 40$$

Pour une raison d'esthétique on adopte : $b = 30 \text{ cm}$

- ✓ Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art 7.5.1)
- ✓ $h > 30 \text{ cm}$ $50 > 30 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifiée ;
- ✓ $b > 20 \text{ cm}$ $30 > 20 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifiée ;
- ✓ $h/b < 4$ $50/30 = 1.66 < 4$ \Rightarrow vérifiée.

Donc on prendra pour la poutre secondaire (chainage) la section **(50x 30) cm²**

III.1.3 Poutres Noyée :

Selon YY :

La hauteur par la condition de flèche :

$$\frac{800}{15} \leq h \leq \frac{800}{10} \Rightarrow 53 \leq h \leq 80$$

On prend $h = 45$

La largeur de la poutre sera :

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,8 \times 45 \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 36$$

Pour une raison d'esthétique on adopte : $b = 30 \text{ cm}$

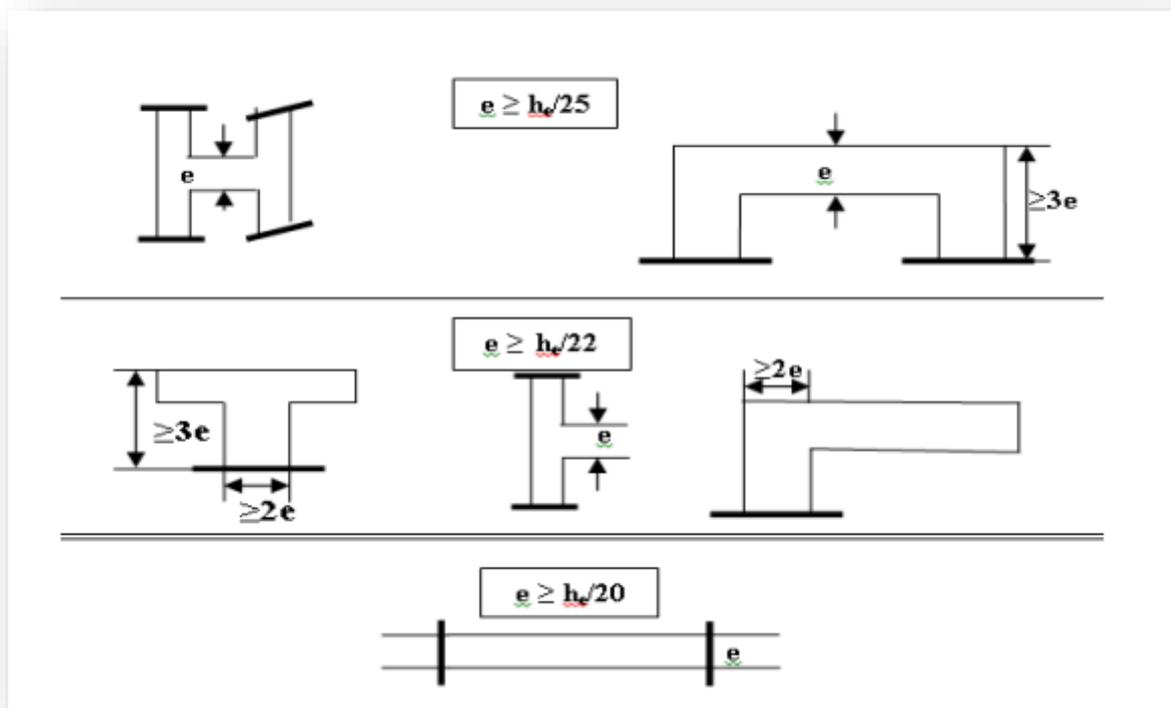
- ✓ Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art 7.5.1)
- ✓ $h > 30 \text{ cm}$ $45 \geq 30 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifiée ;
- ✓ $b > 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifiée ;
- ✓ $h/b < 4$ $45/30 = 1.5 < 4$ \Rightarrow vérifiée.
- ✓ Donc on prendra pour (chainage) la section **(45x 30) cm²**

IV Pré dimensionnement des voiles :

Le contreventement d'un immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales : essentiellement le vent et les forces d'origine sismique. Ces éléments, refends pleins ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations. Dans la pratique, compte-tenu de l'hypothèse d'élasticité linéaire, les différents effets de flexion, torsion compression sont étudiés séparément.

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

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.



IV.1 Différents éléments de contreventement :

On peut distinguer plusieurs types de contreventement :

IV.1.1 Contreventements plans :

Ce sont des contreventements assurés par des :

- ✓ Portiques,
- ✓ Refends (pleins ou avec ouvertures),
- ✓ Refends associés à des portiques (systèmes de contreventement mixte).

Tous ces éléments possèdent une rigidité dans leur plan. En dehors de leur plan, la rigidité est nulle ou négligeable.

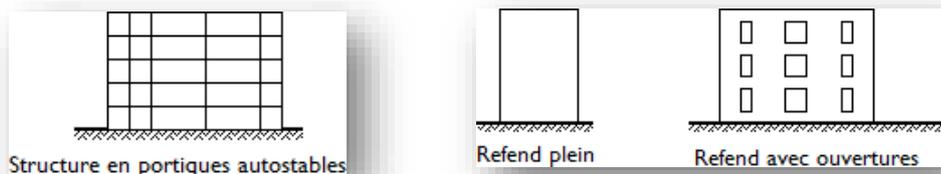


Figure II-3 : Exemples de contreventements plans.

Le contreventement peut être :

- ✓ Interne : voiles de refend internes, cages d'escalier, noyau central ;
- ✓ Externe : voiles de pignons, façades ;
- ✓ A la fois interne et externe.

IV.1.2 Contreventement non plans

Ce sont essentiellement les cages avec ou sans ouvertures, les noyaux d'immeubles élevés et les murs ayant des sections en L, en T, etc. Ces éléments ont deux rigidités flexionnelles et pour les cages fermées une rigidité torsionnelle.

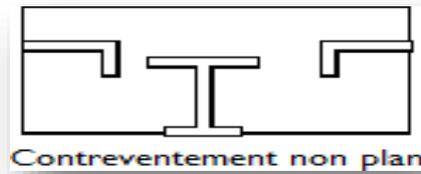


Figure II-4 : Bâtiment d'habitation.

IV.1.3 Contreventements des immeubles de grande hauteur (IGH) :

Pour assurer la stabilité des structures élevées, il devient nécessaire de faire participer la façade avec le noyau central, ou même dans certains cas exceptionnels, d'assurer le contreventement parla façade seule.

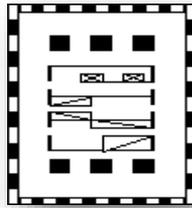


Figure II-5 : Contreventement par noyau et façade.

NB : Le système de contreventement joue un rôle capital lors des secousses sismiques.

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

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

- ✓ Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max}[h_e/25 ; 15 \text{ cm}]$
- ✓ Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max}[h_e/22 ; 15 \text{ cm}]$
- ✓ Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max}[h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$

Avec :

- ✓ L : longueur de voile ;
- ✓ a : épaisseur du voile.

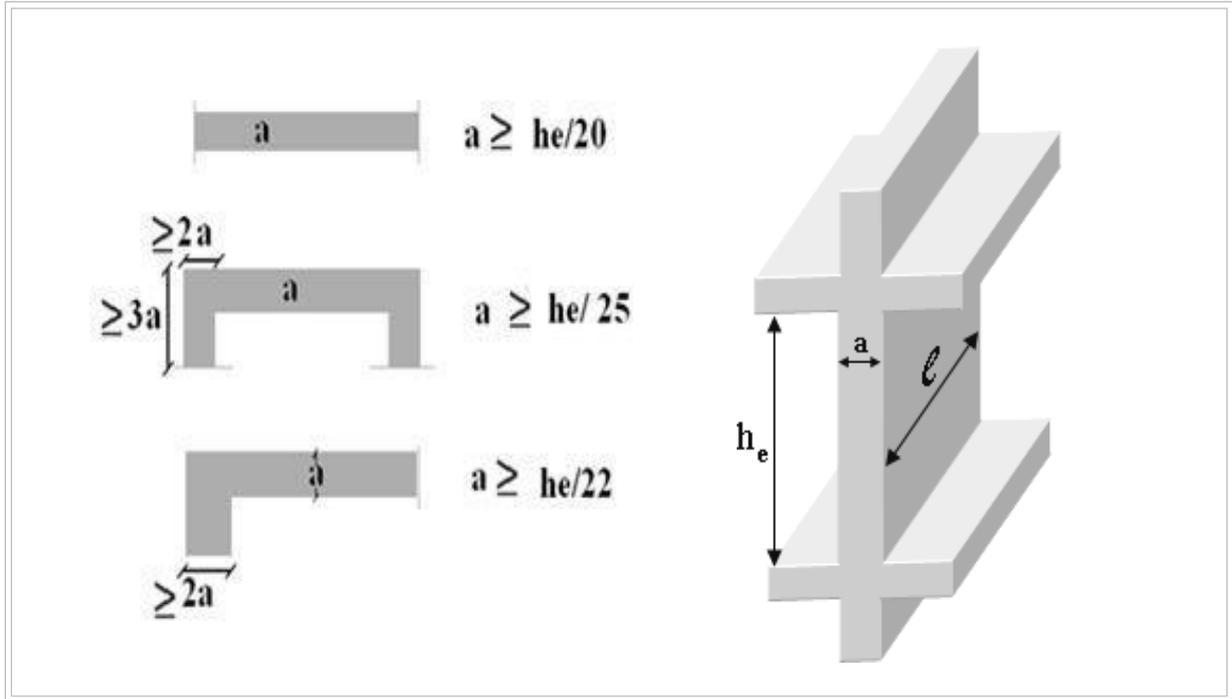


Figure II-6 : Section réduite du voile

IV.2 Niveau RDC et étage Courant

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3.40\text{m}$ et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- ✓ $e > h/25 \Rightarrow e > 13,60\text{cm}$
- ✓ $e > h/22 \Rightarrow e > 15,4\text{cm}$
- ✓ $e > h/20 \Rightarrow e > 17\text{ cm}$
- ✓ $e > \max (e_{\min, h_e/25}, h_e/22, h_e /20)$
- ✓ $e > \max (15; 13,6; 15,4; 17)$

$e > 17\text{cm} \Rightarrow$ **on adopte $\Rightarrow e = 20\text{cm}$.**

V Pré dimensionnement des escaliers :

V.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par normes, DTU, décrets ou arrêtés en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. La réglementation incendie est souvent déterminante. Il doit donc être facilement praticable et suffisamment solide. Il faut aussi qu'il soit d'un entretien aisé, afin de pouvoir garantir à l'ouvrage une longévité économique acceptable. Dans bien des cas, on lui attribue en outre un rôle architectural important.

On distingue :

- ❖ **Les escaliers intérieurs** : Du niveau du rez-de-chaussée à celui de l'étage ou à celui du sous-sol.
- ❖ **Les escaliers extérieurs** : Marches d'accès à partir du terrain naturel vers le rez-de-chaussée, l'étage ou le sous-sol.

V.2 Terminologie :

- ✓ Palier : Plate-forme située au départ et à l'arrivée de chaque volée,
- ✓ Paillasse : Dalle inclinée supportant les marches et les contremarches,
- ✓ Marche : Surface horizontale sur laquelle repose le pied,
- ✓ Contremarche : Partie verticale séparant deux marches consécutives (auteur de 15 à 18cm environ),
- ✓ Volée : Portion d'escalier comprise entre deux paliers successifs. C'est l'ensemble constitué par les marches, les contremarches et la paillasse,
- ✓ Emmarchement : Largeur de l'escalier (≥ 80 cm pour les maisons individuelles),

- ✓ Rampe : Garde-corps composé d'une main courante et de balustre,
- ✓ Main courante : Partie supérieure d'une rampe sur laquelle glisse la main,
- ✓ Hauteur de la marche : est la distance verticale qui sépare la surface de 2 marches consécutives,
- ✓ Giron : est la distance horizontale entre deux contremarches consécutives ou entre le nez de deux marches successives.

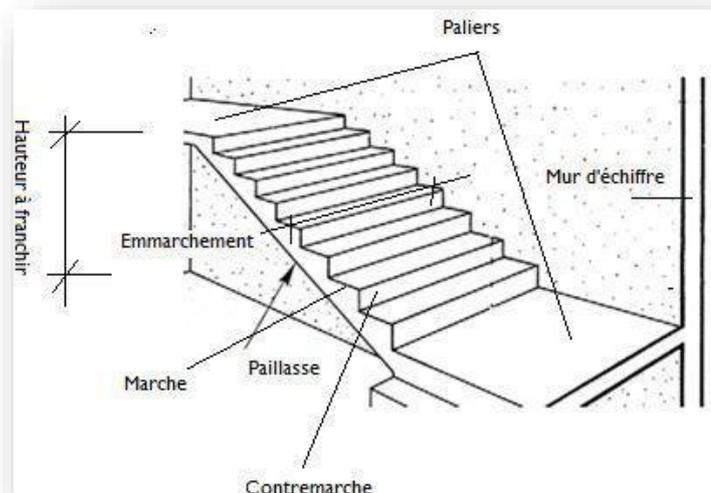


Figure II-7 : schéma d'escalier

V.3 Caractéristiques techniques :

- ✓ Hauteur : $H = 3,40$ m (RDC)
- ✓ Hauteur : $H = 3,40$ m (Etages)
- ✓ Giron : $g = 30$ cm

❖ Détermination de la hauteur de la marche, nombre des marches et contremarches : La détermination de la hauteur de la marche se fait à partir de la formule de **BLONDEL** : On a : $59 < 2h + g < 66$ donc : $14,5 < h < 18$

- ✓ h : varie de 15cm à 18cm
- ✓ g : varie de 22cm à

33cm Pour : h = 17cm

- ✓ $N_C (RDC) = H/h = 340/17 = 20$
- ✓ $N_C (ETAGE) = H/h = 340/17 = 20$

Avec : N_C : nombre des contremarches.

✓ On aura 20 contremarches entre chaque étage 10 contremarches pour RDC et Etage Courant. $n = N_m(RDC) - 1 = 9$ marches pour niveau RDC et étage courant.
Avec : N_m : nombre des marches.

❖ Inclinaison de la paillasse :

V.4 Niveau RDC et Etage Courant:

$\tan \alpha = h'/L'$

- ✓ $h' = N_C \times h \Rightarrow h' = 10 \times 17 \Rightarrow h' = 1,7 \text{ m}$
- ✓ $L' = (n - 1) \times g \Rightarrow L' = (10 - 1) \times 30 \Rightarrow L' = 2,7 \text{ m}$
- ✓ $\tan \alpha = 1,7/2,7 \quad \alpha = 32,20^\circ$

La longueur de volée est : $L = h' / \sin(\alpha) \Rightarrow L =$

3,19m L'épaisseur de la paillasse est : $L_0 / 30 \leq e \leq L_0 /$

20

L_0 : Longueur développée = $3,19 + 1,3 = 4,49 \Rightarrow 4,49 / 30 \leq e \leq 4,49 / 20 \Rightarrow e = 15$

cm L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : e =

15cm.

V.5 Niveau étage courant :

$\tan \alpha = h'/L'$

- ✓ $h' = N_C \times h \Rightarrow h' = 10 \times 17 \Rightarrow h' = 1,7 \text{ m}$
- ✓ $L' = (n - 1) \times g \Rightarrow L' = (10 - 1) \times 30 \Rightarrow L' = 2,7 \text{ m}$
- ✓ $\tan \alpha = 1,7/2,7 \quad \alpha = 32,20^\circ$

La longueur de volée est : $L = h' / \sin(\alpha) \Rightarrow L =$

3,19m L'épaisseur de la paillasse est : $L_0 / 30 \leq e \leq L_0 /$

/20

L_0 : Longueur développée = $3,19 + 1,3 = 4,49 \Rightarrow 4,49 / 30 \leq e \leq 4,49 / 20 \Rightarrow e = 15$

cm L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : $e =$

15cm.

VI Descente des charges :

VI.1 Introduction :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les charges réglementaires sont :

- ✓ Les charges permanentes qui présentent le poids mort (G).
- ✓ Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

VI.2 Les planchers :

VI.2.1 Plancher terrasse :

La terrasse a une zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	275
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0,8	1200	10

- ✓ La charge permanente $G = 632 \text{ Kg/m}^2$;
- ✓ La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$;
- ✓ La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

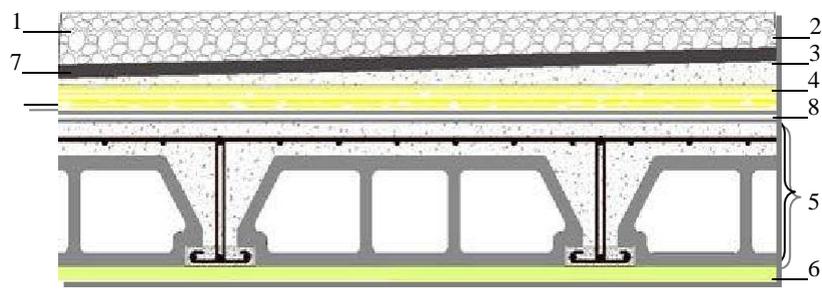


Figure II-8 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m^3)	G (kg/m^2)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	16	2500	400
6-Enduit plâtre	2	1000	20

La charge permanente $G = 746 \text{ Kg/m}^2$
 La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$
 La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

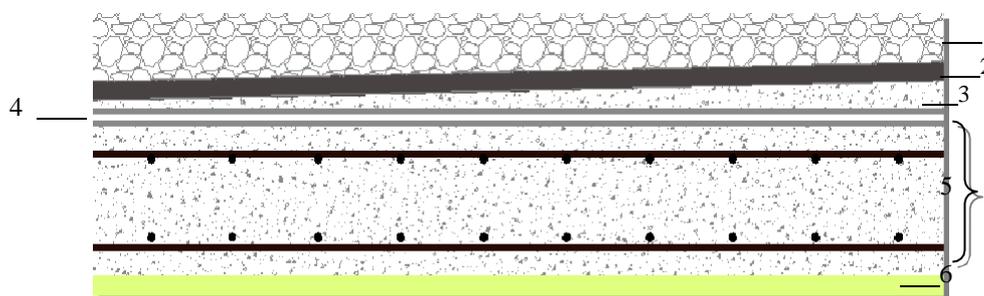


Figure II-9 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

VI.2.2 Plancher étages courant :

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	275
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

- ✓ La charge permanente $G = 553 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

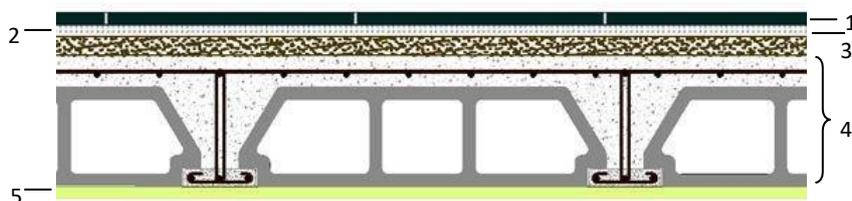


Figure II-10 : coupe plancher étage courant

VI.2.3 Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuse	0.25	900	225
2-Mortier de ciment	0.04	2000	80
Total			305

- ✓ La charge permanente (niveau RDC) $G = 305 \times (3,4-0,65) = 838.75 \text{ Kg/m}$
- ✓ La charge permanente (niveau étage courant) $G = 305 \times (3,4-0,65) = 838.75 \text{ Kg/m}$

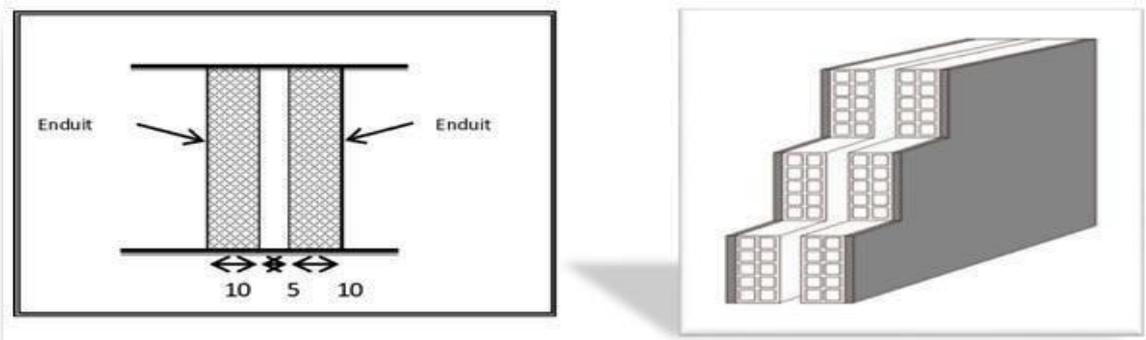


Figure II-11 : Mur extérieur

VI.2.4 Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II-5 : Charge permanente du mur double cloison.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)
1	Enduit en ciment extérieurs	0.02	2000	40
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	Enduit en ciment intérieur	0,02	1400	28
Total				158

- ✓ La charge permanente (niveau RDC) $G = 158 \times (3,4-0,65) = 434.5\text{Kg/m}$
- ✓ La charge permanente (niveau étage courant) $G = 158 \times (3,4-0,65) = 434.5\text{Kg/m}$
- ✓ La charge permanente (niveau étage courant : balcon) $G = 158 \times 1,5 = 237 \text{ Kg/m}$

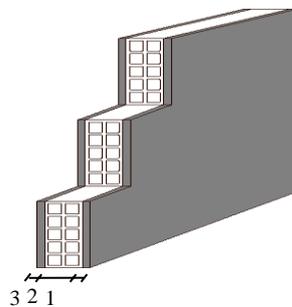


Figure II-12 : Mur simple cloison.

VI.3 L'acrotère :

VI.3.1 a) Rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité réalisé au niveau de la terrasse. Il forme une paroi protégeant contre tout risque de chute.

On distingue :

- ❖ **Les acrotères bas** : dont la hauteur au-dessus de la protection de l'étanchéité ne dépasse pas 300mm. Ils sont admis dans tous les cas : murs de façade en béton banché ou en maçonnerie d'éléments. Ils sont obligatoirement en béton armé. Leur épaisseur minimale «b» est de 100mm. Les acrotères bas ou hauts sont réalisés en œuvre ou préfabriqués.

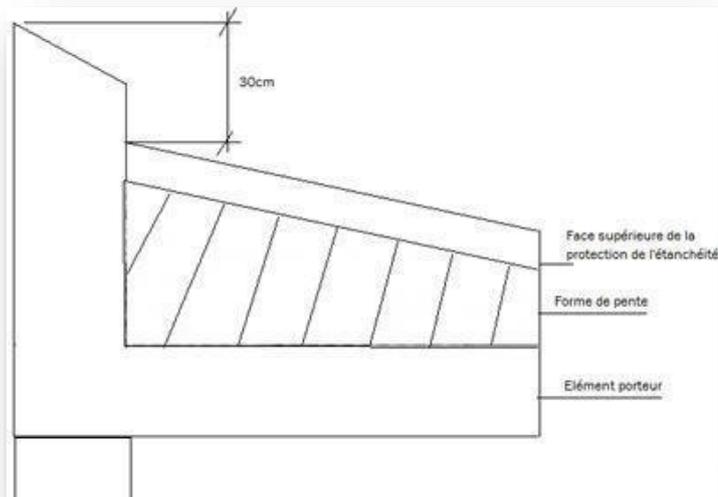


Figure II-13 : Schéma d'un acrotère bas.

- ❖ **Les acrotères hauts en béton armé** : Les acrotères hauts sont réalisés sur toute leur hauteur en béton armé. Ils ne sont admis que s'ils surmontent des murs de façade en béton banché ou à ossature en béton armé avec maçonnerie de remplissage, L'espacement des joints verticaux ne peut dépasser :
 - ✓ 8m dans les régions sèches ou à forte opposition de température,
 - ✓ 12m dans les régions humides ou tempérées

$$S = (0,04 \times 0,15) / (2) + (0,04 \times 0,15) + (0,09 \times 0,3) + (0,15 \times 0,57) = 0,1215 \text{ m}^2;$$

$$P = (0,1215 \times 2500) = 303,75 \text{ Kg/ml};$$

- ✓ Enduit : ep 2cm = 55Kg/ml ;
- ✓ Charge permanente : G = 358,75 Kg/ml ;
- ✓ Charge d'exploitation : Q = 100 Kg/ml.

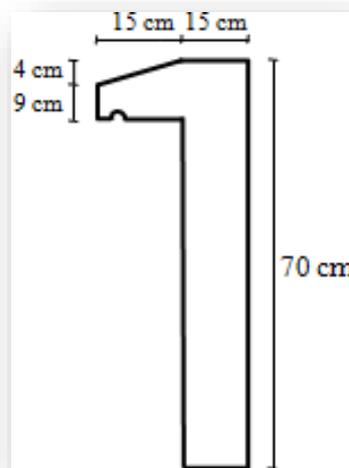


Figure II-14 : acrotère.

VI.4 Les balcons :

Nos balcons sont en corps creux et en dalle pleine.

Tableau II-6-1 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	16	2500	400
5-Enduit ciment	2	2000	40

- ✓ La charge permanente $G = 598 \text{ Kg/m}^2$;
- ✓ La charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$.

Tableau II-6-2 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon a corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	275
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

- ✓ La charge permanente $G = 553 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

VI.5 L'escalier :

VI.5.1 Palier :

Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	357
5-Enduit ciment	2	2000	40

- ✓ La charge permanente $G = 555 \text{ Kg/m}^2$;
- ✓ La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

VI.5.2 Paillasse :

Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,20 = 443.16$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

- ✓ La charge permanente $G = 848.16 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-9 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,20 = 443.16$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

- ✓ La charge permanente $G = 848.16 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

VII Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système planchers - poutres par points d'appuis isolés. Ils ont pour rôles de :

- ❖ Supporté la totalité des charges verticales ;
- ❖ participé à la stabilité transversale par le système poteaux - poutres pour combattre les efforts horizontaux notamment :
 - ✓ les effets du séisme ;
 - ✓ les effets du vent ;
 - ✓ les effets de la température ;
 - ✓ les effets de la dissymétrie des charges.

VII.1 Les étapes de pré dimensionnement :

En pratique, les poteaux sont pré-dimensionnés à partir du risque de flambement (limitation de l'élanement du poteau au maximum autorisé) ou encore à partir du critère de résistance : l'effort normal total agissant au niveau du pied de poteau reste admissible c'est-à-dire ne dépassant pas la capacité du béton utilisé. Le partage des charges verticales entre les différents éléments porteurs se faisant généralement au prorata des surfaces. Ces règles simples permettent d'avoir un ordre de grandeur des dimensions à donner aux poteaux dans la phase avant-projet. En Algérie, et indépendamment des charges et de la géométrie de la structure, les règles parasismiques imposent des dimensions minimales à respecter. Ainsi les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires, doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II-10 : Dimensions minimales des poteaux rectangulaires.

Min (b, h) ≥ 25 cm	en zones I et IIa
Min (b, h) ≥ 30 cm	en zones IIb et III
$\text{Min}(h, b) > \left(\frac{h_{\text{poteaux}}}{20}\right)$	quelque soit la zone

Pour les poteaux circulaires, le diamètre devra satisfaire les conditions ci-dessous :

Tableau II-11 : Dimensions minimales des poteaux circulaires.

$D \geq 25 \text{ cm}$	en zone I
$D \geq 30 \text{ cm}$	en zone II
$D \geq 35 \text{ cm}$	en zone III
$D \geq \frac{h}{15}$	quelque soit la zone

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tours comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devient : ($N_u = 1,1N_u$).

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- ❖ Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- ❖ Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- ❖ Vérification de la section à l'ELS
- ❖ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le BAEL 91.
- ❖ La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 (Article : 7.4.1)

En zone II les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ pour la zone **I** et **IIa**
- ✓ $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$

$$\checkmark \quad 1/4 < a / b < 4$$

Avec (a, b) : dimension de la section et he : hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés (a=b)

Les charges permanentes : on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres Les charges d'exploitation : comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q (Q : charge d'exploitation).

BAEL (article B.8.4.1)

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$L'effort normal admissible est \overline{N}_t = a \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

✓ \overline{N}_t Effort normal admissible à l'ELU.

- ✓ B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que.
- ✓ $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.
- ✓ $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.
- ✓ $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.
- ✓ $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.
- ✓ $f_{c28} = 25$ MPa et
- ✓ $f_e = 400$ MPa : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ✓ A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau.
- ✓ α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

On se fixe l'élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93 d'où :

$$\checkmark \quad \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708.$$

On suppose que $A = 0$ (cas le plus défavorable)

$$\text{Donc : } N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b).$$

$$AN : B_r \geq 7.63 N \quad (N_u \text{ en tonnes et } B_r \text{ en cm}^2)$$

VII.2 pré dimensionnement du poteau rectangulaire le plus sollicité :

VII.2.1 Poteau de centre :

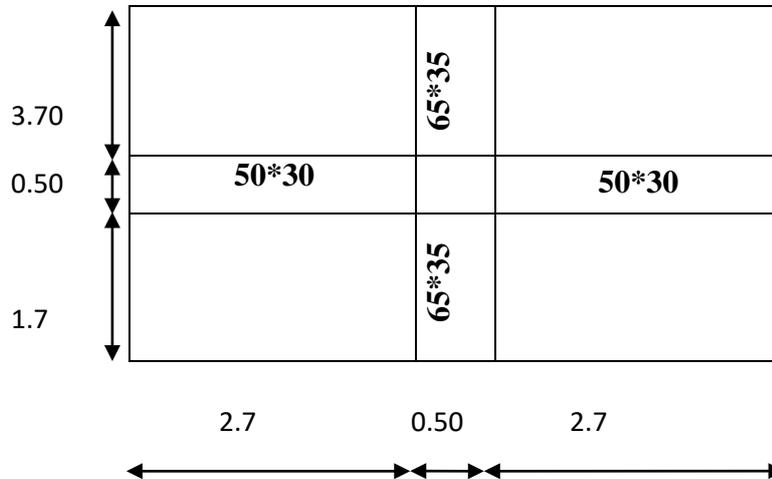


Figure II-15 : Représentation du poteau de centre le plus sollicité.

VII.2.2 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

❖ Niveau terrasse :

Plancher : $0.632 \times 9.2 = 5.81t$

Piscine :

structure : $(9.2 + 4.37 + 4.37) \times 0.2 + ((3.7 + 2.7) \times 1.55 \times 0.2) =$

$15.98t$ Eau : $(21.86 \times 1.55 \times 1) = 33.8t$

Poutres transversales $(3.7 + 1.7)(0.35 \times 0.65 \times 2.5) = 3.07t$

Poutres longitudinales $(2.7)(0.30 \times 0.50 \times 2.5) \times 2 = 2.025t$

Poutres Voil $(2.7 + 3.7)(0.30 \times 0.25 \times 2.5)$

$= 1.2t$ Poutres chénage $((1.7 + 3.7) \times 2 + (2.575 \times 2)) \times (0.30 \times 0.125 \times 2.5)$

$= 1.49t$ Surcharges : $0.15 \times 48.6 = 7.3t$

VII.3 N

G=63

.4t

NQ=

7.3t

❖ Niveau étage courant +RDC :

Poutres transversales $(3.7 + 1.7)(0.35 \times 0.65 \times 2.5) = 3.07t$

Poutres longitudinales $(2.7)(0.30 \times 0.50 \times 2.5)$

$\times 2 = 2.025t$ Poutres chénage $((1.7 + 3.7) \times 2 + (2.575 \times 2)) \times (0.30 \times 0.125 \times 2.5)$

$= 1.49t$

Plancher : $0.632 \times (9.2 \times 2 + 4.37 \times 2) = 17.15t$

Mur intr : $(158 \times 2.75 \times 10.8) \times 0.0001 = 4.69t$

NG=28.43t
NQ (ETAGE 1 et 2)=8.61t
NQ (ETAGE 3→16)=5.84t

Tableau II-12 : Calcul de NU pré dimensionnement des poteaux des rives :

Niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ(t)	1.1NU (t)	Br (cm2)	$a=((Br)^{1/2}+2)*1.2$	B
15	63,4	63,4	7,3	7,3	106,194	810,26022	36,55808421	60*60
14	28,113	91,513	7,3	14,6	159,986805	1220,699322	44,32620927	60*60
13	28,113	119,626	7,3	21,9	213,77961	1631,138424	50,86482571	60*60
12	28,113	147,739	7,3	29,2	267,572415	2041,577526	56,62058316	60*60
11	28,113	175,852	7,3	36,5	321,36522	2452,016629	61,82140982	80*80
10	28,113	203,965	7,3	43,8	375,158025	2862,455731	66,60230722	80*80
9	28,113	232,078	7,3	51,1	428,95083	3272,894833	71,05106379	80*80
8	28,113	260,191	7,3	58,4	482,743635	3683,333935	75,22857177	80*80
7	28,113	288,304	7,3	65,7	536,53644	4093,773037	79,17911939	100*100
6	28,113	316,417	7,3	73	590,329245	4504,212139	82,9361129	100*100
5	28,113	344,53	7,3	80,3	644,12205	4914,651242	86,52548834	100*100
4	28,113	372,643	7,3	87,6	697,914855	5325,090344	89,96785994	100*100
3	28,113	400,756	7,3	94,9	751,70766	5735,529446	93,27993399	100*100
2	28,113	428,869	7,3	102,2	805,500465	6145,968548	96,47547347	110*110
1	28,113	456,982	8,6	110,8	861,43827	6572,774	99,68717572	110*110
RDC	28,113	485,095	8,6	119,4	917,376075	6999,579452	102,7961872	110*110

NB : Apres la modélisation avec ROBOT on constate que les conditions de l’RPA ne sont pas vérifiées donc on doit augmenter les sections des poteaux.

VII.4 Choix du poteau rectangulaire le plus sollicité après vérification :

Tableau II-14 : Correction du Pré-dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		15 ^{ème}	14 ^{ème}	13 ^{ème}	12 ^{ème}	11 ^{ème}	10 ^{ème}
Dimension du poteau	a (cm)	60	60	60	60	80	80
	b (cm)	60	60	60	60	80	80
Niveau d'étage		9 ^{ème}	8 ^{ème}	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}
Dimension du poteau	a (cm)	80	80	100	100	100	100
	b (cm)	80	80	100	100	100	100
Niveau d'étage		3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ème}	RDC		
Dimension du poteau	a (cm)	100	100	110	110		
	b (cm)	100	100	110	110		

VII.4.1 Calcul de l'effort \bar{N}_u :

Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} ; \text{ Pour } \lambda < 50 \text{ et } \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ et } i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où :

- ✓ i : Rayon de giration.
- ✓ λ : L'élancement géométrique.
- ✓ L_f : Longueur de flambement.

❖ Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement L_f comme suit :

- ✓ $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
 - Soit encasté dans un massif de fondation.
 - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ✓ L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastés jusqu'à fondation).

- RDC : $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$
- Etage Courant : $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$

Tableau II-15 : Calcul de \bar{N} des poteaux de la Tour.

	Dimension (cm)	Br (cm²)	L_f(m)	i	λ	α	As (mm²)	\bar{N} (kN)
15^{ème} étage	60*60	810	2,380	0,0866	25.06	0,44	180	666,36
14^{ème} étage	60*60	1220	2,380	0,0866	25.06	0,44	180	666,36
13^{ème} étage	60*60	1631	2,380	0,1299	16.71	0,51	405	1818,12
12^{ème} étage	60*60	2041	2,380	0,1299	16.71	0,51	405	1818,12
11^{ème} étage	80*80	2452	2,380	0,1299	16.71	0,51	405	1818,12
10^{ème} étage	80*80	2862	2,380	0.1732	12.53	0,55	720	3564,04
9^{ème} étage	80*80	3272	2,380	0.1732	12.53	0,55	720	3564,04
8^{ème} étage	80*80	3683	2,380	0.1732	12.53	0,55	720	3564,04
7^{ème} étage	100*100	4093	2,380	0.1876	11.57	0,56	845	4280,59
6^{ème} étage	100*100	4504	2,380	0.1876	11.57	0,56	845	4280,59
5^{ème} étage	100*100	4914	2,380	0.2021	10.74	0,57	980	5075,18
4^{ème} étage	100*100	5325	2,380	0.2021	10.74	0,57	980	5075,18
3^{ème} étage	100*100	5735	2,380	0.2309	9.40	0,58	1280	6792,89
2^{ème} étage	110*110	6145	2,380	0.2309	9.40	0,58	1280	6792,89
1^{ème} étage	110*110	6572	2,380	0.2598	8.35	0,59	1620	8793,49
RDC	110*110	6999	2,380	0.2598	8.35	0,59	1620	8793,49

VII.5 Descente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

VII.5.1 Charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

Loi de régression. Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

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

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

Avec :

- ✓ n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
 - ✓ Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
 - ✓ Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.
- On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Pour une section carrée $Br = (a-0,02)^2$ d'où : $a = \sqrt{Br} + 0,02$ (en m)

D'après le RPA 99 : On prend une majoration dynamique de 1,2.

- 15^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0$
- 14^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + Q_1$
- 13^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- 12^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- 11^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- 10^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- 9^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- 8^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- 7^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- 6^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
- 5^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
- 4^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$
- 3^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$

- 2^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,62 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$
- 1^{ème} étage : $Q_{cum} = Q_0 + 0,61 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14})$
- RDC : $Q_{cum} = Q_0 + 0,60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15})$

❖ **Vérifications du $1,1 Nu \leq \bar{N}$:**

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ($Nu = 1,35G + 1,5Q$).

Tableau II-16 : 1^{er} Vérifications du $1,1Nu \leq \bar{N}$ des poteaux de Tour

	G	G_{cum}	Q_{cum}	Nu	1,1 Nu	\bar{N}	$1,1 Nu \leq \bar{N}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
15^{ème} étage	137,57	137,57	21,46	217,908	239,70	666,36	Oui
14^{ème} étage	138,61	276,17	62,39	466,41	513,05	666,36	Oui
13^{ème} étage	81,45	357,62	98,96	631,22	694,34	1818,12	Oui
12^{ème} étage	81,45	439,06	131,46	789,93	868,92	1818,12	Oui
11^{ème} étage	81,45	520,51	159,90	942,54	1036,79	1818,12	Oui
10^{ème} étage	156,07	676,58	183,96	1189,32	1308,25	3564,04	Oui
9^{ème} étage	156,07	832,64	203,99	1430,06	1573,06	3564,04	Oui
8^{ème} étage	156,07	988,71	222,83	1669,01	1835,91	3564,04	Oui
7^{ème} étage	158,90	1147,61	244,83	1916,52	2108,17	4280,59	Oui
6^{ème} étage	158,90	1306,51	265,22	2161,62	2377,79	4280,59	Oui
5^{ème} étage	163,44	1469,95	283,90	2410,28	2651,31	5075,18	Oui
4^{ème} étage	163,44	1633,39	300,98	2656,55	2922,20	5075,18	Oui
3^{ème} étage	170,62	1804,00	325,90	2924,25	3216,68	6792,89	Oui
2^{ème} étage	170,62	1974,62	345,59	3184,12	3502,53	6792,89	Oui

1^{ème} étage	185,24	2159,86	364,23	3462,15	3808,36	8793,49	Oui
RDC	191,31	2351,17	382,09	3747,21	4121,93	8793,49	Oui

❖ **Vérification spécifique selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations sismique, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$N_d / (B \times f_c \times 28) < 0.3$$

NB : dans l'étape de modélisation de notre structure, Nous choisissons deux types de poteaux : << Poteaux de rive 40*40 et poteaux intermédiaire 70*70 >> avec voiles de contreventements.

CHAPITRE III :

ETUDE DES ELEMENTS

SECONDAIRES

R+16

chapitre 3

Introduction

Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

Etude de l'acrotère

Etude d'escalier

Etude de la poutre palière

Etude des balcons

Etude de la dalle machine

L'ascenseur

Calcul des planchers

I Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons et la dalle machine. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant les règlement du B.A.E.L en respectant le Règlement Parasismique Algérien.

II Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

II.1 : Etude de l'acrotère

II.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité réalisé au niveau de la terrasse. Il forme une paroi protégeant contre tout risque de chute.

II.1.2 Détermination du ferrailage des acrotères :

L'acrotère sera ferrillé en flexion simple (dans la plupart des cas le poids propre de l'acrotère est négligé) sous l'action d'un moment découlant du cas le plus défavorable entre l'action de la main courante "F" et l'action sismique représentée par une force horizontale notée « F_p ».

II.1.2.1 Effets horizontaux sur les gardes corps :

Les appuis de balcons, garde-corps, rampes et leurs ouvrages seront calculés pour une force horizontale appliquée à la partie supérieure dont la valeur est :

- ❖ $F = 100\text{kg/ml}$ pour les emplacements recevant du public,
- ❖ $F = 60\text{kg/ml}$ pour les emplacements privés.

II.1.2.2 Forces sismiques sur les éléments non structuraux :

L'action sismique sur les éléments non structuraux est donnée par l'article (6.3.2) des règles RPA/2003. Selon ces règles, les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères et les cheminées par exemple) sont calculées suivant la formule suivante :

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

- ✓ A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 du RPA,
- ✓ C_p : Facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du RPA/99,
- ✓ W_p : Poids propre de l'acrotère.

Tableau III-1 : Facteur des forces horizontales C_p pour les éléments secondaires.

Partie ou position dans le bâtiment	Valeur de C_p
Eléments en console : <ul style="list-style-type: none"> ✓ Parapets ; ✓ Cheminées (console). 	0,8
Tous les autres murs, cloisons et éléments similaires.	0,3
Décorations extérieures et intérieures, garnitures.	0,8
<ul style="list-style-type: none"> ✓ appentis, ancrages et supports pour citernes, y compris leur contenu, cheminées accolées aux bâtiments ; ✓ étagères de rangement ; ✓ plafonds suspendus ; ✓ tout équipement ou machine * applicable lorsque ces éléments sont reliés, faisant partie, ou logés dans un bâtiment.	0,3
Attaches pour éléments de structure en préfabriquée, autres que les murs, avec force appliquée au centre de gravité de l'assemblage.	0,3

II.1.2.3 Détermination des sollicitations :

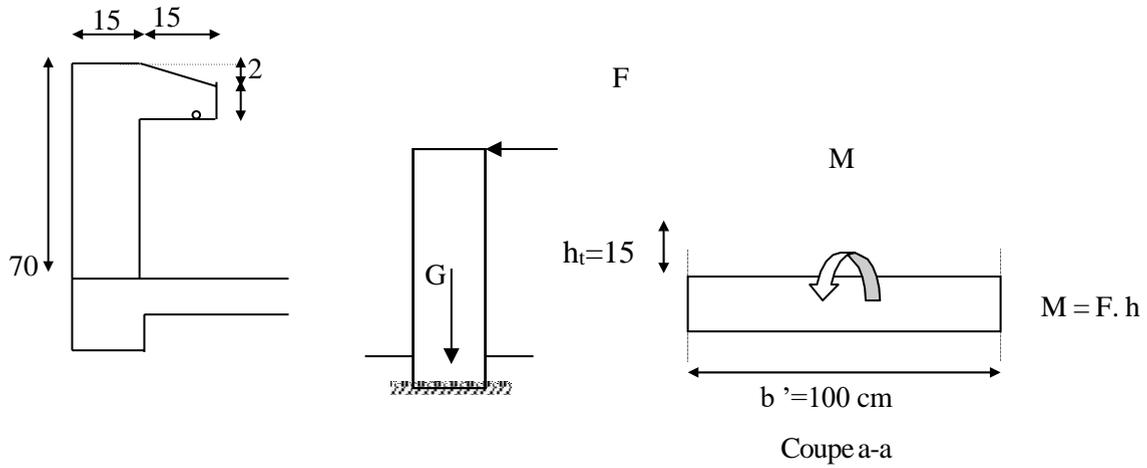


Figure III-1 : Dimensions d'un acrotère

- ✓ Immeuble d'habitation collectif construit en zone II, d'où : $A = 0,15$
- ✓ $C_p = 0,8$
- ✓ Acier en FeE400
- ✓ $f_{c28} = 30$ a 25 MPa
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Enrobage des aciers = 2cm

Calcul du poids de l'acrotère : il sera évalué à partir des volumes de béton mis en place pour une bande de largeur unité.

$$S = (0,04 \times 0,15) / (2) + (0,04 \times 0,15) + (0,09 \times 0,3) + (0,15 \times 0,57) = 0,1215 \text{ m}^2$$

$$WP = \gamma_{\text{béton}} \times S \times 1 \text{ ml}$$

$$wP = (0,1215 \times 2500) = 303,75 \text{ Kg/ml}$$

Effort sismique au sommet de l'acrotère : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 303,75 = 145,80 \text{ kg/ml ;}$$

Valeur de la main courante $F = 100 \text{ kg/m}$

$$\text{Al'état limite ultime : } F_{ELU} = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg} > F_p = 145,80 \text{ kg}$$

Ainsi, le cas le plus défavorable correspond à la main courante qui servira au ferrailage de l'acrotère.

II.1.2.4 Ferrailage de l'acrotère :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple avec une largeur de 1m :

$$\text{Hauteur utile : } d = h - c = 13 - 2 = 11 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des moments aux états limites ultimes et de service.**

✓ **Etat limite ultime**

$$M_u = F_{ELU} \times h_{\text{acrotère}} = 150 \times 0,7 = 105 \text{ kg.m}$$

$$\mu = M_u / (b_0 d^2 f_{bu}) = 0,0061$$

Avec :

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa;}$$

$$U = 0,0061 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0076$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0076) = 0,997$$

$$A = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 27,51 \text{ mm}^2$$

✓ **Etat limite de service**

$$M_{ELS} = F \times h_{\text{acrotère}} = 100 \times 0,7 = 70 \text{ kg.m}$$

Bornage de la contrainte dans les aciers :

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors :

$$\sigma = \text{Min} \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 \sqrt{n * f_{tj}} \right] = 201.6 \text{MPa}$$

$$\mu = 30 M_{ser} / b_0 * (h-c)^2 * \sigma = 0,0086$$

$\alpha = f(\mu)$, est déterminé d'après un abaque.

$$\mu = 0,0086 \Rightarrow \alpha = 0,086$$

D'où une section à l'état limite de service de :

$$A_s = b \cdot d \cdot \alpha^2 / 30(1-\alpha) = 29,67 \text{ mm}^2$$

La contrainte dans le béton sera de :

$$\sigma_b = 1.27 \text{Mpa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mp}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23(bd) f_{t28} / f_e = 132,82 \text{ mm}^2$$

✓ **Choix de la section des armatures**

$$A = \max(A_u; A_{ELS}; A_{\min}) = 1,3282 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales constituée de 7HA8/ml soit 3,52cm².

✓ **Armatures de répartition (A_r)**

$$A_r \geq A_s / 4 = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA8/ml.} = 2.51 \text{ cm}^2$$

✓ **_Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u^-$ (τ_u : contrainte de cisaillement maximale)

$$\tau_u = V_u / (b * d)$$

$$\text{Avec : } V_u = 1,5F = 1,5 \times 100 = 150 \text{kg } 150 \times 10$$

$$\tau_u = 0,014 \text{MPa}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec :

$$\bar{\tau}_u = (0,075 / 1,5) * f_{c28} = 1,25$$

$\tau_u = 0,014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$, La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

Disposition des armatures : étant donné le sens aléatoire du séisme et du vent, on placera des armatures longitudinales symétriques sur les 2 faces de l'acrotère. Le schéma du ferrailage est illustré à travers la figure suivante :

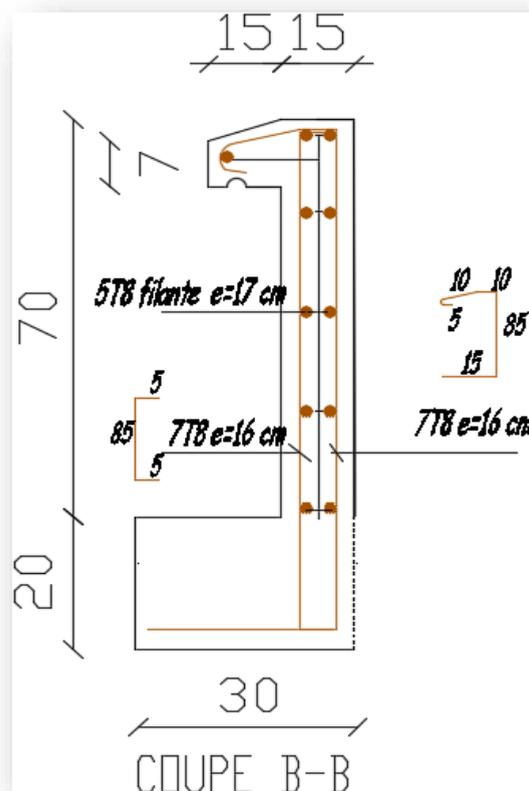


Figure III-2 : Schéma de ferrailage de type 01 de l'acrotère

II.2 Etude d'escalier :

II.2.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le

passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importants en cas d'incendie.

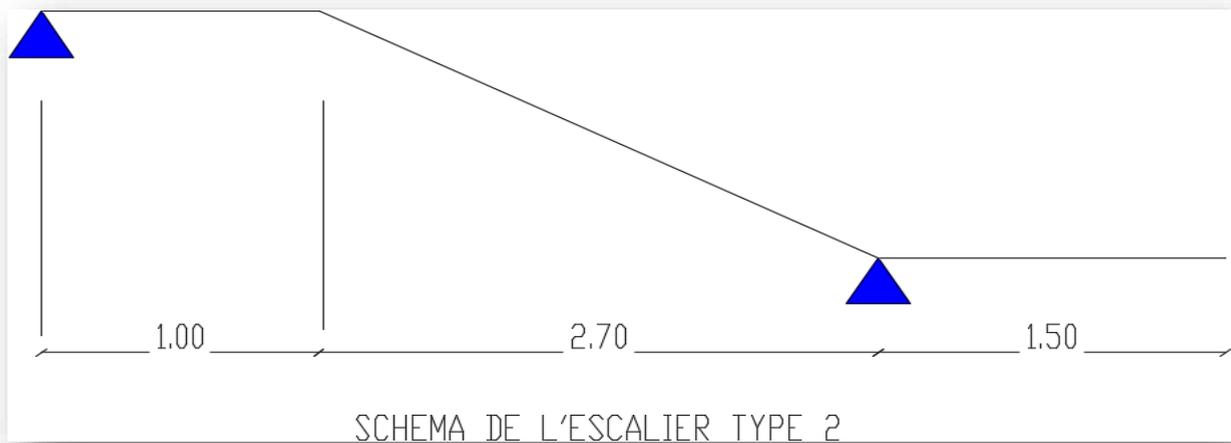
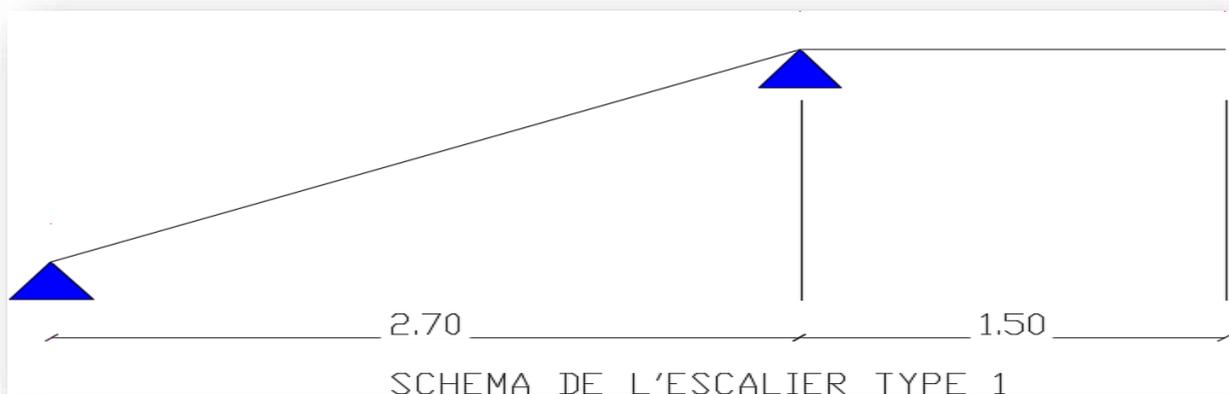
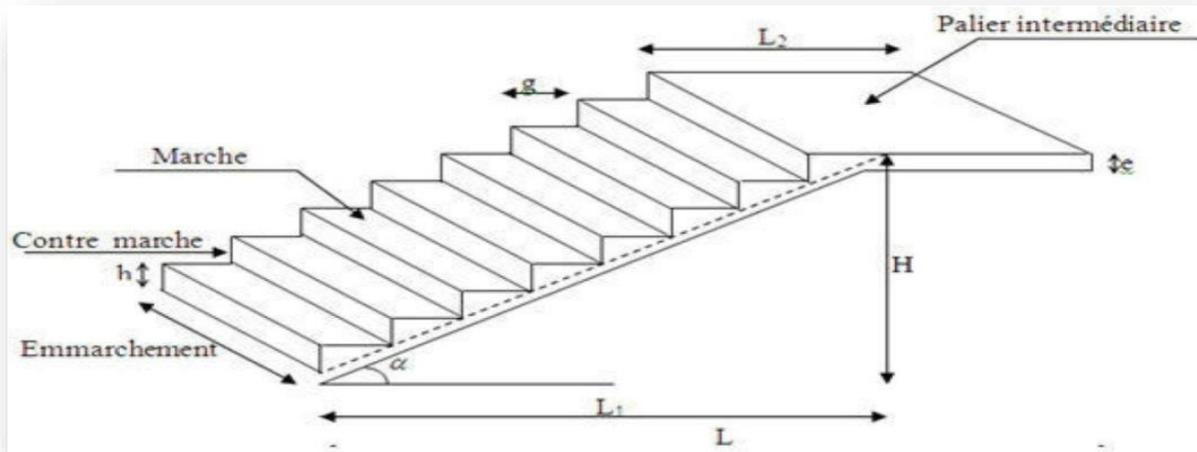


Figure III-3 : Schéma d'escalier.

II.2.2 Calcul du ferrailage d'un escalier:

II.2.3 Charges et surcharges :

II.2.3.1 Palier :

- ✓ La charge permanente $G = 555 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

II.2.3.2 Paillasse :

- ✓ La charge permanente $G = 848.16 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

On fait le calcul pour 1 m de largeur.

- ✓ Epaisseurs de la paillasse et du palier de repos = 15cm
- ✓ Acier FeE400
- ✓ $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible,
- ✓ Enrobage des aciers = 2cm

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

- ✓ Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$
- ✓ Etat limite de service : $G + Q$

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

Tableau III-2 : Charges sur les éléments de l'escalier.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	ELU	ELS
Paillasse	8,48	3	15,948	11,48
Palier	5,55	3	11,9925	8,55

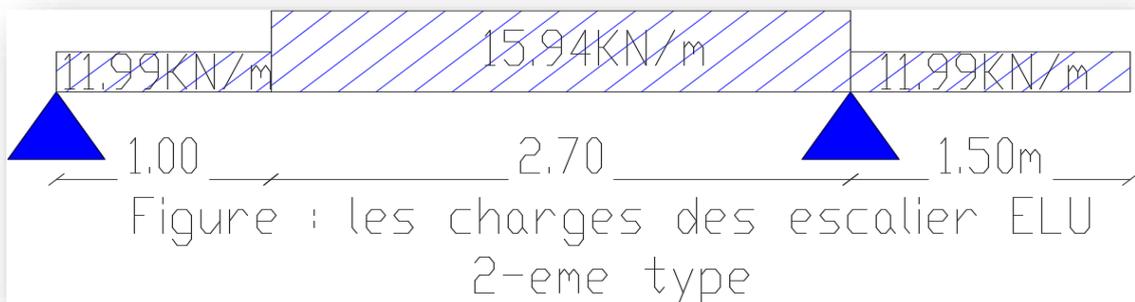


Figure III-4 : Répartition des charges en escalier

Calcul de la charge équivalente :

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$q_e = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}$$

Ce qui donne les 2 charges équivalentes suivantes :

❖ **Pour le 1-ere type :**

(En a la même hauteur dans tout les étages)

$$q(u) = \frac{15,94 \times 2,7 + 11,99 \times 1,5}{2,7 + 1,5} = 14,53 \text{ KN / m}^2$$

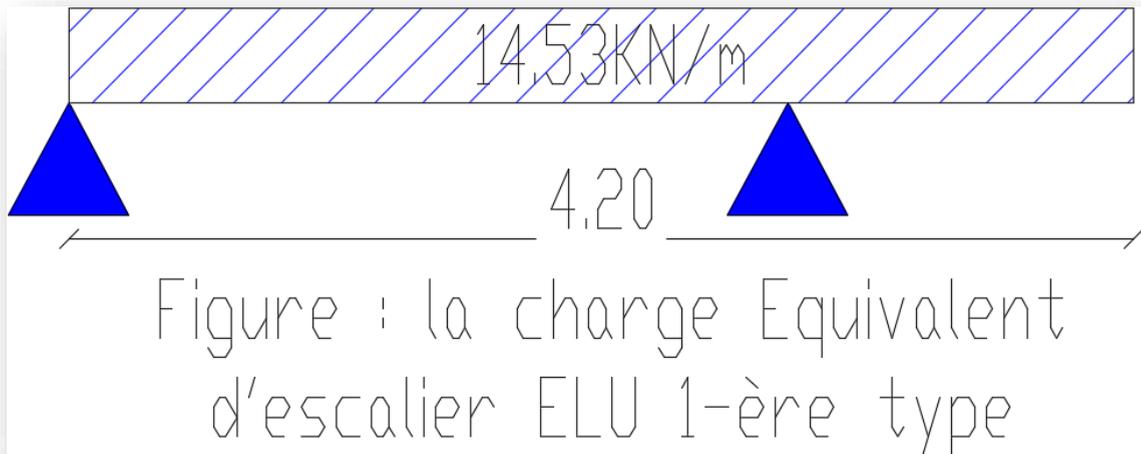
$$q_e(s) = \frac{11,99 \times 2,7 + 8,55 \times 1,5}{2,7 + 1,5} = 10,43 \text{ KN / m}^2$$

❖ **Pour le 2-eme type :**

(En a la même hauteur dans tout les étages)

$$q(u) = 13,79 \text{ KN / m}^2$$

$$q(s) = 10,33 \text{ KN / m}^2$$



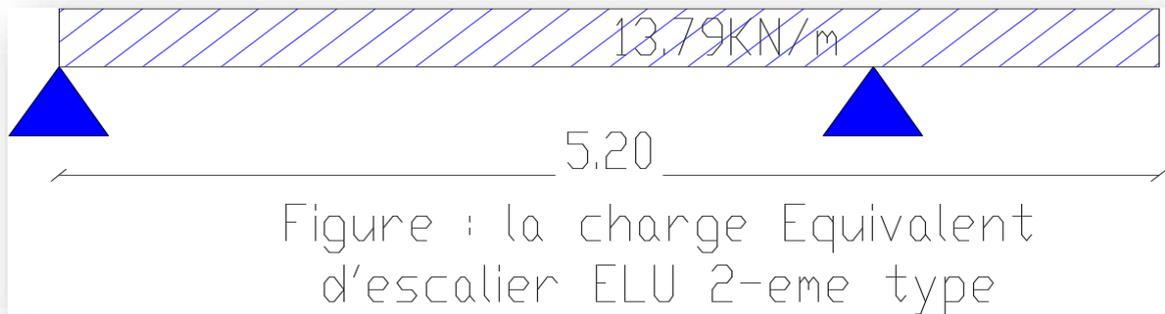


Figure III-5 : La charge équivalent d'escalier

Calcul des moments max et efforts tranchants max :

$$\text{Moment(max)} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q_e \times l}{2}$$

Le calcul se conduit pour la portée projetée. Le calcul se fait en considérons généralement un encastrement partiel des escaliers aux niveaux des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

- ✓ Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,8M_{\text{isostatique}}$
- ✓ Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = -0,5M_{\text{isostatique}}$.

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau III-2 : Récapitulation des moments pour le 1-ème type

Etas	Moment isostatique (KN.m)	Moment travée (KN.m)	Moment appui (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	32,05	25,64	16,02	30,52418
ELS	23	18,40	11,50	//

Tableau III-3: Récapitulation des moments pour le 2 -ème type

Etas	Moment isostatique (KN.m)	Moment travée (KN.m)	Moment appui (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	46,61	37,28	23,30	35,85
ELS	34,91	27,93	17,45	//

NB : En résumé de ce qu'on avait fait précédemment on prend le cas le plus défavorable.

II.2.4 Calcul du ferrailage :

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

- ✓ $b = 100\text{cm}$;
- ✓ $d = 13\text{cm}$;
- ✓ $c = c' = 2\text{ cm}$;
- ✓ $\sigma_s = 348\text{MPa.}$;
- ✓ $f_{bu} = 14,17\text{ MPa.}$

Type 1 :

Ferraillage longitudinal :

Ferraillage en travée : $M_{travée} = 25,64 \text{KN.m}$

$\mu = 0,098 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \sqrt{1,2 \mu} = 0,12$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,952$$

$$A = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 548,49 \text{mm}^2$$

On adopte : **6×HA12** de section $6,78 \text{cm}^2$

❖ Condition de non fragilité

La section minimale : $A_{st(\min)} \geq A = 0,23(b d) f_t^{28}/f_e$

$A_{st(\min)} \geq 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

❖ **Ferraillage en appui : $M(\text{appui}) = 16,02 \text{KN.m}$**

$\mu = 0,06 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 0,077$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,970$$

$$A = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 334,07 \text{mm}^2$$

On adopte : **6HA10** soit $4,71 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité

La section minimale : $A_{st(\min)} \geq 0,23(b d) f_t^{28}/f_e =$

$A_{st(\min)} \geq 1,56 \text{cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Ferraillage transversal :

Effort tranchant maximal : $V_u = 30.52 \text{ KN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d) = 0,225 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau = 0.225 \text{ MPa} < \tau = \text{Min} (0.2f_{c28}/ab ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires. On placera des armatures de répartition.

❖ Armature de répartition pour travée : A_r

$$= A_{st}/4 = 6.78/4 = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4×HA10** de section $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Armature de répartition : A_r

$$= A_{st}/4 = 3,93/4 = 0,983 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4×HA10** de section $2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Tableau III-4 : Ferraillage d'escalier.

	Mu (KN.m)	A adoptée (cm ²)	A répartition
Mt	25,64	6×HA12 = 6,78	4HA10=3,14
Ma	16.02	6HA10=4,71	4HA10=3,14

Espacement des barres (Armatures principales) :

$$S_t = \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(51\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

Nous allons utiliser 6×HA12 esp 20cm

✓ En travée :

✓ En appuis :

$S_t = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} > 33\text{cm}$ nous allons utiliser 6×HA10 esp 20cm

Vérification à E.L.S :

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de $f_c = 28\text{MPa}$.

si la condition suivante est vérifiée : $\alpha_u < \alpha$.

Avec :

$$\alpha = \frac{(\rho - 1)}{2} + \frac{f_c}{100} \quad \text{avec} \quad \delta = \frac{M_u}{M_s}$$

Section	δ	α_u	α	Comparaison
Travée	1,38	0,12	0,44	0,12 < 0,44 Ok
Appui	1,38	0,074	0,44	0,074 < 0,45 Ok

Tableau III-5 : Vérification à E.L.S.

Type 2 :

Ferrailage longitudinal :

Ferrailage en travée : $M_{travée} = 37.28 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,15 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,20$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,952$$

$$A = Mu / (\beta \times d \times \sigma_s) = 895,70 \text{ mm}^2$$

On adopte : **6×HA14** de section 6.78 cm^2

❖ Condition de non fragilité

La section minimale : $A_{st(\min)} \geq A = 0,23(b d) f_{t28}/f_e$

$A_{st(\min)} \geq 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

Ferrailage en appui : $M_{appui} = 16,02 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,093 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 0,122$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,950$$

$$A = Mu / (\beta \times d \times \sigma_s) = 542,13 \text{ mm}^2$$

On adopte : **6HA12** soit 6.79 cm^2

❖ Condition de non fragilité

La section minimale : $A_{st(\min)} \geq 0,23(b d) f_{t28}/f_e =$

$A_{st(\min)} \geq 1,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Ferraillage transversal :

Effort tranchant maximal : $V_u = 35.85 \text{ KN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d) = 0,275 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u = 0.275 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = \text{Min} (0.2f_{ctk}/a_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires. On placera des armatures de répartition.

❖ Armature de répartition pour travée :

$$A_r = A_{st}/4 = 9.24/4 = 2.31 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4×HA10** de section $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Armature de répartition : A_r

$$= A_{st}/4 = 6.79 / 4 = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4×HA10** de section $3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Tableau III-6: Ferraillage d'escalier.

	Mu (KN.m)	A adoptée (cm ²)	A répartition
Mt	25,64	6×HA14 = 9.24	4HA10=3,14
Ma	16.02	6HA12=6.78	4HA10=3.14

❖ **Espacement des barres (Armatures principales) :**

$$S_t = \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(51\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

Nous allons utiliser 6×HA12 esp 20cm

✓ En travée :

✓ En appuis :

$S_t = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} > 33\text{cm}$ nous allons utiliser 6×HA12 esp 15cm

Vérification à E.L.S :

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de $F_e = 400\text{MPa}$.

si la condition suivante est vérifiée : $\alpha_u < \alpha$.

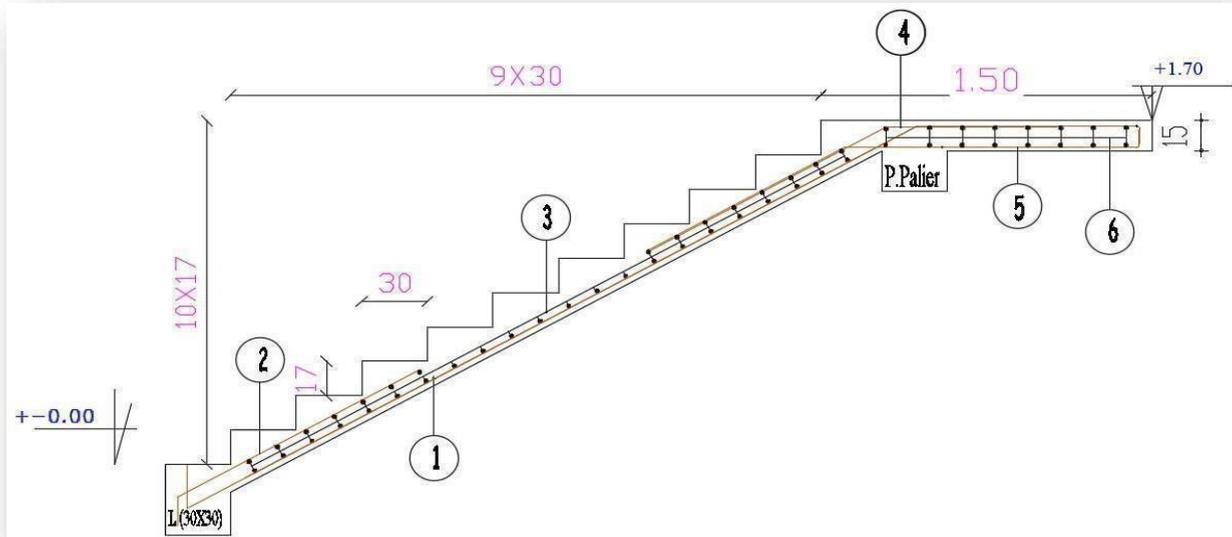
Avec :

$$\alpha = \frac{(\rho - 1)}{2} + \frac{f_c 28}{100} \quad \text{avec} \quad \delta = \frac{M_u}{M_s}$$

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_s}$	α_u	$\alpha =$	Comparaison
Travée	1,38	0,12	0,44	0,12 < 0,44 Ok
Appui	1,38	0,074	0,44	0,074 < 0,45 Ok

Tableau III-7 : Vérification à E.L.S.

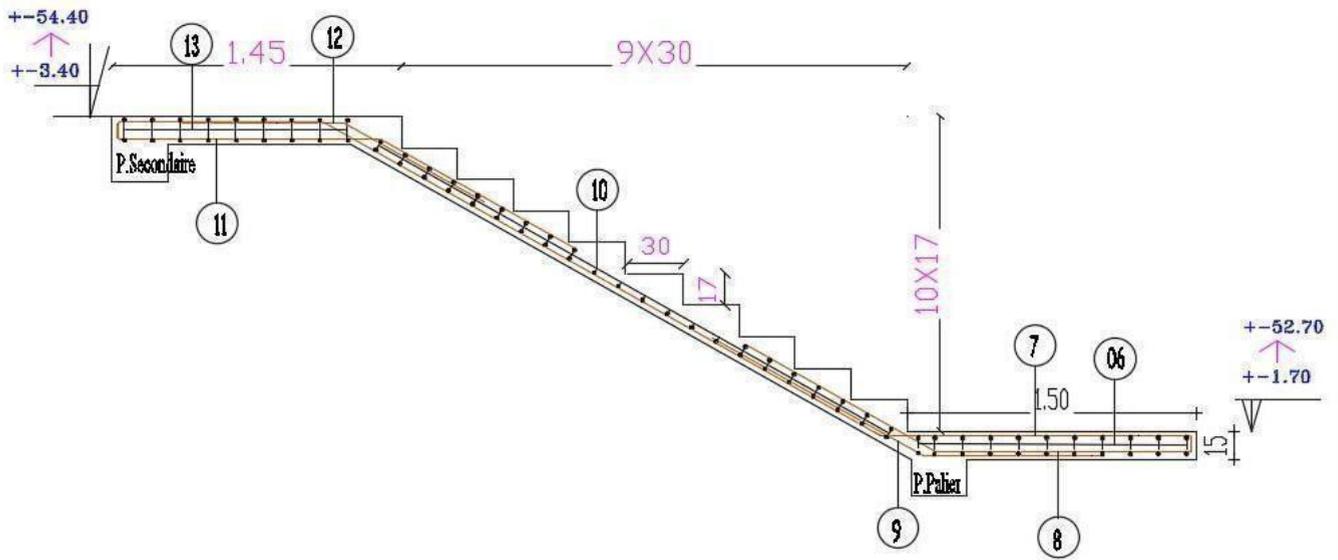
II.2.4.1 Ferailage déescalier :



II.2.4.2 Figure III-6 : Ferrailage d'escalier type 1

Rep	Nuan	Long	Esp	Schemas
1	T12	450	20	15 310 145 10
2	T10	135	20	10 125
3	T10	190	25	1d 170 10
4	T10	225	20	125 100
5	T12	280	20	100 170 10
6	T10	410	25	1d 390 10

Figure III-6' : plan de ferailage d'escalier type 1



II.2.4.3 Figure III-7 : Ferrailage d'escalier type 2

Rep	Nuan	Long	Esp	Schemas
6	T10	315	25	10 390 10
7	T14	655	20	10 140 310 155 10
8	T14	235	20	80 145 10
9	T12	165	20	75 90
10	T10	190	15	10 170 10
11	T14	230	20	10 150 70
12	T12	190	20	100 90
13	T10	190	25	10 390 10

Figure III-7': plan de ferrailage d'escalier type 2

II.3 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est considérée partiellement encastrée sur ses 2 extrémités, et sollicitée à la flexion simple plus torsion, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier).

II.3.1 Pré dimensionnement :

Selon le CBA93, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq L \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 400 \leq L \leq 400$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

❖ Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 :

- ✓ $b \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✓ $h / b < 4 \Rightarrow 35 / 30 = 1,16 < 4 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 35 \times 30 \text{ cm}^2$

II.3.2 Charges et surcharges :

Poids propre de la poutre palière : $G : (0,35 \times 0,30 \times 25) = 2,62 \text{ KN/ml}$ Poids propre du mure: $(3,4 - 0,40) \times 3,05 = 9,15 \text{ KN/ml}$

$$G = 11,77 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge equivalent} : q_{eq} = 14,53 \text{ KN/ml}$$

• Réaction de paillasse et de pallier :

$$\text{ELU : } R_u = (q_e * l) / 2 = (14,53 * 2,85) / 2 = 20,7 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_s = (q_s * l) / 2 = (10,43 * 2,85) / 2 = 14,8 \text{ KN}$$

• Sollicitation de Calcul :

$$\text{ELU : } 1,35G + R_u = 36,58 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } G + R_s = 26,57 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments :**

Les moments isostatiques sont A **ELU:**

$$\text{Moment(max)} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$M_0 = 73.16 \text{KN/ml}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q_e \times l}{2}$$

✓ Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,85M_{\text{isostatique}}$

✓ Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = -0,3M_{\text{isostatique}}$.

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau III-8: Récapitulation des moments de la poutre palière .

Etas	Moment isostatique (KN.m) Max	Moment travée (KN.m)	Moment appui (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	73.16	62.15	21.95	73.16
ELS	53.5	45.4	16.05	//

NB : En résumé de ce qu'on avait fait précédemment on prend le cas le plus défavorable.

II.3.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

✓ $b = 45 \text{cm}$;

✓ $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$;

✓ $\sigma_s = 348 \text{MPa}$. ;

✓ $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

Ferraillage longitudinal :

Ferraillage en travée : $M_{travée} = 62.15 \text{KN.m}$

$$\mu = 0,049 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0062$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,975$$

$$A = Mu / (\beta \times d \times \sigma_s) = 416,74 \text{ mm}^2$$

On adopte : 6×HA12 de section 6.79cm²

Condition de non fragilité

La section minimale : $A_{st(\min)} \geq A = 0,23(b d) f_t^{28}/f_e A_{st(\min)} \geq 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

Ferraillage en appui : $M(\text{appui}) = 21.95 \text{KN.m}$

$$\mu = 0,04 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0051$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,97$$

$$A = Mu / (\beta \times d \times \sigma_s) = 185.88 \text{ mm}^2$$

Condition de non fragilité

La section minimale : $A_{st(\min)} \geq A = 0,23(b d) f_t^{28}/f_e$

$A_{st(\min)} \geq 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

On adopte : **3HA12** soit 3,39 cm²

Condition du RPA99 version 2003.

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi : $6\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 10,18 \text{ cm}^2$

Vérification au cisaillement :

Effort tranchant maximal : $V_u = 73,16 \text{ KN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d) = 0,77 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau = 0,77 \text{ MPa} < \tau = \text{Min} (0,2f_c28/a_b ; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle due à la torsion :

Une pièce est soumise à la torsion lorsque les forces agissant sur elle y a compris des réactions d'appuis située à gauche d'une section droite S peuvent être réduit au moment a un couple situé dans le plan de la section S dans notre cas la torsion appliquée a cette poutre au niveau de l'encastrement.

D'après le B.A.E.L. 91 la tangente donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{M_u}{2\Omega b}$$

Avec :

- ✓ M_u : moment de torsion.
- ✓ Ω : L'aire du contour.
- ✓ b : L'épaisseur de la paroi.

Nous remplaçons la section pleine par la section creuse :

$$\checkmark e = a = 30 = 5$$

$$6 \quad 6$$

$$\Omega = (a - e) (b - e) = (30 - 5) (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

II.3.4 Calcul de moment de torsion :

Le moment d'appuis du palier de repos (**0.2M0**) crée dans la poutre palière un moment de torsion qui est repartie par un mètre linéaire

$$Ma0 = 0.2 M0 = 14,64 \text{ KN.m} = 1464 \text{ Kg.m}$$

$$M_{tor} = \frac{(M_{\#})}{2} = 2928 \text{ Kg.m}$$

$$r_u = V_u / (b \cdot d) = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.65 \text{ MPa} < \tau = \text{Min} (0.2f_c/28/a_b ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPa}$$

II.3.5 Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; b \right)$$

$$35 \quad 10$$

$$\emptyset_t \leq \min (10 ; 12 ; 30)$$

On prend : $\emptyset_t = \Phi 10 \text{ mm}$

II.3.6 Calcul d'espacement des cadres

D'après le RPA99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (8.75 ; 12\emptyset_l ; 30 \text{ cm})$$

On prend : $St = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $St \leq h/2 = 17.5 \text{ cm}$; on prend : $St = 15 \text{ cm}$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

$10\phi_t = 10 \times 1,00 = 10 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 15cm.

❖ Recouvrement :

Le largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de :

40 Φ en zone II RPA99 / version 2003 (page 61)

$\Phi = 12\text{mm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$; alors on adopte : $L_r = 50\text{cm}$

❖ Longueur de la zone nodale :

$h' = 2 \times h = 90\text{cm}$ RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2) $h' = 90\text{cm}$

Tableau III-9 : Ferrailage poutre palière.

	A adoptée (cm ²)	A répartition
Mt	6×HA12 = 6,78	4HA10=3,14
Ma	3HA10=2,36	4HA8=2,01

II.3.7 Vérification à E.L.S :

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de $f_e = 400\text{MPa}$.

si la condition suivante est vérifiée : $\alpha_u < \alpha_c$.

Avec :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad \delta = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-10 : Vérification à E.L.S.

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_s}$	α_x	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée	1,35	0,15	0,425	0,15 < 0,425
Appui	1,35	0,023	0,425	0,023 < 0,425

II.4 Etude des balcons

II.4.1 : Introduction :

Les balcons seront généralement réalisés en dalles pleines encastrée dans des poutres horizontales. Ils seront ainsi soumis aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre de la dalle,
- ✓ Poids du revêtement (mortier de pose + revêtement),
- ✓ Charge concentrée à l'extrémité libre, représentant le garde-corps,
- ✓ Charge d'exploitation = 350kg/m^2 (selon le DTR BC-2.42).

Les balcons seront calculés comme des consoles horizontales encastrés aux niveaux des poutres.

II.4.2 : Dimension de dalle pleine :

- ✓ Largeur : 1.1 m
- ✓ Longueur : 7.00 m
- ✓ Epaisseur : 15 cm

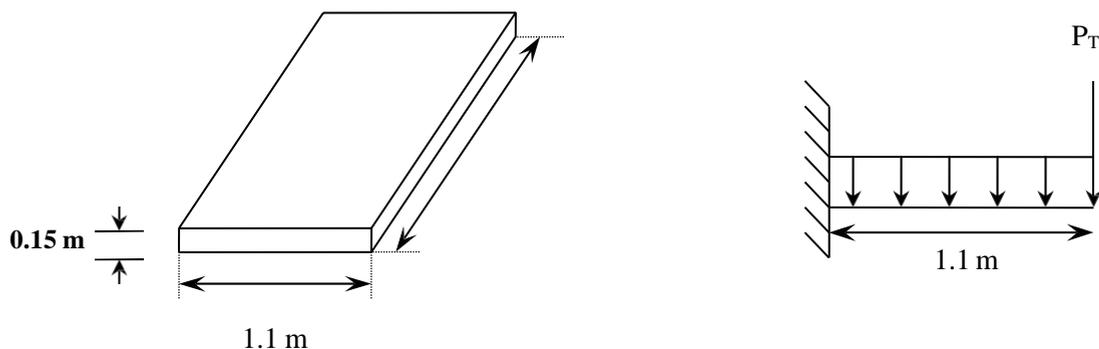


Figure III-8 : Schéma du balcon étudié.

- ✓ Béton : $f_{c28} =$
- ✓ 25MPa, Acier :
- ✓ FeE400

Fissuration préjudiciable

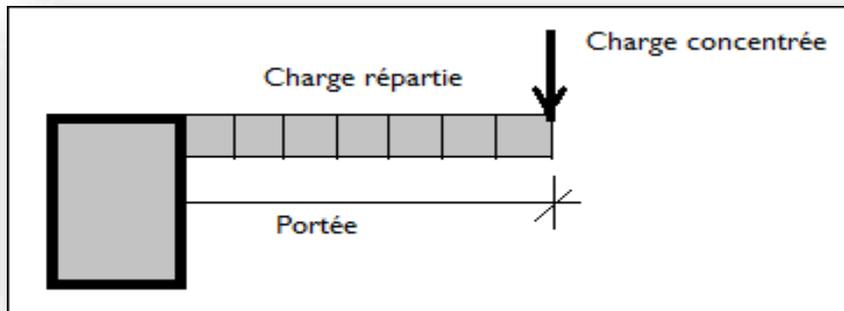
Enrobage des aciers = 2cm.

II.4.3 Evaluation des charges sur le balcon :

Poids propre de la dalle en béton	$0,15 \times 2500 = 375 \text{kg/m}^2$
✓ La charge permanente G :	598kg/m ²
✓ Garde-corps métallique :	100kg/ml
✓ Surcharge d'exploitation :	350kg/m ²

Calcul des moments :

Figure III-9 : Schéma statique du balcon.



Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 13,32 \text{ KN/m}$

$$P_u = 1,35 \times p = 1,35 \text{ KN/m}$$

- ELS : $q_s = G + Q = 9,48 \text{ KN/m}$

$$P_{ser} = P = 1 \text{ KN/m}$$

$$\text{Moment} = \frac{\text{Charge répartie} \times \text{Portée}^2}{2} + \text{Charge concentrée} \times \text{Portée}$$

Les sollicitations de calcul

des ferrailages sont les suivantes :

$$Mu = (qu * l^2)/2 + P * l = 9.45 \text{KN} * \text{ml}$$

$$M_s = \frac{qs * l^2}{2} = 6.83 \text{KN} * \text{ml}$$

$$Tu = 16.02 \text{KN}$$

II.4.4 Calcul du ferrailage :

II.4.4.1 Calcul du ferrailage longitudinal :

❖ Ferrailage à l'état limite ultime : $M_u = 954,00 \text{kg.m}$

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration est donc préjudiciable. Le balcon est un élément travaillant en flexion simple. Considérons une bande de 1m de largeur.

$$\mu = 0,083 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,96$$

$$A = Mu / (\beta \times d \times \sigma_s) = 317,28 \text{ mm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \text{ bd } f_{t28} / f_e = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_u, A_{ser}, A_{min}) = 3.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{r\acute{e}el} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Soit un espacement de 20cm.

Ferrailage transversal :

Les fissurations étant considérées comme préjudiciable petite des 2 valeurs suivantes :

$$r_u = \text{Min} \left[\begin{array}{l} f_{c28} ; 4 \text{Mpa} \\ \gamma_b ; 4 \text{Mpa} \end{array} \right] = 2.5 \text{Mpa}$$

✓ **Contrainte tangente maximale :**

$$r_u = V_u / (b \cdot d) = 0,17 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.
On placera des armatures de répartition.

✓ **Armatures de répartition :**

Les armatures de répartition sont déduites par la formule suivante :

$$A_r = A_u / 4 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_r = 5 \text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$

Soit un espacement de 20cm.

✓ **Conditions à respecter :**

• **Diamètre minimal :**

La fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6mm,

⇒ condition vérifiée.

• **Espacement minimal :**

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$s_t \leq \text{Min} \{ 2h, 25 \text{cm} \} = 25 \text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

II.4.4.2 Schéma de ferrailage du balcon :

Les armatures principales seront bien ancrées dans les poutres, et les armatures de répartition seront placées en haut.

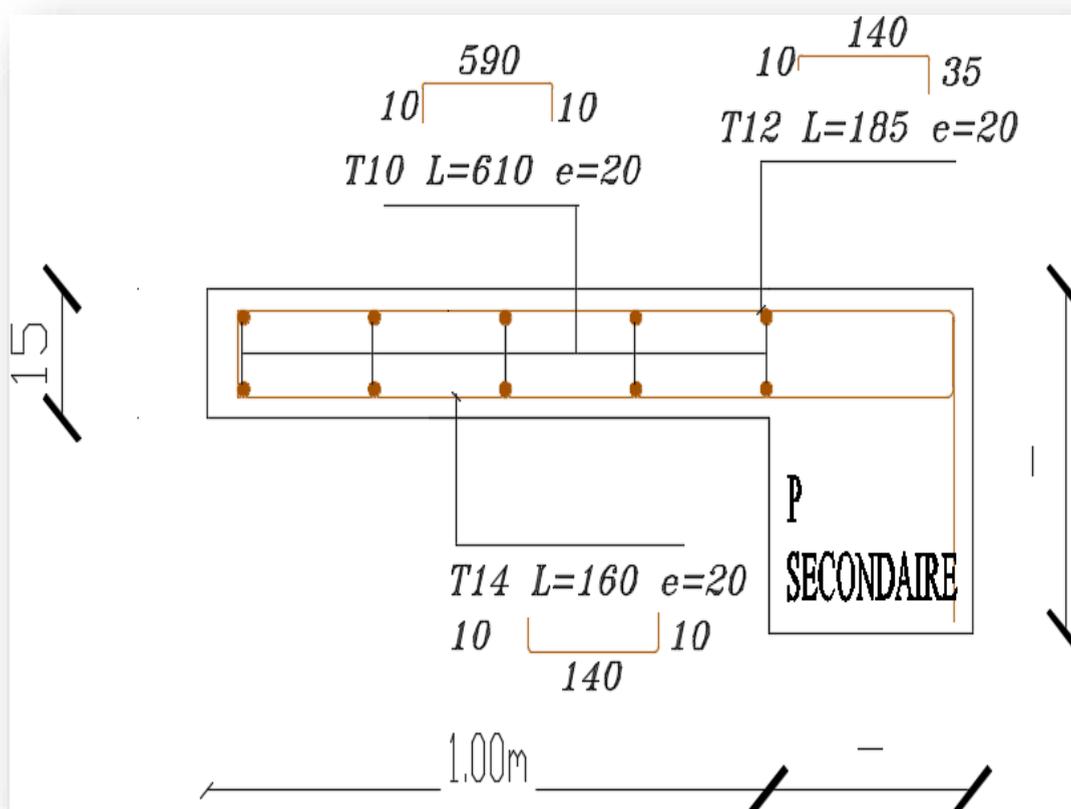


Figure III-10 : Schéma de ferrailage du balcon.

II.5 Etude de la dalle machine :

II.5.1 Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est dû au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

II.5.2 Caractéristiques de l'ascenseur:

L: Longueur de l'ascenseur=160cm.

l : Largeur de l'ascenseur=140cm.

H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.

F_c : Charge due à la cuvette =145KN. **P_m** : Charge due à l'ascenseur =15KN. **D_m** :

Charge due à la salle des machines

=51KN. La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1\text{m/s}$

II.5.3 Prédimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

On a $L_x = 2.4\text{ m}$, $L_y = 2.85\text{ m}$ donc la surface $S = 6.84\text{ m}^2$

❖ Nous avons des conditions à vérifier :

✓ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L}{Ly} < e_x < \frac{Ly}{40}$$

✓ **Condition de l'E.N.A:**

$$\frac{5}{0}$$

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

✓ **Condition de la flèche :**

$$\frac{e}{Lx} > \frac{Mt}{20Mx} \quad \text{AVEC } Mt = 0.85Mx$$

$$e > 0.85 * \frac{Lx}{20} = 12.1$$

Finalement On prend : **e = 25cm**

II.5.4 Détermination des charges et surcharges :

❖ charges permanentes :

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs :

- ✓ P₁ = 8400Kg;
- ✓ P₂ = 3200Kg ;
- ✓ P₃ = 2000Kg ;
- ✓ P₄ = 600Kg ;
- ✓ P₅ = 800Kg ;
- ✓ P₆ = 1250Kg ;
- ✓ P₇ = 750Kg ;
- ✓ P₈ = 1100Kg ;
- ✓ P₉ = 1000Kg ;
- ✓ P₁₀ = 3100Kg.

$$\text{Poids de la machine} = \sum (P_i / S) * 100$$

$$\text{Donc : poids de la machine} = (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6 + p_7 + p_8 + p_9 + p_{10}) * 100 / S$$

$$\text{Avec : } S = 6,84\text{m}^2$$

$$\text{Poids de la machine} = 22200 / 6,84 = 3246\text{Kg/m}^2$$

- ✓ Dalle plein e = 25cm ; $\rho = 2500\text{Kg/m}^3 \Rightarrow 0,25 \times 2500 = 625\text{Kg/m}^2$
- ✓ Enduit de ciment : e = 2cm ; $\rho = 2000\text{Kg/m}^3 \Rightarrow 0,20 \times 2000 = 40\text{Kg/m}^2$

$$G = 3246 + 625 + 40 = 3911 \text{ Kg/m}^2 = 39,11 \text{ KN/m}^2$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 300 \text{ Kg/m}^2 = 3 \text{ KN/m}^2$$

❖ Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 57,30 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 42,15 \text{ KN/m}$$

II.5.5 Calcul des efforts [RPA 99 / version 2003]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

❖ Calcul de « ρ »

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.85 < 1 \quad \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2 \quad \text{avec} \quad \mu_x = 1/8(1 + 2.4\rho^3)$$

:

$$M_y = \mu_y \times M_x \mu_y = \alpha^3(1.9 - 0.9\rho)$$

❖ **E.L.U :**

$$\mu_x = 0,0368 \Rightarrow M_x = 12,14 \text{ KN.}$$

$$\mu_y = 0,0368 \Rightarrow M_y = 17,13 \text{ KN.}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

✓ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 10,31 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 14,552 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 3,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 5,13 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 5,13 \text{ kN.m}$$

II.5.6 5.5-Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage de la dalle qui porte la machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

✓ Ferraillage en travée :

Dans les deux sens « Ly » :

On a :

✓ $b = 100 \text{ cm}$

✓ $h = 25 \text{ cm}$

✓ $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$

✓ $\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

✓ $\sigma_s = 347,83 \text{ MPa}$

Tableau III-11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (Ly).

$M_{tx}(kNm)$	μ_{bu}	$As'(cm^2)$	A	Z (cm)	$A_{scal}(cm^2)$	Choix	$A_{sadb}(cm^2)$
11,062	0,0154	0	0,0194	0,223	1,43	5×HA10	3,93

II.5.6.1 Espacement :

$$Esp = 100/5 = 20 < \min(3h ; 33cm) = 33cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$Esp = 100/5 = 20 < \min(4h ; 45cm) = 45cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

□ Ferrailage en appuis :

Dans les deux sens «Ly» :

On a:

$$\checkmark b = 100cm$$

$$\checkmark h = 25cm$$

$$\checkmark d = 0,9h = 22,5cm$$

$$\checkmark \sigma_{bc} = 14,20MPa$$

$$\checkmark \sigma_s = 347,83MPa$$

Tableau III-12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (Ly).

$M_{tx}(kNm)$	μ_{bu}	$As'(cm^2)$	A	Z (cm)	$A_{scal}(cm^2)$	Choix	$A_{sadb}(cm^2)$
3,91	0,0055	0	0,0069	0,224	0,50	5×HA10	3,93

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$r_u = T_{u\max} / (b \cdot d) < \tau = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$T_x = q_u \times L_x \times L_y / (2L_x + L_y) = 51,23 \text{ KN}$$

$$T_y = q_u \times L_x / 3 = 45,84 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = \max (T_x ; T_y) = 51,23 \text{ KN}$$

$$r_u = T_{u\max} / (b \cdot d) = 0.227 < \tau = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

II.5.6.2 Condition vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS :**

✓ Vérification des contraintes :

○ Béton :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \cdot y < \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

❖ **Acier :**

$$\sigma = \eta \times \frac{M_{ser}}{I^*} (d-y) \leq \sigma_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \min (f_e/3 ; 150\eta) = 240 \text{ MPa}$$

Avec:

○ $\eta = 1,6$ pour HA

○ $f_e = 400 \text{ MPa}$

○ $\rho = 0.84$

○ $q_{ser} = 42,5 \text{ KN/m}$

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\Rightarrow M_x = 8.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,0368$$

$$\Rightarrow M_y = 12.59 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées : M_{tx}**

$$= 0,85M_x = 7,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 10.7 \text{ kN.m}$$

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 2,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 3.77 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \max (M_{ax} ; M_{ay}) = 3,77 \text{ kN.m}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + n [A'_{st}(d-c)^2 + A_{sc}(d-y)^2].$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-13 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens

		Mt (kN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ _s
Travée	(x-x)	8,93	3,93	5,77	16563,72	2,84	vérifiée	131,79	Vérifiée
	(y-y)	12,59	3,93	5,77	16563,72	2,84		131,79	
Appuis		3,77	3,93	5,77	16563,72	1,00		46,54	

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

$$h = 25\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$A_x > \rho_0 * (3 - \rho) * b * h = 2,16 \text{ cm}^2 \quad \text{AVEC } \rho_0 = 0,08\%$$

$$A_Y \geq \rho * b * h = 2,10 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec: } \rho = 0,84$$

Sens Lx-x :

Sur appuis : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,10 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Sens Ly-y :

Sur appuis : $A_y = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,10 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} > \frac{M_t / 20 M_x}{\dots} \Rightarrow 0,1 > 0,042 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} > 1/27 \text{ a } 1/35 \quad 0,1 > 0,028 \text{ à } 0,037 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b * d} < \frac{2}{f_e}$$

$$\Rightarrow 1,74 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

II.5.7 Schéma de ferrailage :

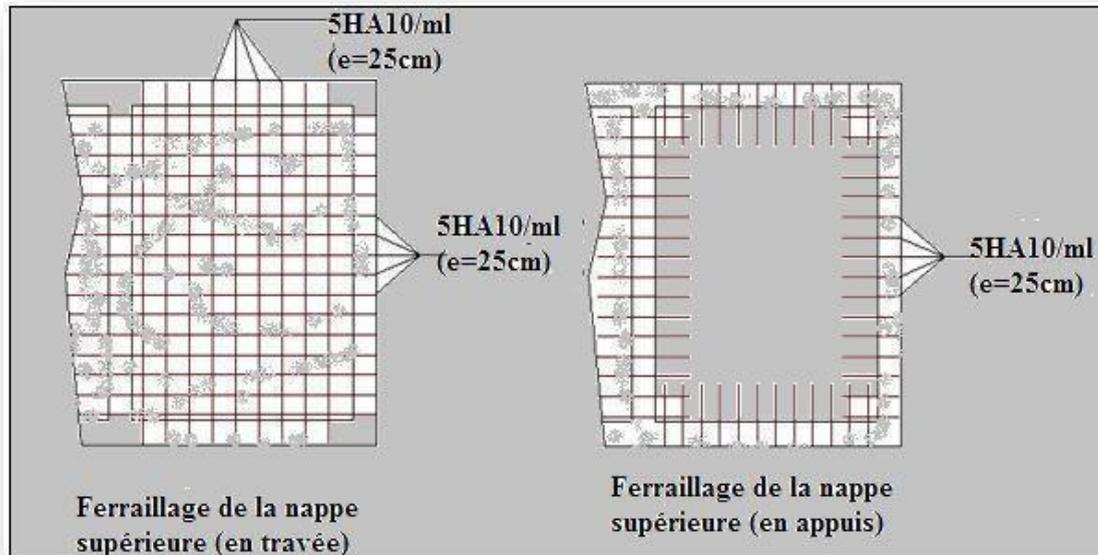


Figure III-11 : Ferrailage de la dalle machine.

II.6 L'ascenseur :

II.6.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou de chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Est un dispositif mobile au semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles

II.6.1.1 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- ✓ P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- ✓ Q : la charge en cabine.

- ✓ P_p : le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,95 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)..... (1)

- ✓ Largeur : 1,5 m
- ✓ Profondeur : 1,3 m
- ✓ Hauteur : 2,2 m
- ✓ La largeur de passage libre : 0,9m
- ✓ La hauteur de passage libre : 2,00m
- ✓ La hauteur de la course : 65,75 m
- ✓ L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 25\text{cm}$
- ✓ Le poids mort total est : $P_m = \sum M_i = 2342,5 \text{ Kg}$
- ✓ Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2342,5 + \frac{675}{2} = 2680 \text{ Kg}$

II.6.1.2 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité C_s est de 10 et le Rapport D/d

; (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons.

$$\text{Prenons } D/d = 45 \text{ et } D = 550\text{mm} \Rightarrow d = 12,22\text{mm}$$

On a :

$$C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- ✓ C_s : Coefficient de sécurité du câble.
- ✓ C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.
- ✓ M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$$

M_g : Poids du câble.

$$\text{On néglige } M_g \text{ devant } (Q + P_m) \text{ (} M_g < Q + P_m \text{)} \Rightarrow M = Q + P$$

$$\text{Donc } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P) = 12 \times (675 + 2342,5) = 36210\text{kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0,85 » $\Rightarrow C_r = 42600 \text{ Kg}$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec :

- ✓ m : type de moulage (2brins, 3brins, ...)
- ✓ n : nombre des câbles

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m=3$ on a : $C_r (1\text{cable}) = 8152\text{kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ cable}) \times m} = 1,74 \quad \text{Soit } n = 2 \text{ câbles. Le nombre des câbles doit être pair}$$

et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

❖ **Le poids des câbles (Mg) :**

$$M_g = m \times n \times L$$

- ✓ m : la masse linéaire du câble $m=0,512 \text{ Kg/m}$
- ✓ L : longueur du câble = 33.35m
- ✓ n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 67,80 = 69,43 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 69,43 = 3086,93 \text{ kg}$$

❖ **Vérification de Cr :**

$$C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_s = C_r/M = 13,46 > 12 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul de la charge permanente total G :**

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treilli}} + M_g$$

- ✓ Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$
- ✓ La charge permanente totale : $G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 69,43 = 6291,93 \text{ kg}$
- ✓ la surcharge : $Q = 675 \text{ kg}$
- ✓ $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9506,61 \text{ kg}$

II.6.1.3 Vérification de la dalle de machine au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

- ✓ La charge totale ultime : $q_u = 9506,61 \text{ kg}$
- ✓ Chaque appui reçoit le $1/4$ de cette charge q_u .
- ✓ q_0 la charge appliquée sur chaque appui.

Selon le BAEL 91 révisée 99 la condition de non poinçonnement a vérifiée est :

$$q_0 = q_u / 4 = 2376,65 \text{ Kg}$$

$$q_0 < 0.045 * u_c * h_0 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{AVEC}$$

- ✓ q_u : charge de calcul à l'ELU.
- ✓ h_0 : Epaisseur totale de la dalle.
- ✓ u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

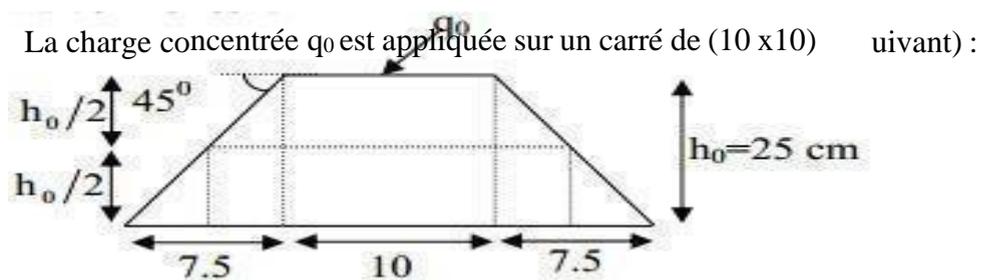


Figure III-12 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine

- ✓ $\mu_2 = 2(U+V)$; $h = 25 \text{ cm}$
- ✓ $U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$
- ✓ $V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$
- ✓ $\mu_2 = 2 \times (35+35) = 140 \text{ cm}$
 $= 26520 \text{ Kg} > q_0 = 2364,75 \text{ Kg}$

NB : Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

II.7 Calcul des planchers :

II.7.1 Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure .Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On distingue :

- ❖ plancher à corps creux.
- ❖ plancher à dalle plein

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

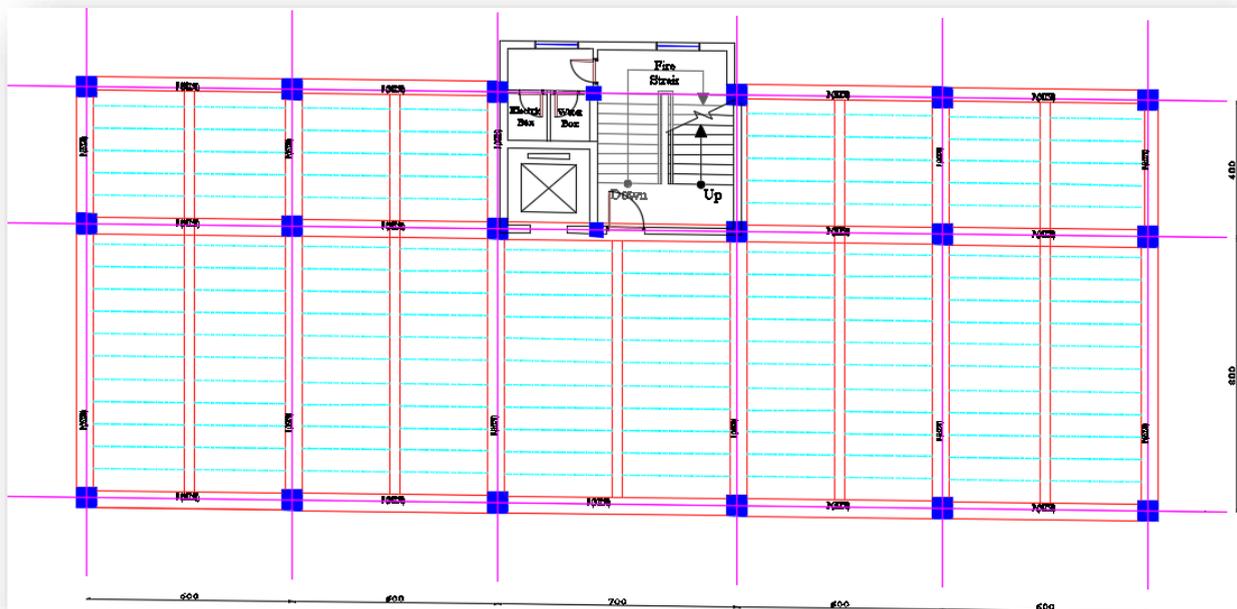


Figure III-13 : Plan de coffrage de niveau (1 ; 2 ; 15)

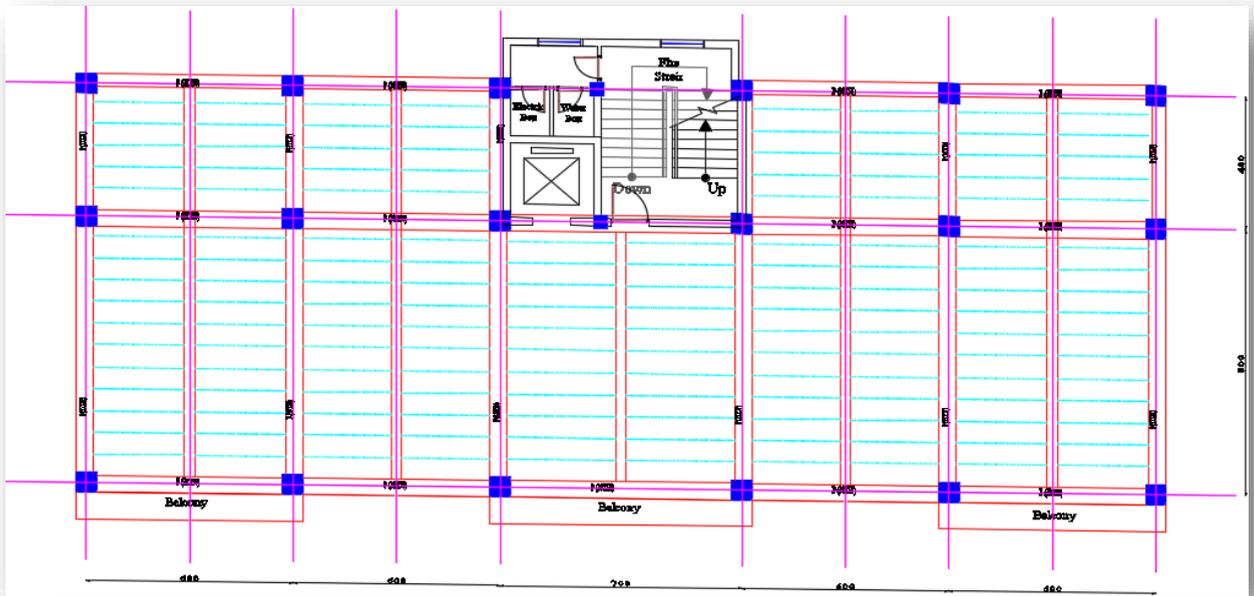


Figure III-14 : Plan de coffrage des niveaux (3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 11 ; 12 ; 13 ; 14)

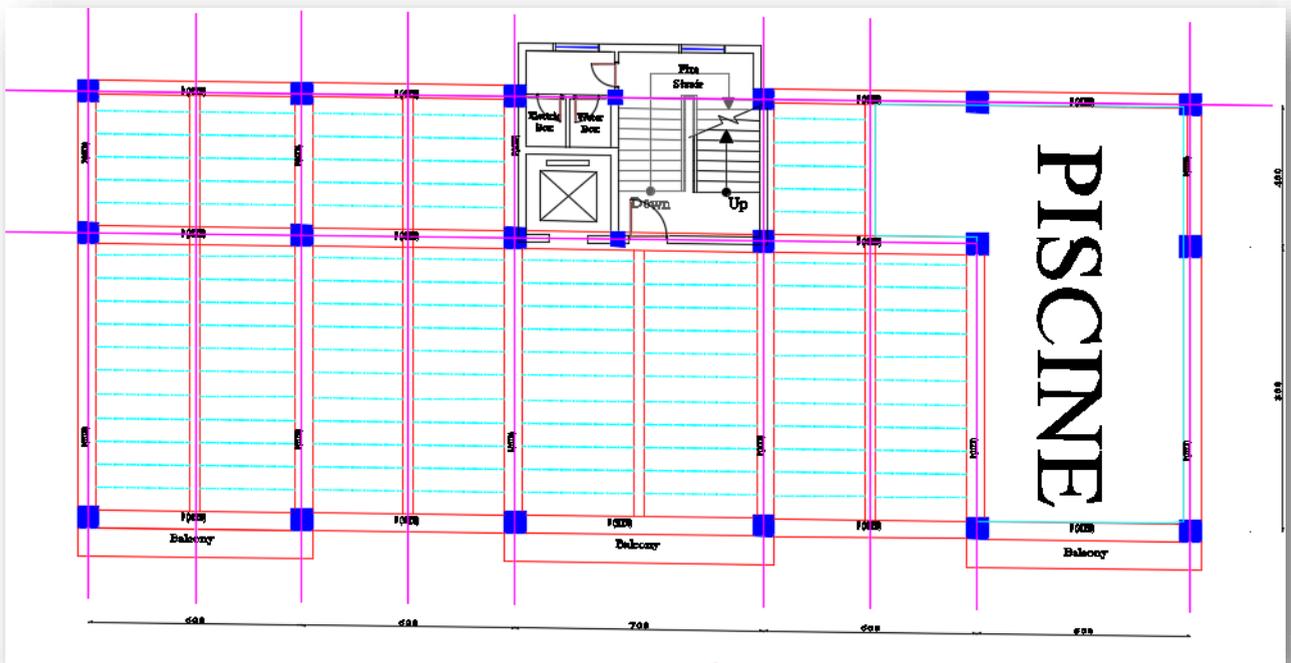


Figure III-15 : Plan de coffrage de niveau Terrasse

II.7.2 Définition Plancher en corps creux

Le plancher corps creux se compose d'une dalle de compression (4 cm) et hourdis(16 cm).

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal (suivant X).

Dans notre construction, il y a trois types de poutrelles qu'on doit étudier chacune séparément.

II.7.3 Evaluation des charges :

$$g = G \times 0.65$$

$$q = Q \times 0.65$$

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$\text{E.L.S} : P_{\text{ser}} = g + q$$

	G (kg/m ²)	Q (kg/m ²)	g (Kg/ml)	q (Kg/ml)	P_u (Kg/ml)	P_{ser} (Kg/ml)
Plancher terrasse	632	150	410.80	97.5	659.75	508.3
Plancher courant	553	150	359.45	97.5	595.55	456.95
Plancher service	553	250	359.45	162.5	693.06	521.95

Tableau III-14 Evaluation des charges de plancher

II.7.3.1 Type des poutrelles:

Poutrelles sur 11 : appuis (plancher étage courant+ étage service)

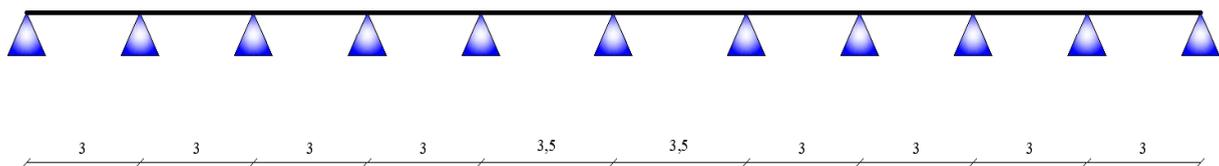


Figure III-16 : schéma statique de poutrelle

II.7.4 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS:

Pour déterminer les sollicitations du moment fléchissant (M) et de l'effort tranchant (T); les nervures du plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées telle que la méthode forfaitaire.

Cette méthode est appliquée généralement dans les planchers dits à charge d'exploitation modérée ($Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5000 \text{ N/m}^2$) et qu'en outre les conditions suivantes sont remplies:

- ✓ Les éléments solidaires ont une même section constante dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (25%).
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements (FPP).

En pratique cette méthode est généralement applicable aux planchers de bâtiment d'habitation, de bureau ...etc.

II.7.5 APPLICATION DE LA METHODE :

- ✓ $Q < 5000 \text{ N/m}^2$, on a $Q = 1000 \text{ N/m}^2$ c.v
- ✓ La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées):
- ✓ $I = \frac{bh^3}{12} = \text{Cste.}$ c.v
- ✓ Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 3/3 = 1 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 3.5/3 = 1.16 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 3.5/3.5 = 1 \leq 1.25$$

CONDITION VERIFIER

$$0.8 \leq 3/3.5 = 0.85 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 3/3 = 1 \leq 1.25$$

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable c.v

VALEURS DES MOMENTS:

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

$$M_t \geq \frac{\max(1.05M; (1 + 0.3\alpha)M) - (M_w + M_e)/2}{2}$$

~~$M_t > \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$~~ *Travée intermédiaire*

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} \quad \text{dans un travée de rive}$$

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

- 0.6M₀** pour une poutre à deux travées,
- 0.5M₀** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- 0.4M₀** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 ($M_0 = ql^2/8$); la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée) et ($\alpha = q/q+g$) le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérée.

$$\alpha t = 0.19$$

$$\alpha c = 0.21$$

$$\alpha s = 0.31$$

Lorsque, sur l'appui de rive, la poutre est solidaire d'un poteau ou d'une poutre (encastrement partiel), il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer le moment dû à cet encastrement; on prend: $M_a = 0.20 M_0$.

VALEURS DE L'EFFORT TRANCHANT:

$$T_g = \frac{p * l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$T_d = -\frac{\bar{p} \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Td: L'effort tranchant à droite de la travée.

Tg: L'effort tranchant à gauche de la travée.

Détermination des Sollicitations :

II.7.6 A. Plancher terrasse :



➤ Calcul des moments en travée :

- E L U :

- Travée 01 :

Dans le cas travée de rive :

$$M_u = \frac{(q * l^2)}{8} = 7.42 \text{KN} * m$$

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} > 1.05 M_0 \Rightarrow M_t > 11.42 \text{KN} * m$$

$$M_t > (1.2 + 0.3\alpha) * \frac{M_0}{2} \Rightarrow M_t > 10.25 \text{KN} * m$$

Donc on prend : $M^1_t = 11.42 \text{ kN} . m$

ELU

Tra vée	L	P _u (kN/ml)	M ₀	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
1	3	6,59	7,42	1,48	3,71	5,19	10,63	-9,15
2	3	6,59	7,42	3,71	2,96	4,45	9,64	-10,14
3	3	6,59	7,42	2,96	2,96	4,82	9,89	-9,895
4	3	6,59	7,42	2,96	2,96	4,82	9,89	-9,85
5	3,5	6,59	7,42	2,96	4,04	7,10	11,85	-11,23
6	3,5	6,59	7,42	4,04	4,04	6,56	11,54	-11,54
7	3	6,59	7,42	4,04	2,96	4,28	9,53	-10,25
8	3	6,59	7,42	2,96	2,96	4,82	9,89	-9,89
9	3	6,59	7,42	2,96	3,71	4,45	10,14	-9,64
10	3	6,59	7,42	3,71	1,48	5,19	9,15	-10,63

Tableau III-15 : des sollicitations ELU

E L S :

Travée	L	Pu (kN/ml)	M0	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
1	3	5,08	5,71	1,14	2,85	4,00	8,19	-7,05
2	3	5,08	5,71	2,85	2,28	3,43	7,43	-7,81
3	3	5,08	5,71	2,28	2,28	3,71	7,62	-7,62
4	3	5,08	5,71	2,28	2,28	3,71	7,62	-7,62
5	3,5	5,08	5,71	2,28	3,11	5,47	9,13	-8,65
6	3,5	5,08	5,71	3,11	3,11	5,05	8,89	-8,89
7	3	5,08	5,71	3,11	2,28	3,30	7,34	-7,89
8	3	5,08	5,71	2,28	2,28	3,71	7,62	-7,62
9	3	5,08	5,71	2,28	2,85	3,43	7,81	-7,43
10	3	5,08	5,71	2,85	1,14	4,00	7,05	-8,19

Tableau III-16 : des sollicitations ELS

B. Plancher étage courant :

ELU

Travée	L	Pu (kN/ ml)	M0	Mg (KN.m)	Md (KN. m)	Mt (KN. m)	Tg (KN)	Td (KN)
1	3	5,95	6,69	1,33	3,34	4,68	9,59	-8,25
2	3	5,95	6,69	3,34	2,67	4,01	8,70	-9,14
3	3	5,95	6,69	2,67	2,67	4,35	8,92	-8,92
4	3	5,95	6,69	2,65	2,67	4,35	8,92	-8,92
5	3,5	5,95	6,69	2,67	3,64	6,40	10,68	-10,13
6	3,5	5,95	6,69	3,64	3,64	5,92	10,41	-10,41
7	3	5,95	6,69	3,64	2,67	3,86	8,60	-9,24
8	3	5,95	6,69	2,67	2,67	4,35	8,92	-8,92
9	3	5,95	6,69	2,677	3,34	4,016	9,14	-8,70
10	3	5,95	6,69	3,34	1,33	4,68	8,25	-9,59

Tableau III-17: diagramme étage courant ELU

Tableau III-18 : des sollicitations ELS *ELS*:

Travée	L	Ps (kN/ml)	M0	Mg (KN. m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
1	3	4,56	5,13	1,02	2,56	3,59	7,35	-6,32
2	3	4,56	5,13	2,56	2,05	3,07	6,66	-7,01
3	3	4,56	5,13	2,05	2,05	3,33	6,84	-6,84
4	3	4,56	5,13	2,05	2,05	3,33	6,84	-6,84
5	3,5	4,56	6,98	2,05	2,79	4,90	8,19	-7,76
6	3,5	4,56	6,98	2,79	2,79	4,53	7,98	-7,98
7	3	4,56	5,13	2,79	2,05	2,96	6,59	-7,08
8	3	4,56	5,13	2,05	2,05	3,33	6,84	-6,84
9	3	4,56	5,13	2,05	2,56	3,07	7,01	-6,66
10	3	4,56	5,13	2,56	1,02	3,59	6,32	-7,35

c. Plancher étage service :

ELU:

Tableau III-19 : des sollicitations
ELU

Travée	L	Pu (kN/ml)	M0	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
1	3	6,93	7,79	1,55	3,89	5,45	11,17	-9,61
2	3	6,93	7,79	3,89	3,11	4,67	10,13	-10,65
3	3	6,93	7,79	3,11	3,11	5,06	10,39	-10,39
4	3	6,93	7,79	3,11	3,11	5,06	10,39	-10,35
5	3,5	6,93	10,61	3,11	4,24	7,46	12,44	-11,80
6	3,5	6,93	10,61	4,24	4,24	6,89	12,12	-12,12
7	3	6,93	7,79	4,24	3,11	4,50	10,01	-10,77
8	3	6,93	7,79	3,11	3,11	5,06	10,39	-10,39
9	3	6,93	7,79	3,11	3,89	4,67	10,65	-10,13
10	3	6,93	7,79	3,89	1,55	5,45	9,61	- 11,17

ELS:

Travée	L	Ps (kN/ml)	M0	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Tg (KN)	Td (KN)
1	3	5,21	5,86	1,17	2,93	4,10	8,40	-7,22
2	3	5,21	5,86	2,93	,34	3,51	7,61	-8,01
3	3	5,21	5,86	2,34	2,34	3,80	7,81	-7,81
4	3	5,21	5,86	2,34	2,34	3,80	7,81	-7,81
5	3,5	5,21	7,97	2,34	3,19	5,60	9,35	-8,87
6	3,5	5,21	7,97	3,19	3,19	5,185	9,11	-9,11
7	3	5,21	5,86	3,19	2,34	3,38	7,53	-8,09
8	3	5,21	5,86	2,34	2,34	3,80	7,81	-7,81
9	3	5,21	5,86	2,34	2,93	3,51	8,01	-7,61
10	3	5,21	5,86	2,93	1,17	4,102	7,22	-8,40

**Tableau III-20 : des sollicitations
ELS**

II.7.7 Ferrailage des poutrelles :

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section Té soumise à la flexion simple.

Type de plancher	ELU			ELS		
	$M_A(\max)$	$M_t(\max)$	$V(\max)$	$M_A(\max)$	$M_t(\max)$	$V(\max)$
Plancher terrasse	4.04	7.10	11.85	3.11	5.47	9.13
Plancher courant	3.64	6.40	10.68	2.79	4.90	8.19
Plancher service	4.24	7.46	12.449	3.19	5.60	9.35

Tableau III-21 sollicitations des poutrelles

- *Plancher terrasse :*

1. Armature longitudinale :

$$b = 65 \text{ cm} , \quad b_0 = 10 \text{ cm} , \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} , \quad d = 18 \text{ cm} , \quad c = 2 \text{ cm}$$

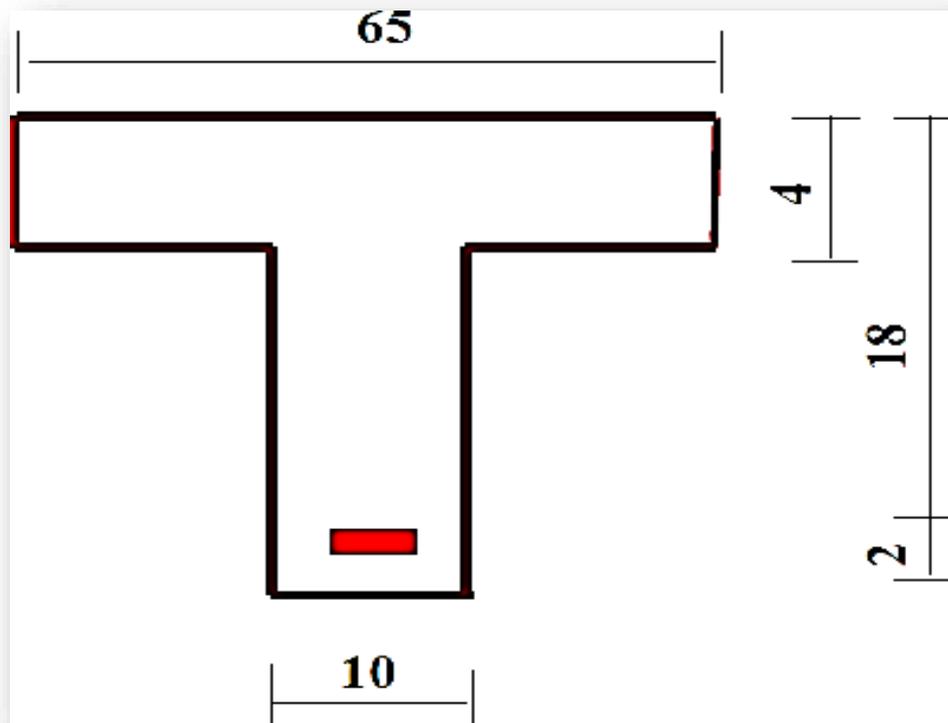


Figure III-17 :

E.L.U:

❖ **En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_{te} = \delta_b \times b \times h_0 \times \frac{(d - h_0)^2}{2} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \frac{(0.18 - 0.02)^2}{2}$$

$$M_{te} = 59.072 \text{ KN.m} > M_{max} = 7.10 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{7.1 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.024$$

$$0.024 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$z = 18(1 - 0.4 \times 0.03) = 17.78 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = 1.14 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A = 0.23(b \times d) \times \frac{f_t^{2/3}}{f_c} = 1.41 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal :**

$$0.001 \times b \times h = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_{calculé}, A_{min}, A_{pm}) : \quad A = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 2\text{HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ **En appui:**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 d^2 f_{bu}) = 0.087$$

$$0.087 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.172$$

$$z = 18(1 - 0.4 \times 0.172) = 16.76 \text{ cm}$$

$$A = M_u / (\beta \times d \times \sigma_s) = 0.70 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A = 0,23(b d) f_t 28 / f_e = 0.22 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$0.001 \times b \times h = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\text{min}}, A_{\text{pm}})$:

$$A = 0.70 \text{ cm}^2$$

soit : **3HA 10** **2.36 cm²**

- **Vérification au cisaillement :**

- $r_u = V_u / (b \cdot d) =$

- $V_{u \max} = 11.85 \text{ KN}$

- $r_u = 0.65 \text{ MPA} < r_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \text{OK} \quad [15]; [5]$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Calcul des armatures transversales CBA93 (Article A.5.1.2.2)

$$\Phi_t \leq \min(h/35; \Phi_L; b_0/10) = 5.71 \text{ mm}$$

Φ_t : diamètre maximale des armatures longitudinales. On

adopted une épingle avec $A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

	A_{calc} (cm ²)	A_{pm} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{radop} (cm ²)
Travée	1.14	1.3	1.41	1.41	2HA10=1.57	2Φ 6 =0.57
Appuis	0.70	0.2	0.22	0.70	3HA10=2.36	2Φ6 = 0.57

Tableau III-22 : des armatures transversales

$$\min\{0,9 \cdot d; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$St < min$$

$$At. fe:/ (b0. St) = 33.48\text{cm}$$

$\alpha=90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $k=1$ (pas de reprise de bétonnages, flexion simple et fissuration peu nuisible).

$$St = \min. (16.20; 33.48)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

Vérification des armatures longitudinales :

✓ **Appui de rive**

$$A_L \geq \gamma_s \times V_u / f_e = 0,34\text{cm}^2$$

Avec $AL = A_{travée} + A_{appuis}$

$$AL = 2HA10 + 3HA10 = 3.93\text{cm}^2 > 0.43\text{cm}^2$$

✓ **L'appui intermédiaire**

$$AL \geq (v_u + 0.9 \times d) f_e = 0.85\text{cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les AL)

- Vérification de la jonction table-nervure

$$\tau_u \times b_1 / (0,9 \times d \times b \times h_0) \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b_1 = (b - b_0) = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

C.V

Vérifications à l'ELS

- *État limite d'ouverture des fissures*

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- *État limite de compression du béton :*

✓ **En travée :**

$$M_{max} = 5,47 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre : $A' = 0$

$$y = 3,26 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = 5867,31 \text{ cm}^4$$

➤ *Vérification des contraintes :*

maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \overline{\delta_{bc}}$

$$\delta_{bc} = 3,03 \text{ MPa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

✓ **En appui :**

$$M_{max} = 3,11 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre : $A' = 0$

$$y = 7,14 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = 3990,79 \text{ cm}^4$$

➤ *Vérification des contraintes :*

- Contraintes maximale de compression de béton : $\delta_{bc} < \overline{\delta_{bc}}$

$$\delta_{bc} = 5.56 \text{ MPA} < \delta_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ok}$$

- **Vérifications de la flèche : CBA93 (Article B .6.5.2)**

Les conditions si après ne sont pas vérifier donc il faut calculer la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.012 - 0.007 + 0.033 - 0.022 \Rightarrow \Delta f_t = \mathbf{0.016cm}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est (CBA 93 art B 5 6 3) :

$$\Delta f = L / 500 = 0.69 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = \mathbf{0.016cm} < \Delta f_{adm} = \mathbf{0.69cm}$$

Vérifié

plancher		Terrasse	Étages courants	Étage service
Travées	M _t (KN.m)	7.10	6.40	7.64
	μ _{bu}	0.024	0.023	0.032
	α	0.03	0.029	0.041
	Z (cm)	17.78	17.79	17.70
	A (cm ²)	1.165	1.10	1.53
	A _{min} (cm ²)	1.41	1.41	1.41
	A_{adop} (cm²)	1.41	1.41	1.53
appuis	M _a (KN.m)	4.04	3.64	4.24
	μ _{bu}	0.128	0.121	0.167
	α	0.172	0.162	0.23
	Z (cm)	16.76	16.83	16.34
	A (cm ²)	1.01	0.95	1.35
	A _{min} (cm ²)	0.22	0.22	0.22
	A_{adop} (cm²)	0.70	0.56	0.76

Tableau III-23 ferrailage des poutrelles

Plancher	Travées (cm ²)	Appuis (cm ²)	V _u (KN)	r (Mpa)	τ (Mpa)
Terrasse	3HA10=2.46	2HA10=1.57	11.85	0.65	3.33
Étages courants	3HA10=2.46	2HA10=1.57	10.68	0.58	3.33
Étages service	3HA10=2.46	2HA10=1.57	12.45	0.70	3.33

Tableau III-24 : vérifications des efforts tranchants

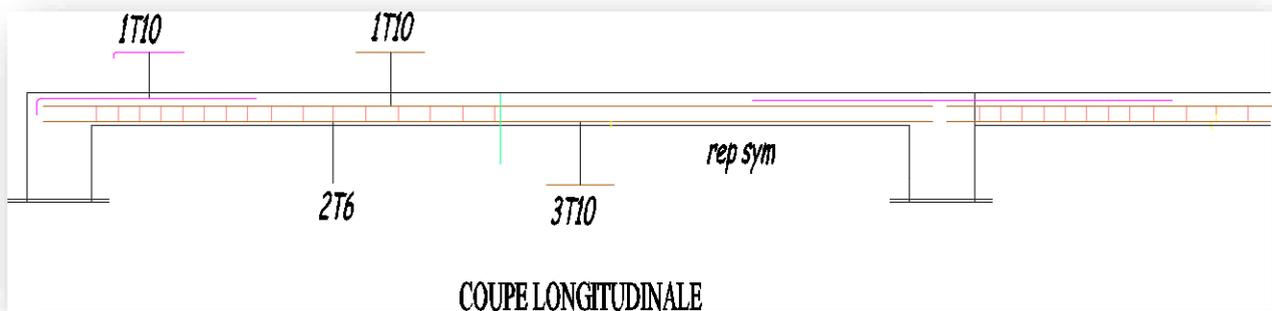
plancher	Travées			Appuis			σ (MPA)
	M _t (KN.m)	I (cm ⁴)	σ (MPA)	M _a (KN.m)	I (cm ⁴)	σ (MPA)	
Terrasse	5.47	5867.31	2.92	3.11	3990.79	7.68	15
Étages courants	4.90	5867.31	2.74	2.79	3990.79	7.21	15
Étages service	5.60	5867.31	3.70	3.19	3990.79	9.74	15

Tableau III-25 : vérification des contraintes

Plancher	Terrasse	Étages courants	Étages service
q_{jser} (KN/m)	1.85	2.5	1.85
q_{gser} (KN/m)	3.98	3.38	3.38
q_{pser} (KN/m)	4.63	4.355	5
M_{jser} (KN.m)	2.75	3.72	2.75
M_{gser} (KN.m)	5.92	5.03	5.03
M_{pser} (KN.m)	6.89	6.44	7.44
Δf_t (cm)	0.016	0.025	0.034
Δf_{adm} (cm)	0.69	0.69	0.69
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III-26 : vérification de la flèche

II.7.7.1 Schéma de ferrailage :



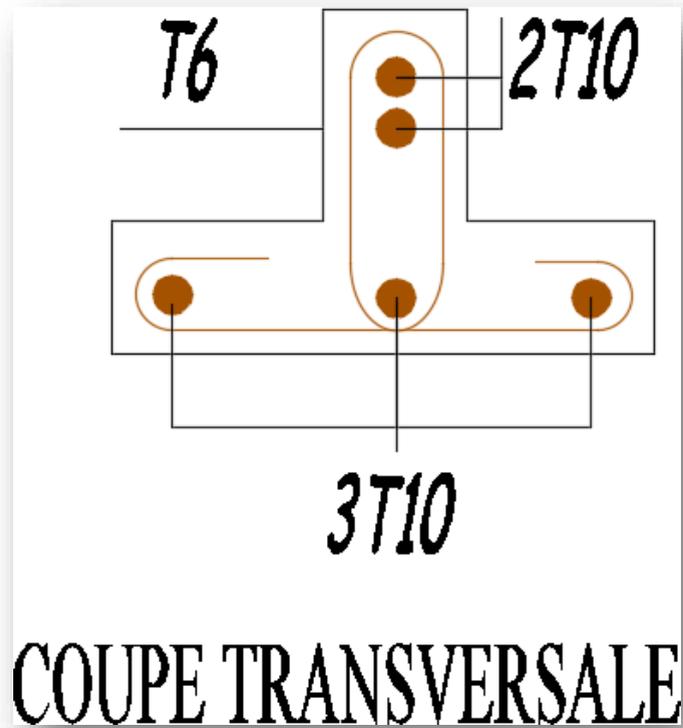


Figure III-18 ferrailage de poutrelle

II.7.7.2 Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_1 = 4 L_1 / f_e$$

$$\text{Si : } L_1 \leq 50\text{cm} \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec

- ✓ L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$).
- ✓ A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).
- ✓ A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).
- ✓ $A_2 = A_1/2$
- ✓ $f_e = 400\text{MPa}$

On a: $L = 65\text{cm}$

$$A_1 = \frac{4 l_1}{f_e} = 0.65\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend: $6\Phi 5 = 1,18\text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = 100 / 6 = 16,67\text{cm}$$

On adopte $S_t = 15\text{cm}$

Armatures de répartitions

$$A_2 = A_1/2 = 0,325\text{ cm}^2/\text{ml}$$

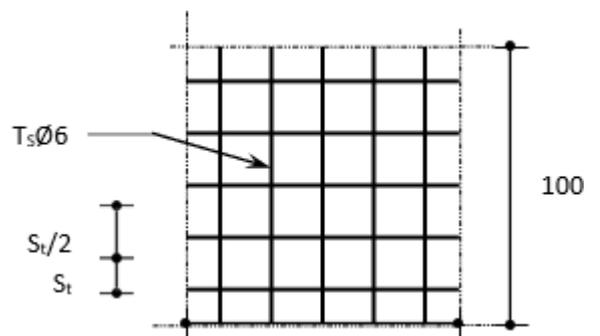
On prend : $6 \times \Phi 5 = 1,18\text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = 100/6 = 16,67\text{ cm}$$

On adopte un espacement = 15cm

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\Phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

Figure III-19: Disposition constructive de l'armature de la dalle de compression



CHAPITRE IV :

ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

chapitre 4

Introduction

Choix de la méthode de calcul

La méthode statique équivalente

La méthode dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse modale spectrale

Evaluation de l'action sismique selon la méthode statique équivalente

Règlement parasismique algérien

Valeur de l'effort sismique global

Combinaisons d'actions

Modélisation

Présentation sommaire du logiciel utilisé

Modélisation de la structure

Vue tridimensionnel de l'ouvrage

Les charges à considérées

Combinaisons de charges utilisées

Les dispositions des voiles

Nombre de mode à considérer

Application de la méthode d'analyse modale spectrale

Présentation des différents modes

les différentes vérifications

Vérification de déplacement

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Vérification de L'excentricité accidentelle

Vérification de l'ouvrage vis-à-vis du risque de renversement

I Introduction :

Pour les ingénieurs et les architectes, bâtir en zone sismique nécessite dans un premier temps, une évaluation précise et quantifiée (à travers des grandeurs aisément manipulables) de l'action sismique à prendre en compte dans le dimensionnement et la vérification de la stabilité des ouvrages. Au niveau de la méthode aux états limites, l'action du séisme a été intégrée sous forme d'action accidentelle, et ce à côté des autres charges tels que les charges permanentes, les surcharges d'exploitations et les charges climatiques. D'une manière générale, le calcul de la force sismique sur une construction suit le processus général suivant :

- ✓ Détermination de l'accélération en fonction de la zone d'implantation et de l'importance de l'ouvrage ;
- ✓ Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure (périodes, amortissements, etc.) ;
- ✓ Évaluation de l'action sismique suivant le code de calcul en vigueur (à l'instar des règles RPA en Algérie par exemple) ;
- ✓ répartition de la charge sismique de calcul entre les différents éléments de contreventement de la structure, en recourant aux méthodes habituelles de la résistance des matériaux ;
- ✓ vérification de la résistance et de la stabilité des éléments constitutifs.

Pour les bâtiments, les forces d'origine sismique seront toujours appliquées au niveau des planchers, et le calcul se fera simultanément dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

II Choix de la méthode de calcul :

Pour la détermination des forces sismiques sur les constructions, nous disposons à l'heure actuelle de 3 approches :

II.1 La méthode statique équivalente :

le principe consiste à remplacer l'action dynamique d'origine sismique par une charge statique dite équivalente, censée provoquer les mêmes effets ;

II.2 La méthode dynamique par accélérogrammes :

connaissant un accélérogramme type, dépendant de l'historique sismique de la région où sera implanté l'ouvrage, du niveau de sécurité désirée, la réponse dynamique de la structure soumise à cet accélérogramme est déterminée en fonction de l'intensité et de la fréquence du phénomène sismique. Dans cette approche, l'effet de l'interaction, sol-structure est pris en compte. Cette analyse nécessite évidemment le recours aux ordinateurs et aux logiciels spécialisés développés à cet effet ;

II.3 La méthode d'analyse modale spectrale :

elle n'a besoin que de l'accélérogramme et des caractéristiques géométriques de la structure et l'étude comporte cinq phases :

- ✓ détermination du spectre de réponse ;
- ✓ détermination des caractéristiques dynamiques de la structure ;
- ✓ détermination des forces statiques équivalentes au moyen du spectre de réponse pour différentes périodes (fondamentale et d'ordres supérieurs) ;

- ✓ détermination des efforts dans les éléments ;
- ✓ analyse modale.

II.4 Evaluation de l'action sismique selon la méthode statique équivalente :

Le début de l'élaboration théorique du génie sismique se situe entre la fin du XIX^e et le début du XX^e siècle. Les observations et l'analyse des conséquences du tremblement de terre de 1891 qui a touché la région de Mino-Ovari au Japon, ont permis d'obtenir pour la première fois certaines valeurs quantitatives des accélérations maximales du sol. C'est aussi pour la première fois qu'a été posé par *T.OMORI*, le problème fondamental du génie sismique : l'évaluation des forces d'origines sismiques qui agissent sur les constructions pendant un tremblement de terre. *T.OMORI* considère la structure comme infiniment rigide. Dans cette hypothèse, il néglige la déformabilité propre de la structure, et détermine la force sismique pour une structure plus ou moins fictive qui aurait le même mouvement que le sol. Dans ce cas, les valeurs maximales des forces sismiques peuvent être représentées par une fraction du poids de la construction, selon l'expression générale suivante :

$$S = m \gamma_0 = Q (\gamma_0 / g) \quad (4.1)$$

Avec :

- ✓ m = une partie de la masse ;
- ✓ γ_0 = accélération.

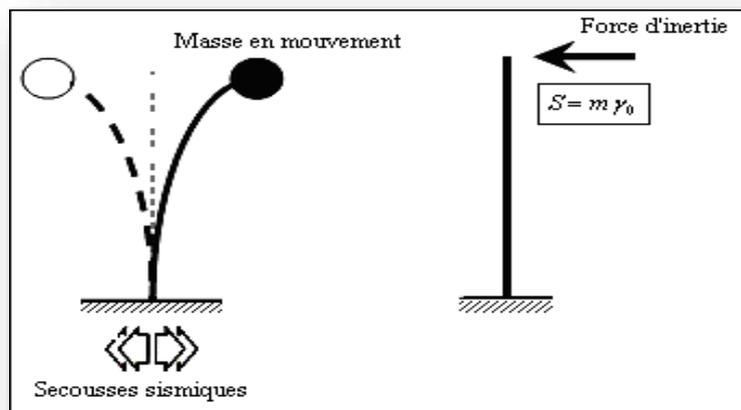


Figure IV-1 : Simulation statique de l'action sismique sur une construction.

Le champ uniforme de la force donnée par l'équation (4.1) lui donne un caractère statique. C'est pourquoi la méthode de T. OMORI est appelée théorie statique du génie sismique. L'hypothèse de la structure infiniment rigide (on néglige ainsi son comportement dynamique), peut être justifiée pour un nombre limité de constructions, dont les déformations

sont négligeables par rapport aux déplacements de la base. Cependant et malgré ses défauts évidents, cette méthode a représenté en son temps un progrès essentiel dans la recherche d'une base scientifique pour les calculs antisismiques. Le principe fondamental de la méthode statique a été repris par de nombreux codes de calcul parasismiques, notamment le code Algérien (RPA/2003).

La force statique résultante équivalente est donnée par une expression forfaitaire qui relie, d'une façon quantitative, les paramètres de mouvement du sol, les propriétés physiques et dynamiques du bâtiment et son usage principal. Elle agit à la base du bâtiment et elle est supposée répartie sur la hauteur depuis sa base jusqu'au sommet. La structure étant soumise à ces forces équivalentes, on est alors ramené à un simple calcul de contreventement qui se résout par les méthodes usuelles de calcul des structures. Le dimensionnement des éléments structuraux est ensuite effectué en utilisant les règlements de béton armé ou de construction métallique en vigueur, tels que le CBA/93 et le CMA en Algérie. Dans les paragraphes suivants nous allons présenter le code de calcul parasismique en vigueur en Algérie, accompagné de quelques applications numériques.

II.5 Règlement parasismique algérien :

Les règles parasismiques Algériennes, représentent le document technique réglementaire en vigueur en Algérie qui fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. Le terme acceptable montre bien qu'un certain seuil de sécurité est visé, seuil qui s'accroît avec l'application stricte des codes parasismiques, l'amélioration des performances des matériaux utilisés, des notes de calcul plus fines grâce notamment à une modélisation des structures plus proche de la réalité (recours aux calculateurs) et enfin de nouvelles connaissances acquises sur la base d'expertises des séismes récents.

Pour les structures courantes, les objectifs visés par le RPA consistent à doter la structure :

- ✓ d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent ;
- ✓ d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour les ouvrages stratégiques tels que les centres de commandements, les casernes de pompiers, et les hôpitaux, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur. Par contre, elles ne sont pas applicables aux centrales nucléaires, installations de gaz naturel liquéfié, aux installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, aux barrages, aux ouvrages maritimes, aux ponts, aux tunnels, et enfin aux réseaux et ouvrages enterrés. De même que les ouvrages en béton précontraint et en bois.

NB : Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans

la zone sismique **II-a**, groupe d'usage **1B**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre Tour ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99 / version 2003, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure : $H = 56,00 \text{ m} > 23 \text{ m}$

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017

II.5.1 Valeur de l'effort sismique global :

Conformément à l'article 4.2.3 des règles RPA/2003, les forces sismiques de calcul V dans les 2 directions seront déterminées d'après la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W \quad (4.1)$$

Avec :

A= coefficient d'accélération de zone. Le coefficient A dépend de la zone sismique et du groupe d'usage (ou groupe d'importance).

D = Coefficient d'amplification dynamique. Le facteur d'amplification dynamique est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q = Facteur de qualité.. Il dépend de plusieurs facteurs notamment :

- ✓ la redondance et la géométrie des éléments qui les constituent ;
- ✓ la régularité en plan et en élévation ;
- ✓ la qualité du contrôle de la construction et des matériaux.

R = Coefficient de comportement. Le RPA/2003 donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure. La valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement.

W = Poids de la structure à considérer. Le poids de la structure est évalué en considérant la totalité des charges permanentes et celles des équipements fixes (éventuelles) et une fraction des charges d'exploitations. A titre d'exemple, pour les bâtiments à usage d'habitation, le poids à considérer dans le calcul de l'action sismique, comprend la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations.

Classification de site :

Selon le RPA 99 / version 2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol **rocheux (Catégorie S1)**.

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

❖ **Coefficient d'accélération A :**

A	ZONE			
Groupe	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.1	0.14	0.18
				0.2

Figure2 : tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)

Zone **IIa**,

D'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,20**

groupe d'usage **1B**

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

La valeur de la période fondamentale de la structure est estimée par l'expression suivante :

$$T = \text{Min} \left(C_T \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{L} \right)$$

La valeur du coefficient C_T pour une structure réalisée par des portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie est de 0,075.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en	0,075
2	maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	
	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en	0,050
	maçonnerie	
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en	0,050
	béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	
		$C_t = 0,075$

$$T_x = 0,09 \times h_N / \sqrt{L} = 0,90 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,09 \times h_N / \sqrt{L} = 1,45 \text{ sec}$$

Valeur de T_2 : Elle est fonction du site d'implantation, soit pour les 4 sites normalisés :

- ✓ Site S_1 ; $T_2 = 0,3s$
- ✓ Site S_2 ;
- ✓ Site S_3 ; $T_2 = 0,4s$
- ✓ Site S_4 ; $T_2 = 0,5s$
- $T_2 = 0,7s$

Pour la structure étudiée, et quelque soit le type de site, la condition suivante est vérifiée :

$$0.3 < T = 0,90s < 3s$$

Le facteur d'amplification dynamique se calculera ainsi selon l'expression suivante :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2.3}$$

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

	Portiques		Voiles ou murs		$\eta = 0.763762616$	
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie			
Léger	6	4	10	10		

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,76 > 0,7 \quad ; \text{ avec : } \xi = 10\%$$

Ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10\%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0,76$). (Tab 4.2)

Pour notre site type : **S1** $T_2 = 0,3$ s (tab 4.7)

On prend : **$T_x = 0.90$ sec**

$$T_y = 1.45\text{sec}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{D} = 2,5\eta(T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,76(0,30/0,90)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D_x = 0.91}$$

$$\mathbf{D_y = 0,84}$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

On a aussi une autre relation d'après le RPA99-Version2003 :

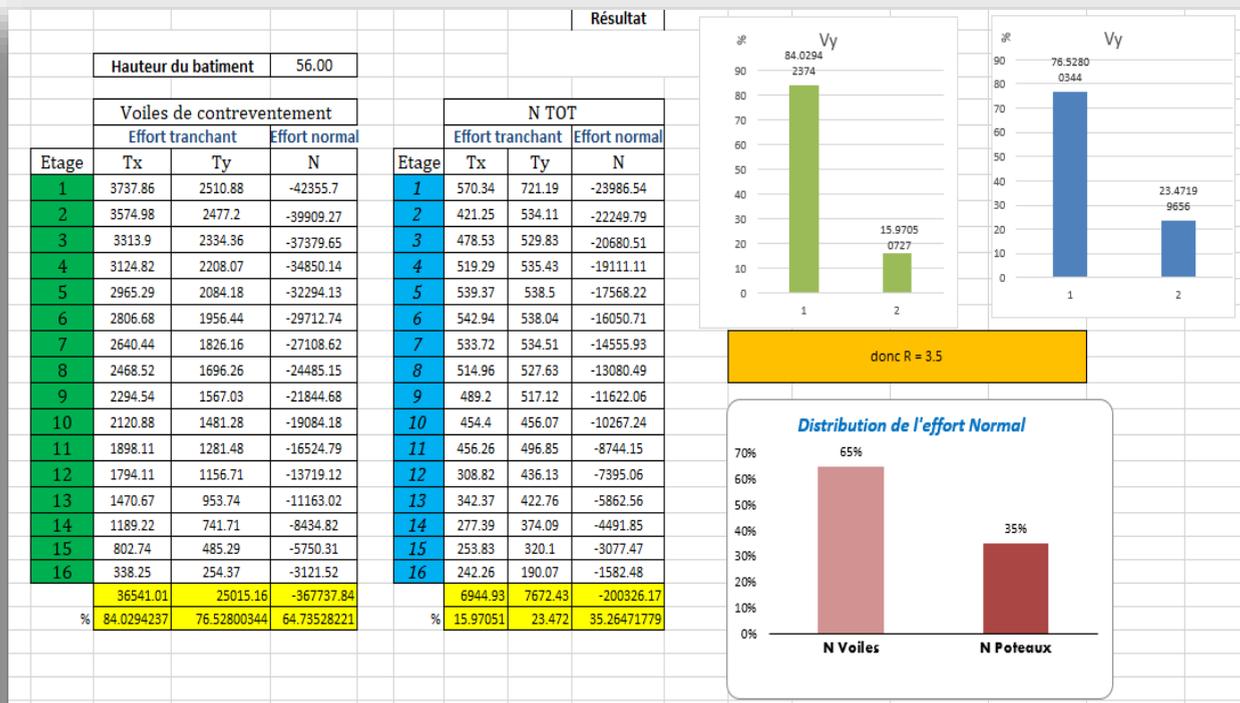


Figure IV-4 distribution de l'efflores verticale et horizontales sur les voiles et les poteaux

$N_{voile}/N_{tot} = > 0,2$ CV. Alors le coefficient de comportement égale à : **R = 3.5**

❖ Facteur de qualité **Q** :

✓ Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA 99 / version 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est **< 1,5**.

● sens longitudinal : (5 travée)

$L_{max}/L_{min} = 7.00/600 = 1.16 < 1,5$ critère observé $pq = 0$

● sens transversal : (2 travée)

$L_{max}/L_{min} = 8/4 = 2 > 1,5$ critère non observé $pq = 0.05$

✓ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins **(4)** files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

● sens longitudinal : (5 travée)

$L_{max}/L_{min} = 7.00/600 = 1.16 < 1,5$ critère observé $pq = 0$

● sens transversal : (2 travée)

● $L_{max}/L_{min} = 8/4 = 2 > 1,5$ critère non observé $pq = 0.05$

✓ Régularité en plan

● La Tour présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

● L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension de la Tour mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

● La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $31/12 = 2.58 < 4 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

● la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

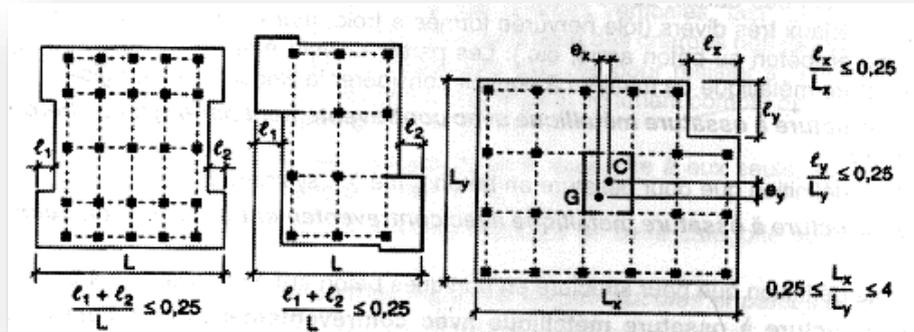


Figure IV-5 : Limites des décrochements en plan.

- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

Donc le critère est observé $pq = 0.00$

✓ Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $pq = 0$

✓ Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$pq = 0,05$

✓ Contrôle de la qualité de l'exécution

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

On considère que ce critère est non observé : $pq = 0.10$

Tableau IV-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.

Critère q	Pq	
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
la somme	0.20	0.3

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

$$Q = \max \{Q_x, Q_y\}$$

$$Q_x = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0,35 = 1,35$$

❖ poids total de la structure **W** :

Il comprend la totalité de la charge permanente et 20% de la surcharge d'exploitation.

$$W = W_G + \beta W_Q = W_G + 0,20W_Q$$

$$W = (PP+G)+0,2Q$$

$$\text{Donc : } W=67651,35\text{KN}$$

❖ Calcul de l'effort sismique global **V** :

$$V_{X\text{statique}} = \frac{0,2 \times 0,91 \times 1,25}{3,5} \times 67651,35 = 5102,1 \text{ KN}$$

$$V_{Y\text{statique}} = \frac{0,2 \times 0,84 \times 1,35}{3,5} \times 67651,35 = 4015,93 \text{ KN}$$

II.5.2 Combinaisons d'actions :

Lorsqu'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique pour la détermination des sollicitations et des déformations, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G + Q \pm E \quad (4.3)$$

$$0,8G \pm E \quad (4.4)$$

Pour les ouvrages contreventés par des portiques auto-stables, les poteaux seront calculés sous la combinaison suivante :

$$G + Q \pm 1,2E \quad (4.5)$$

Avec :

G = charges permanentes ;

Q = charges d'exploitations ;

E = action du séisme représenté par ses composantes horizontales.

La combinaison (4.4) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale, il s'agit donc d'une prise en compte indirect de la composante verticale du séisme par les règles RPA/2003. Enfin la combinaison (4.5) a pour objet de fournir aux poteaux une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs.

III Modélisation :

III.1 Présentation sommaire du logiciel utilisé :

ROBOTSRTUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2017 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- ✓ Modéliser des structures,
- ✓ Les calculer,
- ✓ Vérifier les résultats obtenus,
- ✓ Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles C.B.A/93.



Figure IV-6 : Les différents types de structures.

III.2 Modélisation de la structure :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles :(vent, extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple «ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

L'étude des éléments de contreventement consiste en l'évaluation et la distribution des charges verticales et horizontales aux portiques et voiles. Cette étude est effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel « ROBOT 2017 ». Pour la détermination des sollicitations et des déformations correspondantes ; le ferrailage étant effectué conformément aux prescriptions réglementaires (BAEL 91 et RPA 99 version 2003).

III.3 Vue tridimensionnel de l'ouvrage :

La figure ci-dessous présente la modélisation tridimensionnelle de la tour (R+15) qui fait l'objet de notre présente étude.

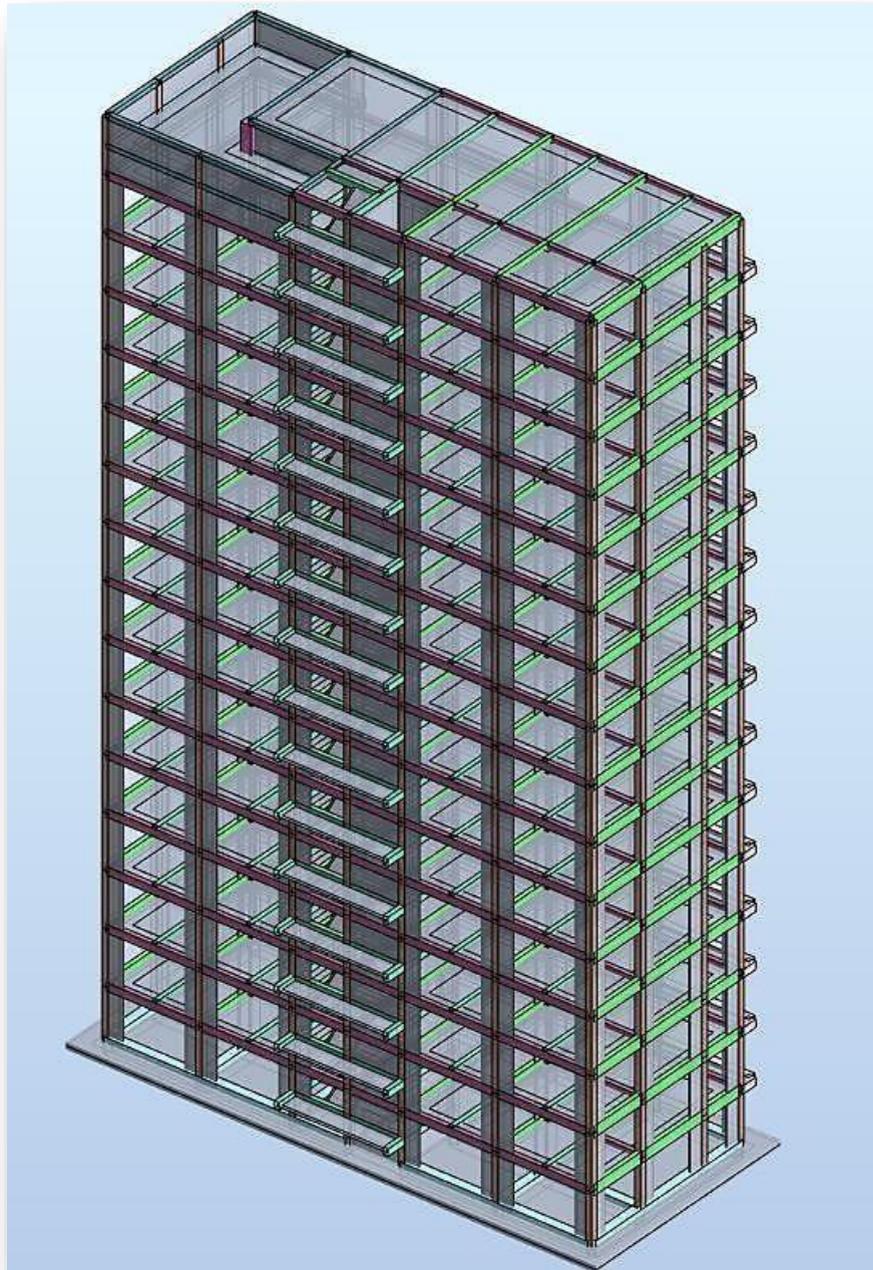


Figure IV-7 : Modélisation tridimensionnelle de la tour.

III.3.1 Les charges à considérées :

Après la définition de la géométrie et des sections des différents éléments de la structure (poutres, poteaux), on passe donc à la définition des charges appliquées. Les charges considérées dans le calcul de la tour sont les suivantes :

- ✓ Les charges permanentes comprenant principalement les poids des éléments,
- ✓ Les surcharges d'exploitations,
- ✓ Le séisme.

Les charges permanentes sont généralement évaluées à partir des volumes de bétons mis en place. Les charges d'exploitations sont fixées par le DTR-BC 2.2, intitulé « Charges permanentes et charges d'exploitation ». L'action sismique sera évaluée à partir du DTR B.C.2.48, intitulé « Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A/2003) », sous réserve que les conditions de son application soient vérifiées.

III.3.2 Combinaisons de charges utilisées

Nous avons, dans notre note de calculs, 3 types de charges (3 cas de charges) à savoir :

- ✓ Les charges permanentes «G»,
- ✓ Les surcharges d'exploitations «Q»,
- ✓ Le séisme «E».

Ainsi nous avons négligés certaines autres charges telles que, les effets de la température, la neige et le vent. Dans le cas où seules les charges permanentes et les surcharges sont prises en compte, les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$G + Q \text{ (ELS)}$$

Lorsqu'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique pour la détermination des sollicitations et des déformations, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Pour les ouvrages contreventés par des portiques auto-stables, les poteaux seront calculés sous la combinaison suivante :

$$G+Q \pm 1,2E$$

Les résultats que nous exposons sont les globaux et ont tous été calculés par le logiciel Robot. Après le calcul des sollicitations, on déterminera les sections d'aciers à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul sera mené selon les RPA99/2003 et le CBA93.

Les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

III.3.3 Les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

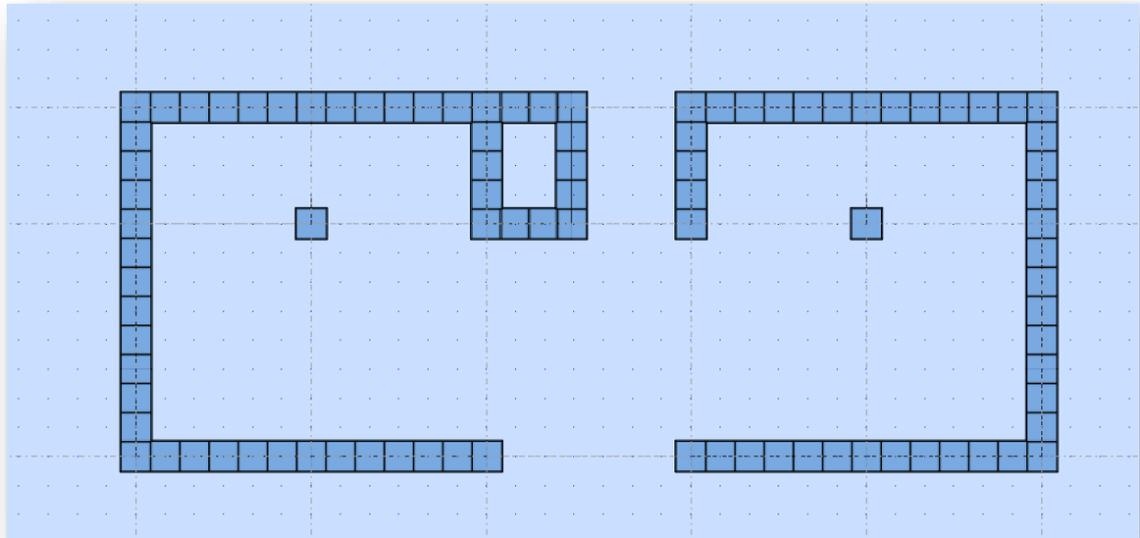


Figure IV-8 : La 1^{ère} disposition des murs voiles et poteaux (RDC + 15 étages).

$T=1,46 \text{ sec}$
 $W=6859,76\text{tonn}$

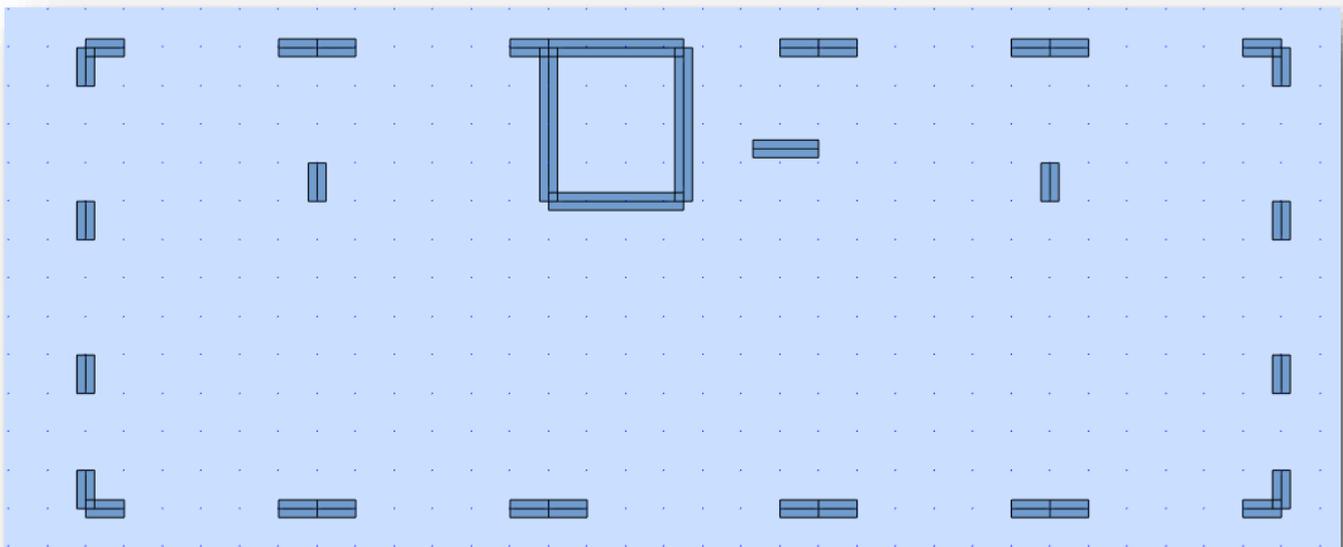


Figure IV-9: La 2^{ème} disposition des murs voiles et poteaux (RDC + 15 étages).

$T=1,48 \text{ sec}$
 $W=6765,02\text{tonnes}$

III.3.4 Nombre de mode à considérer :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Selon le RPA99/ version 2003 (Art4.3.4) : le nombre minimal de mode (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.20$ sec.

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

$$N=15 \Rightarrow K \geq 3\sqrt{15} \Rightarrow K \geq 11,62 \quad \text{on adopte : } K=15 \text{ et } T_{15}=0.11 \leq 0,20\text{sec}$$

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque mode.

Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2017).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	0.68	1.48	0.39	69.16	0.39	69.16	6765025.63	6765025.63
5/ 2	0.73	1.38	72.14	69.70	71.75	0.54	6765025.63	6765025.63
5/ 3	1.04	0.97	73.43	70.61	1.29	0.90	6765025.63	6765025.63
5/ 4	2.05	0.49	73.53	71.46	0.10	0.85	6765025.63	6765025.63
5/ 5	2.09	0.48	73.64	73.18	0.10	1.72	6765025.63	6765025.63
5/ 6	2.20	0.45	73.68	83.02	0.04	9.84	6765025.63	6765025.63
5/ 7	2.43	0.41	84.76	83.06	11.08	0.04	6765025.63	6765025.63
5/ 8	2.83	0.35	84.77	86.17	0.01	3.11	6765025.63	6765025.63
5/ 9	3.28	0.31	84.79	86.28	0.02	0.10	6765025.63	6765025.63
5/ 10	3.35	0.30	84.80	88.57	0.02	2.29	6765025.63	6765025.63
5/ 11	3.51	0.28	85.51	88.57	0.71	0.00	6765025.63	6765025.63
5/ 12	3.62	0.28	85.52	88.61	0.01	0.04	6765025.63	6765025.63
5/ 13	4.15	0.24	89.19	88.82	3.67	0.21	6765025.63	6765025.63
5/ 14	4.31	0.23	89.26	88.85	0.07	0.04	6765025.63	6765025.63
5/ 15	4.35	0.23	89.35	90.48	0.09	1.62	6765025.63	6765025.63
5/ 16	4.41	0.23	89.67	90.65	0.32	0.17	6765025.63	6765025.63

Selon le RPA99/ version 2003 (Art4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_x =$	0.905211	$1.3 \cdot T_x =$	1.176774
$T_y =$	1.454923	$1.3 \cdot T_y =$	1.891399

$$T_e > T_{dyn} \quad \text{OU} \quad T_e < T_{dyn} < 1.3T_e \quad \text{OU} \quad 1.3T_e < T_{dyn}$$

$$1,45 < T=1,48\text{sec} < 1.89 \text{ sec} \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

III.3.5 Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times \left[(1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

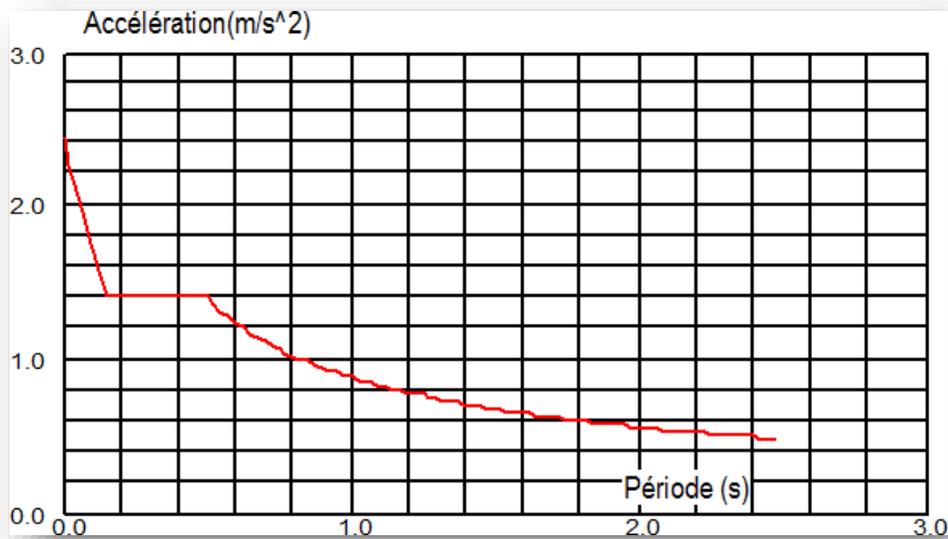


Figure IV-10 : Spectre de réponse

III.3.6 Présentation des différents modes :

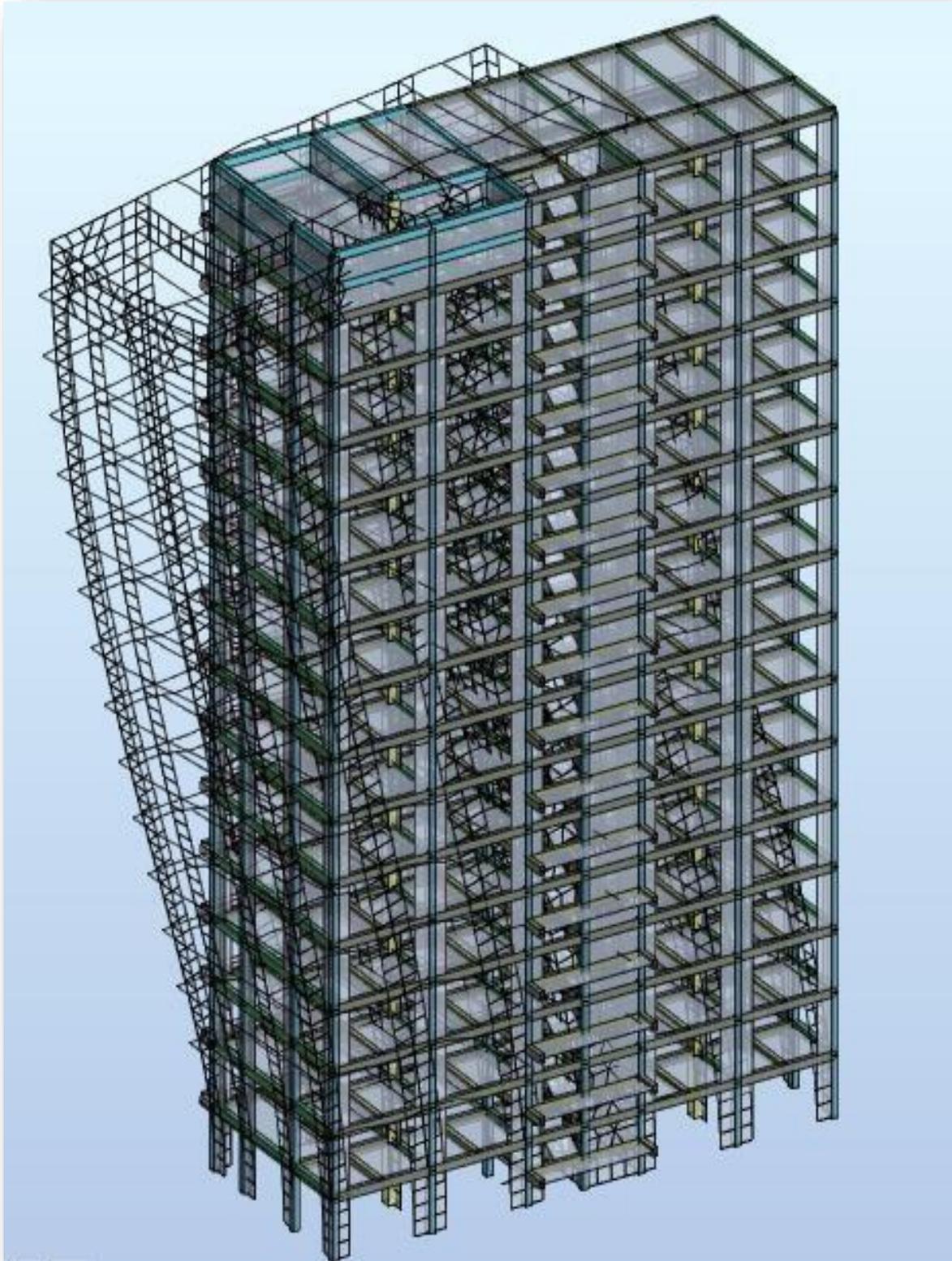


Figure IV-11: 2^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques. Vue en élévation X-Z, sens x (résultats de Robot 2017).

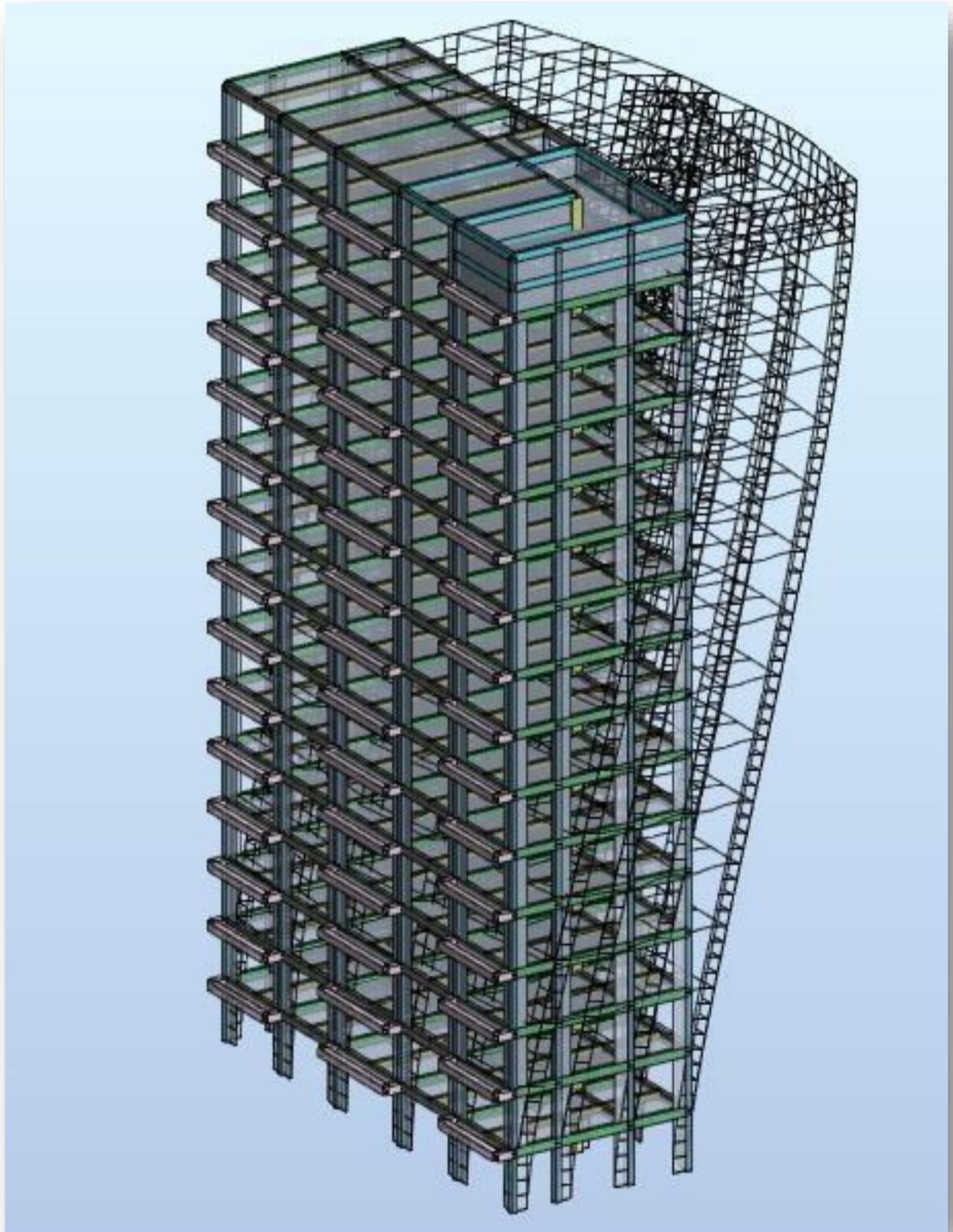


Figure IV-12: 1^{ère} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques. Vue en élévation Y-Z, sens y (résultats de Robot 2017).

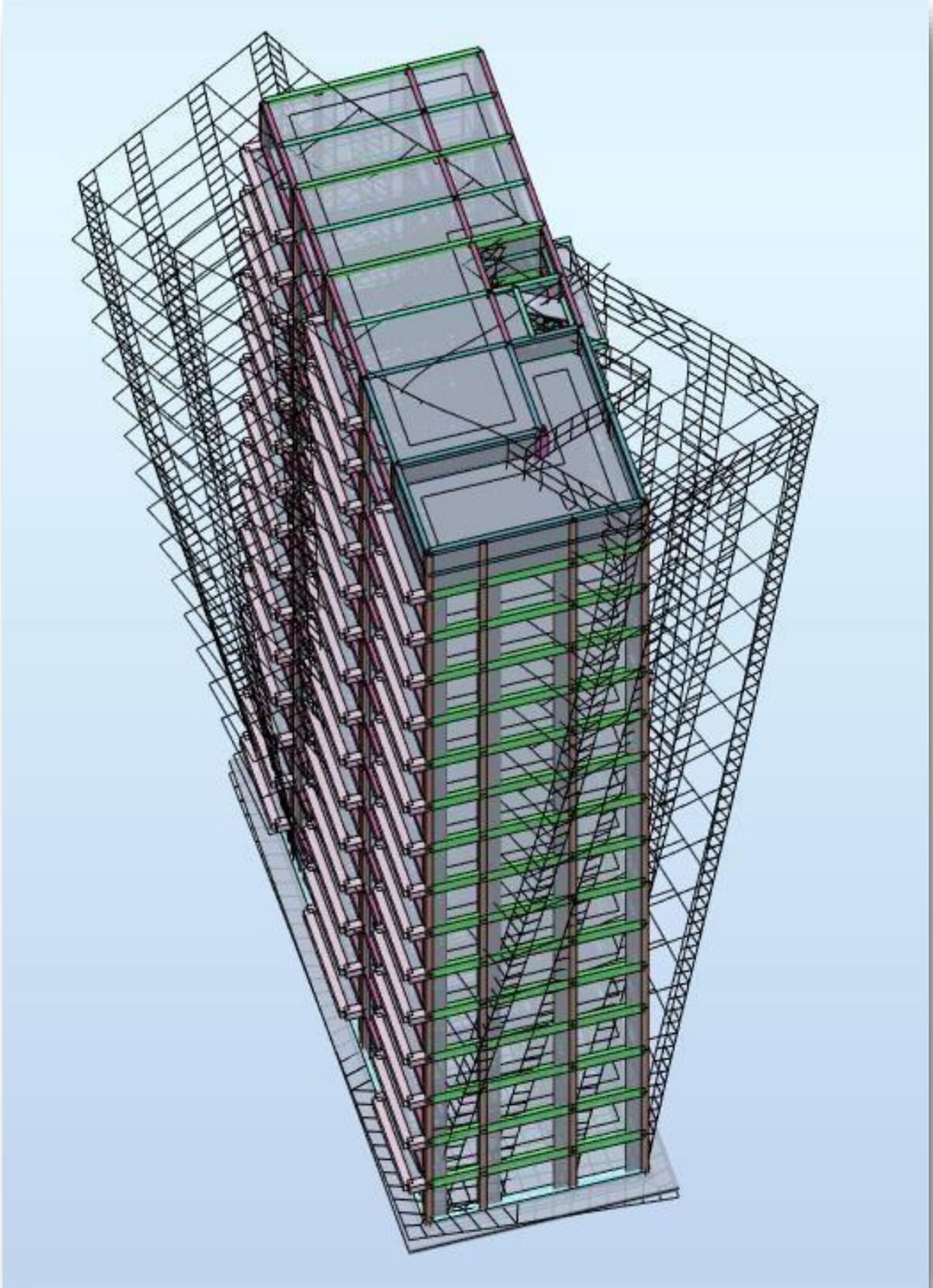


Figure IV-13 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :
3D (résultats de robot 2010)

IV les différentes vérifications :

IV.1 Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être 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.

Tableau IV-3 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	V_{statique} (KN)	0.8^* V_{statique}	$0.8 \times V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
Ex	4903.95	5102.19	4081.75	Condition vérifiée
Ey	3644.2	4015.93	3212.75	Condition vérifiée

IV.1.1 Vérification de déplacement :

a. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres (Δ) qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017 on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

NIV	Sens X-X			
	Δ	hk	1%hk (cm)	$\Delta < 1\% * hk$
1	0,4	350	3,5	CV
2	0,8	350	3,5	CV
3	1,1	350	3,5	CV
4	1,2	350	3,5	CV
5	1,3	350	3,5	CV
6	1,3	350	3,5	CV
7	1,3	350	3,5	CV
8	1,3	350	3,5	CV
9	1,2	350	3,5	CV
10	1,1	350	3,5	CV
11	1	350	3,5	CV
12	1	350	3,5	CV
13	0,9	350	3,5	CV
14	0,8	350	3,5	CV
15	0,6	350	3,5	CV
16	0,3	350	3,5	CV

Tableau IV-4: Vérification des déplacement X-X

NIV	Sens Y-Y			$\Delta < 1\% * hk$
	Δ	hk	1%hk (cm)	
1	0,4	350	3,5	CV
2	0,7	350	3,5	CV
3	0,8	350	3,5	CV
4	0,9	350	3,5	CV
5	1	350	3,5	CV
6	1	350	3,5	CV
7	1	350	3,5	CV
8	1,1	350	3,5	CV
9	1,1	350	3,5	CV
10	1,1	350	3,5	CV
11	1,1	350	3,5	CV
12	1	350	3,5	CV
13	1	350	3,5	CV
14	1	350	3,5	CV
15	1	350	3,5	CV
16	0,7	350	3,5	CV

Tableau IV-5 : Vérification des déplacements Y-Y

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée $dU_x < 3,5\text{cm}$ et $dU_y < 3,5\text{ cm}$

IV.1.2 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

- ✓ P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- ✓ $P_K = \sum(W_{GI} + 0,2W_{QI})$
- ✓ V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :
- ✓ Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- ✓ h_K : Hauteur de l'étage « k ».

Figure IV-14 : Evaluation des effets du second ordre.

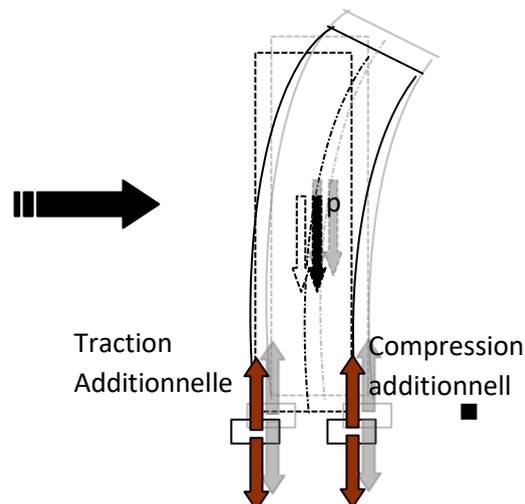


Tableau IV-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δsens X (Combinaison Ex)

<i>DIRECTION X</i>						
Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-66342.24	0.4	4308.2	350	0.017598928	OK
2	-62159.06	0.8	3996.23	350	0.035552972	OK
3	-58060.16	1.1	3792.43	350	0.048115532	OK
4	-53961.25	1.2	3644.11	350	0.050769598	OK
5	-49862.35	1.3	3504.66	350	0.052844788	OK
6	-45763.45	1.3	3349.63	350	0.050745464	OK
7	-41664.55	1.3	3174.17	350	0.048754176	OK
8	-37565.64	1.3	2983.49	350	0.046767216	OK
9	-33466.74	1.3	2783.74	350	0.044653967	OK
10	-29351.42	1.2	2575.28	350	0.039076698	OK
11	-25268.94	1.1	2354.37	350	0.033731601	OK
12	-21114.18	1	2102.92	350	0.028686887	OK
13	-17025.58	0.9	1813.05	350	0.02414719	OK
14	-12926.68	0.8	1466.61	350	0.020146254	OK
15	-8827.77	0.6	1056.57	350	0.014323064	OK
16	-4704	0.3	580.51	350	0.006945617	OK

Tableau IV-7: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δsens Y (Combinaison Ey)

<i>DIRECTION Y</i>						
Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-66342.24	0.4	3232.06	350	0.023458631	OK
2	-62159.06	0.7	3011.31	350	0.041283734	OK
3	-58060.16	0.8	2864.19	350	0.046333846	OK
4	-53961.25	0.9	2743.51	350	0.050576634	OK
5	-49862.35	1	2622.68	350	0.054319954	OK
6	-45763.45	1	2494.48	350	0.052416822	OK
7	-41664.55	1	2360.67	350	0.050427028	OK
8	-37565.64	1.1	2223.89	350	0.053088705	OK
9	-33466.74	1.1	2084.15	350	0.050467185	OK
10	-29351.42	1.1	1937.34	350	0.047615452	OK
11	-25268.94	1.1	1778.33	350	0.044658004	OK
12	-21114.18	1	1592.84	350	0.037873376	OK
13	-17025.58	1	1376.5	350	0.035339277	OK
14	-12926.68	1	1115.8	350	0.033100351	OK
15	-8827.77	1	805.4	350	0.031316365	OK
16	-4704	0.7	444.44	350	0.021168212	OK

Les

coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

IV.1.3 Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le RPA 99 / version 2003.

$\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

✓ Sens X : $e_{accidentelle} = 0,05 \times Lx_i$;

- ✓ Sens Y : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L y_i$.

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- ✓ M_i : la masse de l'élément i ;
- ✓ X_i ; Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau IV-8 suivant :

Tableau IV-8 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

Niveau	W _{étage} (kg)	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		0.05 Li		G-R	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	S _x	S _y	S _x	S _y
RDC	-66342,98	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 1	-62156,19	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 2	-58046,30	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 3	-53936,41	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 4	-49826,52	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 5	-45716,62	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 6	-41606,73	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 7	-37496,84	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 8	-33386,95	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 9	-29260,64	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 10	-25167,16	15,42	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 11	-21019,08	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 12	-16909,19	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 13	-12799,29	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 14	-8689,40	15,41	5,86	13,91	9,16	1,55	0,73	1,11	0,58
Etage 15	-4549,89	17,49	6,53	24,27	8,13	1,55	0,73	1,3	0,65

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans quelque étages dépassé $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée.

IV.1.4 Vérification de l'ouvrage vis-à-vis du risque de renversement :

Pour cette vérification on utilisera la combinaison suivante : $0.8G \pm E$

En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui a tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis de renversement.

La stabilité de l'ouvrage passe par la vérification suivante :

$$\frac{0.8 \cdot M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} = \frac{0.8 M_{\text{poids}}}{M_{\text{séisme}}} > 1 \Rightarrow \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} > 1,25$$

Avec :

- ✓ M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L / 2$
- ✓ M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$
- ✓ Poids du bâtiment.
- ✓ F : Force sismique au niveau i .

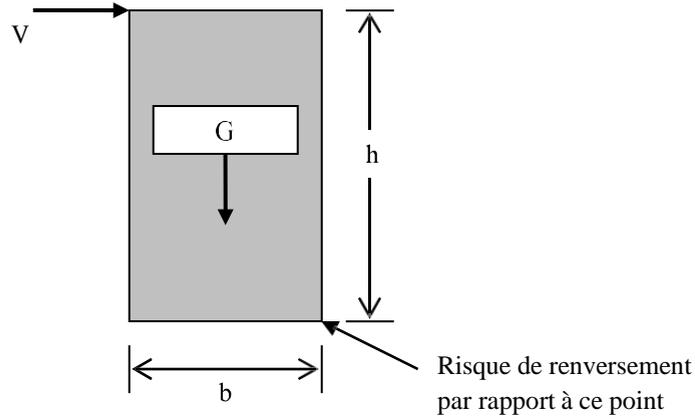


Figure IV-15 : Vérification du renversement.

Le risque étant évidemment à vérifier dans les deux sens.

Sens longitudinal :

Tableau IV-9 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

<i>DIRECTION X</i>							
ETAGE	V_x (KN)	h (m)	w (KN)	X_g (m)	M_r (KN)	M_s (KN)	Vérification
1	4308.2	3.5	6765026	15.5	15078.7	104857897.3	OK
2	3996.23	7			27973.61		OK
3	3792.43	10.5			39820.515		OK
4	3644.11	14			51017.54		OK
5	3504.66	17.5			61331.55		OK
6	3349.63	21			70342.23		OK
7	3174.17	24.5			77767.165		OK
8	2983.49	28			83537.72		OK
9	2783.74	31.5			87687.81		OK
10	2575.28	35			90134.8		OK
11	2354.37	38.5			90643.245		OK
12	2102.92	42			88322.64		OK
13	1813.05	45.5			82493.775		OK
14	1466.61	49			71863.89		OK
15	1056.57	52.5			55469.925		OK
16	580.51	56			32508.56		OK

Sens transversal :

Tableau IV-10 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal.

<i>DIRECTION_y</i>							
ETAGE	V _y (KN)	h (m)	w (KN)	Y _g (m)	M _r (KN)	M _s (KN)	Vérification
1	3232.06	3.5	6765026	6	772.625	40590153.78	OK
2	3011.31	7			1029.84		OK
3	2864.19	10.5			1267.14		OK
4	2743.51	14			1691.62		OK
5	2622.68	17.5			2243.5		OK
6	2494.48	21			2810.01		OK
7	2360.67	24.5			3351.11		OK
8	2223.89	28			3912.72		OK
9	2084.15	31.5			4624.515		OK
10	1937.34	35			5565.35		OK
11	1778.33	38.5			7141.365		OK
12	1592.84	42			9086.28		OK
13	1376.5	45.5			11861.85		OK
14	1115.8	49			15209.6		OK
15	805.4	52.5			18950.4		OK
16	444.44	56			24888.64		OK

V Finalement :

On constate que le moment stabilisateur est largement supérieur au moment de renversement. la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement sous la charge sismique est donc largement assurée.

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRE V :

*ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX*

chapitre 5

Introduction

Etude de ferrailage des poteaux

Conditions sur les armatures
longitudinales des poteaux

etude de ferrailage du poteaux

Poteaux 70*70

Poteaux 40*40

Schéma de ferrailage des poteaux

Etude du ferrailage des poutres

L'étude des Poutres principales

Les poutres de intermédiaires : (axe 2-3-4-
5-6)

L'étude des Poutres secondaires

L'étude des Poutres Noyées

L'étude des Poutres de piscine

Ferrailage des voiles

I Introduction :

Cette partie de notre travail sera consacrée à la détermination des sollicitations (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) dans les trois éléments porteurs qui sont les **poteaux**, les **poutres** et les **voiles**. Le calcul de ces sollicitations, nous le ferons sous les différentes combinaisons préconisées par le CBA/93 et le RPA/2003.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

I.1 Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

II.1 Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.

III.1 Les voiles.

Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Les éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre origine.

II Etude de ferrailage des poteaux :

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système planchers - poutres par points d'appuis isolés. Ils ont pour rôles de :

- ❖ Supporté la totalité des charges verticales ;
- ❖ participé à la stabilité transversale par le système poteaux - poutres pour combattre les efforts horizontaux notamment :
 - ✓ les effets du séisme ;
 - ✓ les effets du vent ;
 - ✓ les effets de la température ;
 - ✓ les effets de la dissymétrie des charges.

En zone sismique les poteaux seront toujours calculés sous la sollicitation de la flexion composée : l'effort normal résulte de la part des charges verticales reprise par le poteau et d'un moment résultant de l'action horizontale représentée par le séisme (ou par le vent). Une fois les sollicitations déterminées (moment, effort normal, effort tranchant) on procède au calcul des armatures longitudinales et transversales conformément au code de calcul des structures en béton armé. La dernière étape consiste à vérifier un certain nombre de conditions imposées par les règles CBA/93 et RPA/2003, en retenant comme valeur à chaque fois, le cas le plus défavorable.

II.1 Conditions sur les armatures longitudinales des poteaux :

- Règles RPA/2003 :

Les armatures longitudinales doivent être réalisées à partir de barres à haute adhérence (HA), avec un diamètre minimum de 12mm. Les barres doivent être droites. Les crochets sont interdits car ils entraînent une poussée au vide (voir figure suivante).

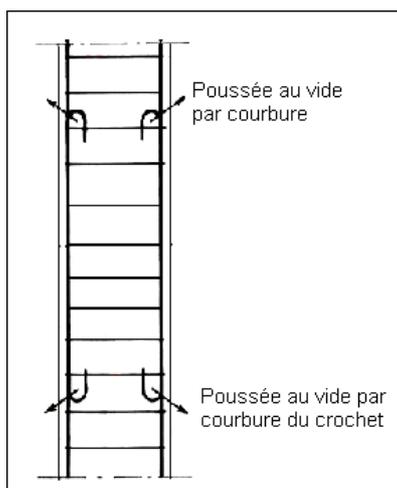


Figure V.1 : Poussée au vide dû aux crochets des armatures.

Les pourcentages minimaux et maximaux d'acier à placer en fonction de la zone d'implantation de l'ouvrage sont présentés dans le (tableau VI.1).

Tableau VI-1 : Taux minimal et maximal des armatures longitudinales des poteaux selon le RPA.

	Zone I	Zone II	Zone III
Taux minimal	0,7%	0,8%	0,9%
Taux maximal	4% en zone courante quelque soit la zone ; 6%, en zone de recouvrement quelque soit la zone.		

- Règles CBA/93 :

Selon les règles CBA/93, la section des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \text{Max} \{ 0,2\% (bh) ; 8(b+h) \}$$

$$A_{\max} = 5\% (bh)$$

(b, h) étant les dimensions du poteau.

III Dispositions constructives :

Le centre de gravité des aciers doit coïncider avec celui du béton. D'autre part, pour assurer le rôle des aciers vis-à-vis de la flexion, il y a intérêt à répartir les barres d'armatures à la périphérie de la section.

- **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être placées dans tous les angles du poteau et le long des faces latérales.

- Distance minimale des armatures longitudinales selon le RPA/2003 :

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25cm en zones I et II ;
- 20cm en zone III.
- Distance minimale des armatures longitudinales selon le CBA/93 :

Selon le CBA/93, la distance maximum entre 2 aciers longitudinaux voisins ne doit pas dépasser la valeur ci-dessous :

$$\text{Min} \{ b+0,1 ; h+0,1 ; 0,4 \}$$

Distance maximale, exprimée en mètre.

- **Jonction des armatures selon le RPA/2003 :**

Les jonctions des armatures par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales qui sont les zones les plus critiques en cas de séisme. La longueur minimale des recouvrements des barres est de 40ϕ en zones I et II et de 50ϕ en zone III. ϕ désigne le diamètre maximal des barres longitudinales.

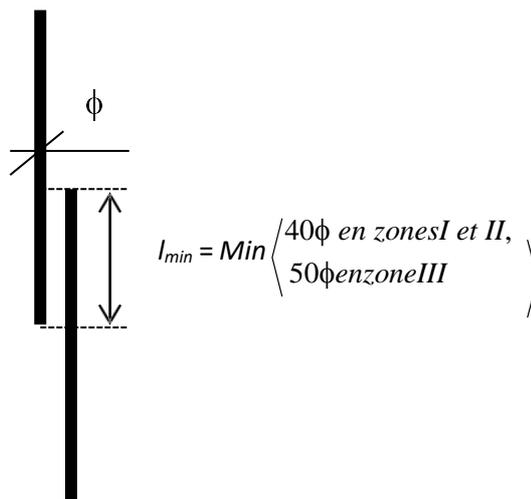


Figure.V.2 : Jonction par recouvrement des aciers dans les poteaux.

- **Jonction des armatures selon le CBA/93 :**

Pour les règles CBA/93, et à défaut d'un calcul précis de la longueur de recouvrement, on pourra adopter les valeurs forfaitaires suivantes :

- $l_s = 40\phi$ pour les barres à haute adhérence FeE400 avec $\Psi_s \geq 1,5$;
- $l_s = 50\phi$ pour les barres à haute adhérence FeE500 avec $\Psi_s \geq 1,5$.

D'une manière générale, la longueur des armatures longitudinales des bâtiments d'habitations sera en général égale à la hauteur de bétonnage majorée de la longueur de recouvrement dont la valeur varie de 40 à 50 fois le diamètre des barres selon la sismicité du lieu d'implantation du bâtiment. A titre d'illustration, un poteau de 300cm de hauteur ferrailé avec des barres HA14, aura une longueur de recouvrement de 56cm en zones I et II et de 70cm en zone III, soit des dépenses excessives en acier par recouvrement variant entre 18,7 et 23,3%.

- **Zone nodale :**

Sous les effets des secousses sismiques, les zones nodales (ou zones critiques) qui représentent les points de jonctions des poteaux et des poutres, subissent le plus de dégâts, ainsi une attention particulière doit être portée à ces zones.

- **Armatures de confinement :**

Plusieurs études ont montré que les éléments en béton fortement comprimés, munis d'aciers transversaux nécessaires pour la résistance uniquement, présentent une rupture brutale : le béton inscrit entre de deux lits successifs d'armature transversale se gonfle et se désintègre et l'armature longitudinale flambe. L'élément est ainsi dans l'incapacité de fournir une résistance additionnelle pour pouvoir supporter une charge plus grande que la charge ultime. Selon plusieurs études entreprises, la présence d'une armature transversale complémentaire, bien disposée, contribue à confiner le béton.

Le béton confiné présente un comportement ductile, et les armatures transversales permettent :

- ✓ d'agir comme armature de cisaillement ;
- ✓ d'augmenter la capacité de résistance de déformation du béton confiné en compression ;
- ✓ d'empêcher le flambement prématuré des armatures longitudinales comprimées.

D'un point de vue dimensionnelle la zone nodale est définie, selon les règles parasismiques Algériennes, comme l'indique la (figure VI.4).

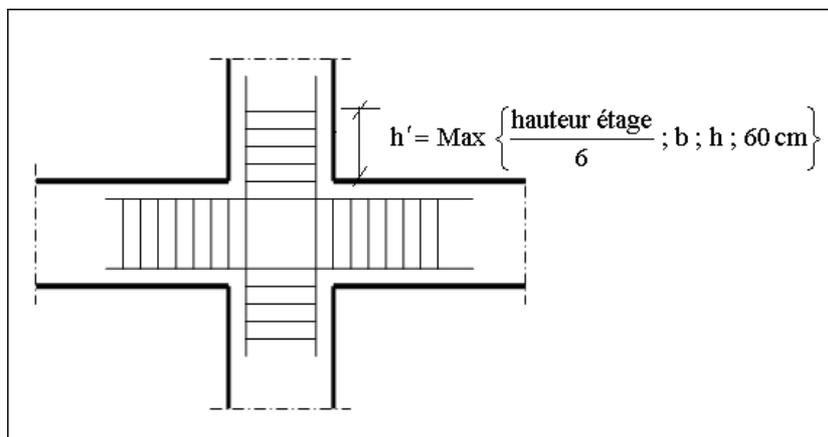


Figure V.3 : Détermination de la zone nodale selon le RPA/2003.

Pour contrecarrer les effets dévastateurs du séisme dans ces zones, les règles RPA donnent des prescriptions plus sévères. Signalons que la longueur de cette zone de confinement, peut varier d'un code de calcul à un autre comme le montre le (tableau VI.2).

Tableau V-2 : Détermination de la longueur de confinement selon différents codes parasismiques.

Codes	Poteaux	Poutres
RPA/2003	$\max \left\{ \frac{c}{6} ; h ; b ; 600mm \right\}$	$2h_b$
ACI	$\max \left\{ \frac{c}{6} ; h ; 450mm \right\}$	$2h_b$
Eurocode 8	$\max \left\{ 1,5 \frac{c}{6} ; 600mm \right\}$ $\left. \begin{array}{l} H \\ M' \end{array} \right\}$ $\max \left\{ \frac{c}{5} ; 1,5h ; 450mm \right\}$ $\left. \begin{array}{l} H \\ M' \end{array} \right\}$ $\max \left\{ \frac{c}{5} ; h ; 600mm \right\}$ $\left. \begin{array}{l} L' \\ L' \end{array} \right\}$	$2h_b \cdot H'$ $2h_b \cdot M'$ $2h_b \cdot L'$

* L'EC-8 recommande des valeurs de la longueur de confinement selon la classe de ductilité.

- Calcul des armatures transversales selon le RPA/2003 :

Les armatures transversales notées A_t des poteaux seront calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Où :

- ✓ V_u = Effort tranchant de calcul ;
- ✓ h_1 = hauteur totale de la section brute ;
- ✓ f_e = contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ✓ ρ_a = coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire ;
- ✓ t = espacement des armatures transversales.

Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée conformément aux valeurs indiquées sur le (tableau VI.3).

Tableau VI-3 : Espacement des armatures transversales dans les poteaux.

	Zone		
	zone I $t \leq \text{Min}(10\phi ; 15\text{cm})$	zone II $t \leq \text{Min}(10\phi ; 15\text{cm})$	zone III
zone nodale	t	t	$t \leq 10 \text{ cm}$
zone courante	$t \leq 15\phi_l$	$t \leq 15\phi_l$	$t \leq \text{Min} \left(\begin{array}{l} b \\ 2 \end{array} ; \begin{array}{l} h \\ 2 \end{array} ; \begin{array}{l} \phi \\ 10 \\ t \end{array} \right)$
* ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.			

Le choix du diamètre transversal se fait à partir du diamètre maximal des armatures longitudinales selon l'inégalité suivante :

$$\phi \geq 0,33\phi_l$$

La quantité d'armatures transversales minimale (A_{tb}) % est donnée comme suit :

Tableau V-4 : Pourcentage minimal des armatures transversales en fonction de L'élancement.

Valeur de l'élancement	Quantité minimale (%)
$\lambda_g \geq 5$	0,3
$\lambda_g \leq 3$	0,8
$3 < \lambda_g < 5$	Procéder à une interpolation linéaire
* λ_g représente l'élancement géométrique du poteau.	

Avec :

$$\lambda_g = \sqrt{\frac{(l_f \text{ ou } l_f)}{a \quad b}}$$

$\{a, b\}$ représentent les dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f la longueur de flambement du poteau.



Figure V.4 : Dispositions des cadres dans les poteaux.

Pour les poteaux circulaires, seuls les cerces individuelles sont autorisées ; ainsi les cerces hélicoïdales continues sont interdites. Dans les zones plastiques des poteaux en béton armé, sollicitées cycliquement, le revêtement de béton éclate lorsque la limite d'élasticité de l'armature verticale est dépassée. C'est pourquoi il faut stabiliser les barres verticales pour éviter qu'elles ne flambent et fretter le béton afin de permettre de plus grandes déformations par écrasement. L'armature transversale nécessaire – armature de stabilisation et de frette à base d'étriers et de barres de liaison doit être ancrée avec des crochets à 135°. Un angle de 90° est insuffisant, comme le montre toujours l'observation des dégâts occasionnés par les séismes majeurs. Il faut en outre disposer l'armature transversale à des intervalles relativement courts.

- Conditions sur l'enrobage des aciers :

L'enrobage des aciers, défini comme étant la distance minimale de l'axe de l'acier, diminuée de son rayon nominal, au parement extérieur le plus proche, dépend généralement des 3 critères suivants :

1) Corrosion des aciers

En fonction de la nature de la fissuration considérée, il y a lieu de respecter, pour l'enrobage des aciers, les valeurs limites illustrées dans le (tableau VI.5).

Tableau VI-5 : Valeurs minimales de l'enrobage selon le CBA/93.

Enrobage	
1cm	Pour des parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.
3cm	Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations,).
2cm	Lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa.
5cm	Pour des ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives. Cet enrobage peut être réduit à 3cm, si, soit les armatures, soit le béton sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontré.

2) L'adhérence

L'enrobage des barres pour l'adhérence doit être au moins égal à son diamètre nominal ou la largeur du paquet de barres dont elle fait partie dans le cas contraire.

3) La tenue au feu

Pour fixer l'enrobage des raisons de tenue au feu, il y a lieu de se référer aux documents techniques unifiés (DTU) spécifiques au feu. En signalant que généralement les valeurs indiquées précédemment peuvent s'avérer insuffisantes. Il peut varier de 1 à 6cm.

- Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91 révisée 99 :

$1,35 \times G + 1,5 \times Q$(ELU) ;

$G + Q$(ELS) ;

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 / version 2003 :

$G + Q \pm 1,2 \times E$ (ACC).

IV étude de ferrailage du poteaux:

Armatures longitudinales :

- ❖ Calcule par le robot expert :

(Flexion déviée composer)

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec le logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton expert 2010 dans les combinaisons suivantes :

- ❖ Selon le BAEL91 révisée 99

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

- ❖ Selon le RPA 99 / version 2003

$(G+Q+1,2E_y)$ qui génère souvent les sollicitations les plus défavorables aux niveaux des poteaux.

NB : On fait le ferrailage des poteaux étage par étage, dans le calcul de chaque étage on prend les valeurs max et min (extrêmes globaux) des efforts générés dans les éléments barres de la structure par la combinaison suivante : $G+Q \pm 1.2E$.

- ✓ Les valeurs de F_x correspondent à celles des efforts normaux ;
- ✓ Les valeurs de F_z correspondent à celles des efforts tranchants ;
- ✓ Les valeurs de M_y correspondent à celles des moments par rapport à (oy) qui représentent les moments fléchissant ;

✓ Les valeurs de M_z correspondent à celles des moments par rapport à (oz) qui sont utilisés pour la vérification de la détermination de la section d'armature calculée (à l'aide de (M_y) au niveau des poteaux.

✓ on prend la valeur min de l'effort N appliqué et les valeurs max de M_y et M_z correspondant.

Remarque : pour les poteaux on a utiliser un béton d'une formulation $Fc28 = 40$ mpa

IV.1 -Poteaux 70*70

Les sollicitations sur le poteau :

PO 70	N(KN)	My(KN)	Mz(KN)
ELU	5257.16	13.22	115.1
ACC	4065.63	-201.43	-11.79
ACC	394.95	-52.39	-316.83
ACC	12.29	-22.5	26.02

Figure V.5 : Les sollicitations sur le poteau

La section des armatures calculer :

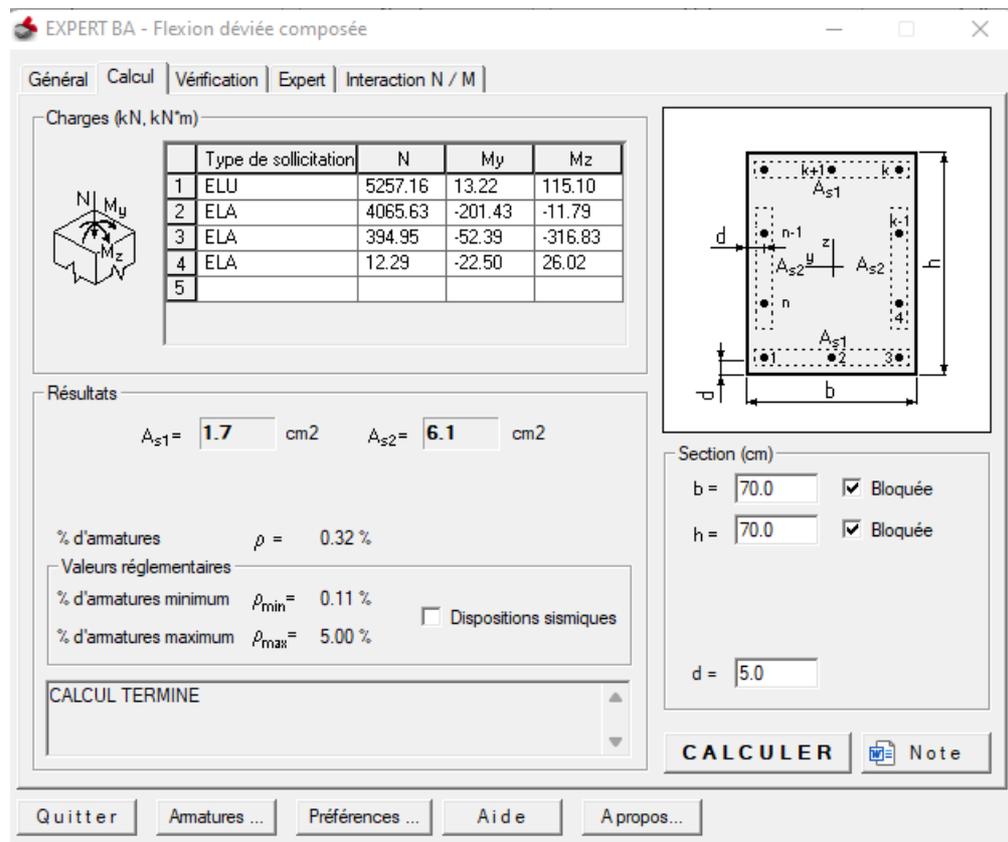


Figure V.6 : As cal de poteaux 70*70

Donc As calculer : $As\ cal = 1.7*2+6.1*2 = 15.6\ cm^2$ $As\ cal = 15.6\ cm^2$

❖ Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u (\text{min}) = 0,8\% * B = 39.2 \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{max}) = 0.4\% * B = 19.6 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

$$A_u (\text{max}) = 0.6\% * B = 29.4 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

✓ 25cm en zone II

✓ $\varnothing_{\text{min}} = 12\text{mm}$

$$A_u (\text{min}) = 0.8 * B = 39.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{s1} = 6 \times \text{HA16} + 4 \times \text{HA25} = 31.7 \text{ cm}^2$

$$A_{s2} = 4 \times \text{HA16} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{totale}) = 31.7 + 8.04 = 39.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$A_u (\text{totale}) = \mathbf{10 \times HA16 + 4HA25}$$

• Armatures transversales :

❖ Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\varnothing t < \min (h/35 ; b/10 ; \varnothing 1) = \min (2 ; 7 ; 1.6) \Rightarrow \varnothing t < 1.6 \text{ cm on adopter } \varnothing t = 10 \text{ mm}$$

❖ Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$\checkmark t \leq \text{Min} (10\varnothing_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal} \Rightarrow t \leq \text{Min} (10 \times 1,6 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\checkmark t \leq 15\varnothing_1 \text{ en zone courante} \Rightarrow t \leq 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

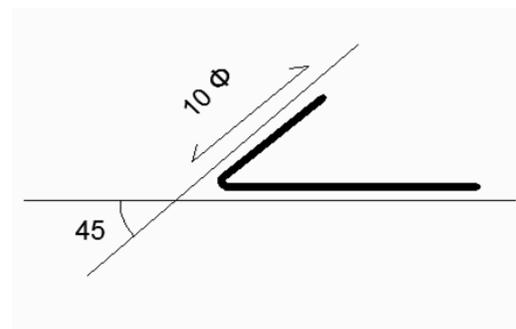
✓ $t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

✓ $t = 20 \text{ cm}$ dans la zone courant.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\varnothing_t$ minimum (voir Figure VI.7).

$10\varnothing_t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 15 cm .

Figure V.7 : Crochet des barres horizontales



❖ Recouvrement :

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de 40Φ en zone II.

$\Phi = 16\text{mm}$ $L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$; alors on adopte : $L_r = 70\text{cm}$.

$\Phi = 25\text{mm}$ $L_r = 2,5 \times 40 = 100\text{cm}$; alors on adopte : $L_r = 100\text{cm}$.

✓ Longueur de la zone nodale :

✓ $h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{ cm}$ RPA 99 / version 2003

✓ $h' = 70 \text{ cm}$.

IV.2 - Poteaux 40*40

Les sollicitations sur le poteau :

Figure V.8 : Les sollicitations sur le poteau

PO 40	N(KN)	My(KN)	Mz(KN)
ELU	2523.85	17.99	-14.45
ACC	674.71	-149.84	65.47
ACC	20.12	-0.41	-164.89
ACC	-552.86	34.18	9.36

La section des armatures calculer :

Charges (kN, kN*m)

Type de sollicitation	N	My	Mz
1 ELU	2523.85	17.99	-14.45
2 ELA	674.71	-149.84	65.47
3 ELA	20.12	-0.41	-164.89
4 ELA	-552.86	34.18	9.36
5			

Résultats

$A_{s1} = 6.0 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 7.0 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 1.62 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.20 \%$ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5.00 \%$

Section (cm)

$b = 40.0$ Bloquée

$h = 40.0$ Bloquée

$d = 5.0$

CALCULER Note

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure V.9 : As cal de poteaux 40*40

Donc A_s calculer : $A_s \text{ cal} = 6 \times 2 + 7 \times 2 = 26 \text{ cm}^2$

- $A_s \text{ cal} = 26 \text{ cm}^2$

❖ Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u (\text{min}) = 0,8\% \times B = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{max}) = 0,4\% \times B = 6,4 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

$$A_u (\text{max}) = 0,6\% \times B = 9,6 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

✓ 25cm en zone II

✓ $\varnothing_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$

$$A_u \text{ max} = A_u \text{ cal} = 26 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_u (\text{tot}) = 10 \text{ HA20} = 31,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$A_u (\text{totale}) = \mathbf{10 \times HA20}$$

- Armatures transversales :

❖ Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\varnothing t < \min (h/35 ; b/10 ; \varnothing 1) = \min (2 ; 7 ; 2) \Rightarrow \varnothing t < 2 \text{ cm on adopter } \varnothing t = 8 \text{ mm}$$

❖ Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$\checkmark t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal} \Rightarrow t \leq \text{Min} (10 \times 2 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$\checkmark t \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \Rightarrow t \leq 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

✓ $t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

✓ $t = 20 \text{ cm}$ dans la zone courant.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

$10\phi_t = 10 \times 2 = 20\text{cm}$; alors on adopte longueur de 16 cm.

❖ Recouvrement :

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de 40ϕ en zone II.

$\phi = 20\text{mm}$

$L_r = 2 \times 40 = 8\text{ cm}$; alors on adopte : $L_r = 80\text{cm}$.

✓ Longueur de la zone nodale : $h' = 60\text{ cm}$

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant :

Tableau VI-6 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour

étage	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section (cm ²)	choix	t (cm)	t' (cm)	At
RDC	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
RDC	40×40	12.8	26	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
02	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
02	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
03	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
03	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
04	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
04	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
05	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
05	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
06	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
06	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
07	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
07	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
08	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
08	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
09	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
09	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
10	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
10	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
11	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
11	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
12	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
12	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
13	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
13	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
14	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
14	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
15	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
15	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10
terrasse	70×70	39.2	15.6	39.75	10×HA16+4HA25	10	20	Ø10
terrasse	40×40	12.8	24	31.34	10×HA20	10	20	Ø10

IV.3 Schéma de ferrailage des poteaux :

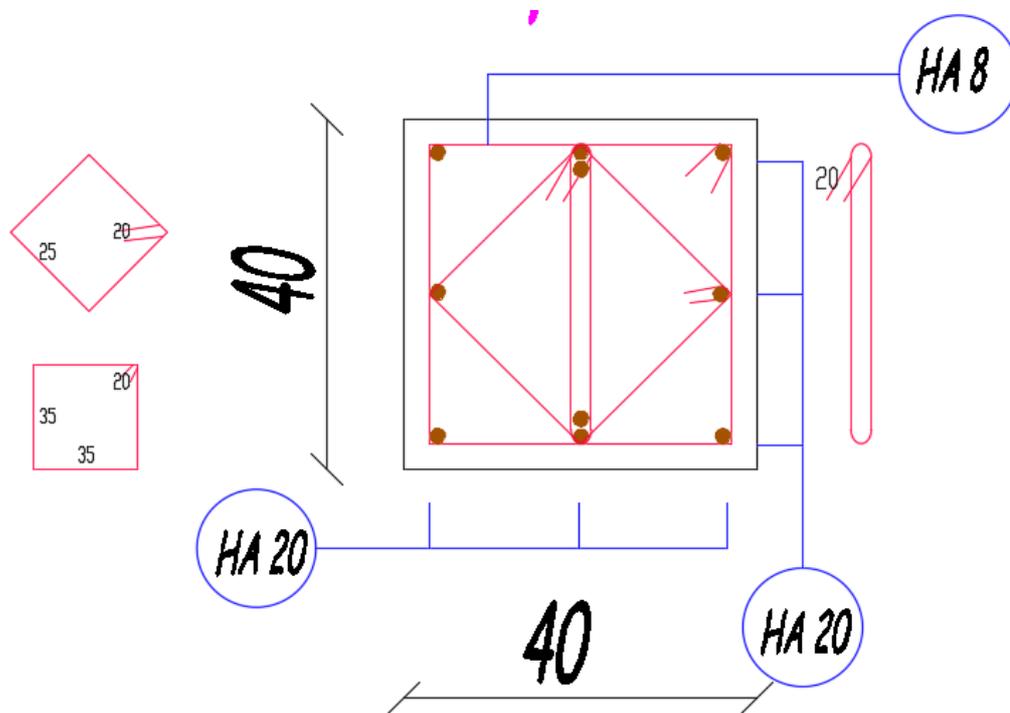


Figure V-10 : Coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm²

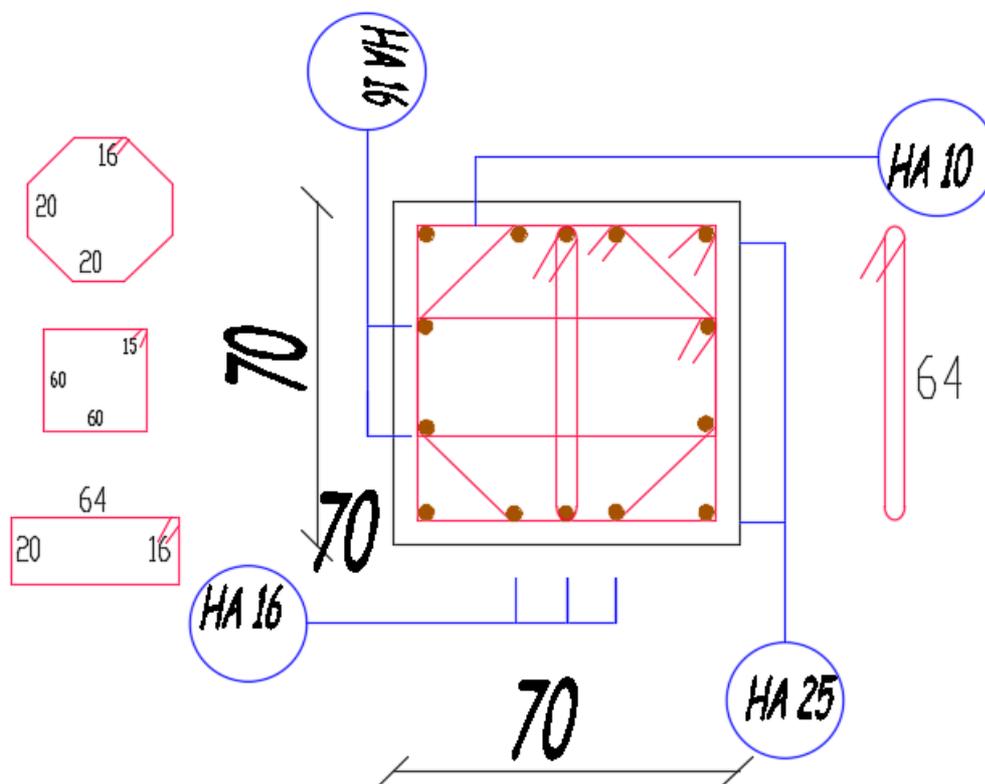


Figure V-11 : Coupe de ferrailage des poteaux 70×70 cm²

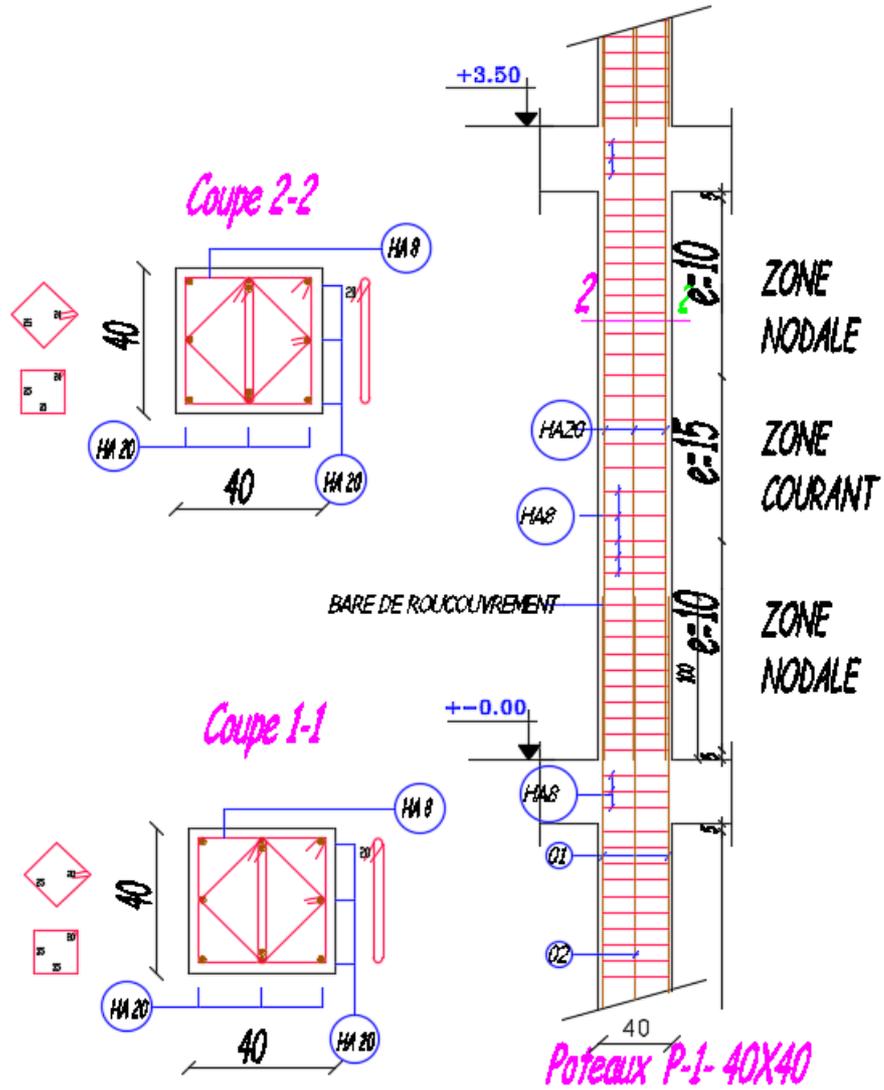


Figure V-12 : Coupe longitudinale de ferrailage des poteaux 40*40.

V Etude du ferrailage des poutres :

- Définition :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

- Types de poutres :

Les poutres en béton armé peuvent avoir des formes diverses :

- ✓ Carrée ;
- ✓ Rectangulaire ;
- ✓ en forme de T, L, I, U, etc.
- ✓ Trapézoïdale.

- Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux des poutres doit être de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante ;
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

Remarquons que pour les poutres le pourcentage minimal des armatures longitudinales est indépendant de la zone d'implantation de l'ouvrage et ce contrairement aux poteaux. 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 (l_{\min}) est de 40ϕ en zones I et II et de 50ϕ en zone III



Figure V-13 : Recouvrement des aciers dans les poutres.

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 2U (figure VI-14.)

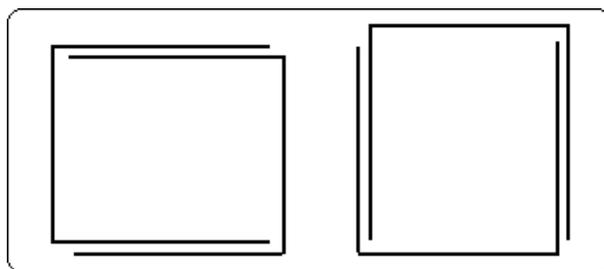


Figure V-14 : Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale.

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 10cm entre deux cadres et un minimum de 3 cadres par nœud.

- Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par l'expression suivante :

$$A_t = 0,003(s.b)$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} h \\ 12\phi \\ 4 \end{array} \right\}$$

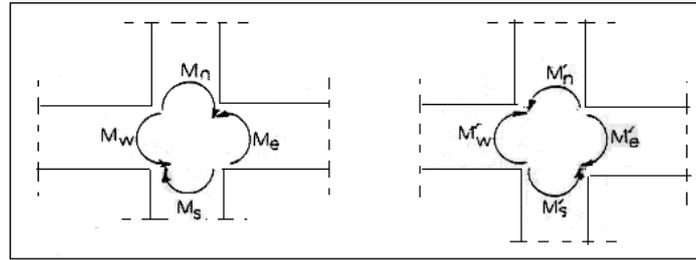
En dehors de la zone nodale :

$$s \leq h \phi$$

La valeur du diamètre ϕ 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 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Spécifications pour les nœuds poteaux – poutres :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25 (Figure VI-19).



$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \left(|M_w| + |M_e| \right)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 \left(|M'_w| + |M'_e| \right)$$

Figure V-15 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les 2 derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

- **Méthode de calcul des poutres :**

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

- ❖ Pour les poutres dans l'axe X

- ✓ $G + Q \pm Ex$

- ✓ $0,8G \pm Ex$

- ❖ Pour les poutres dans l'axe Y

- ✓ $G + Q \pm Ey$

- ✓ $0,8G \pm Ey$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

V.1 L'étude des Poutres principales :

Les poutres de rives : (axe 1-7)

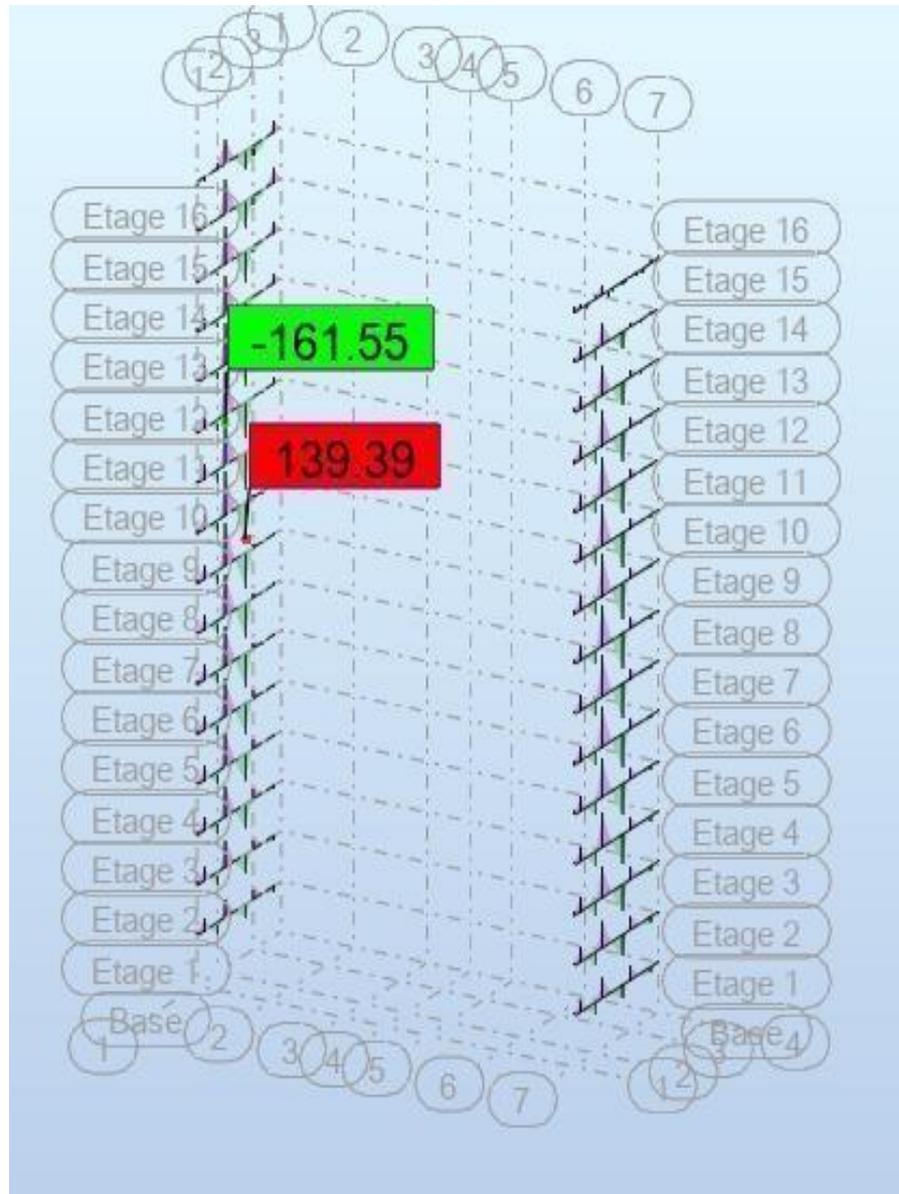


Figure V-16 : moments max a ELU

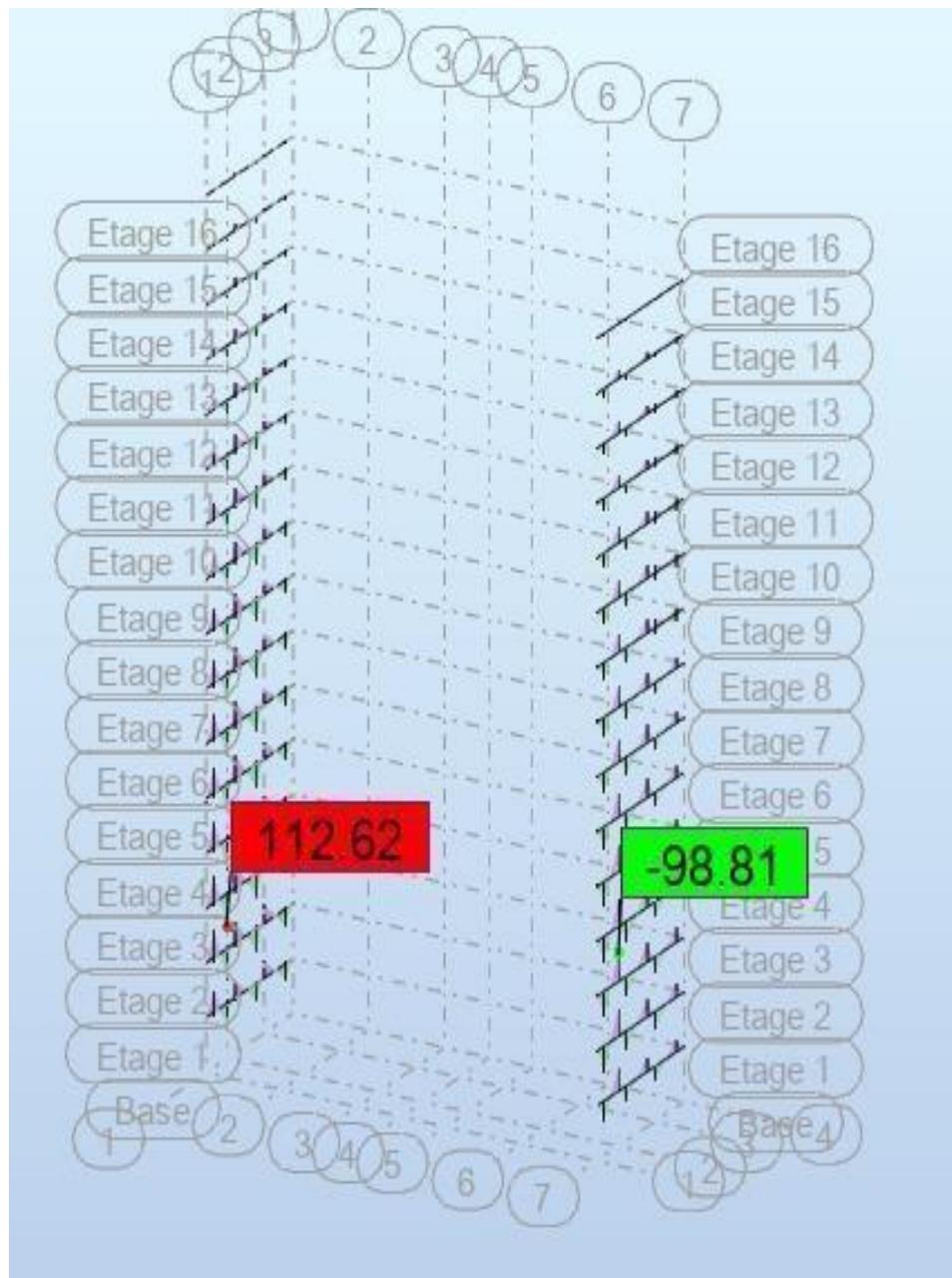


Figure V-17 : moments max a ELS

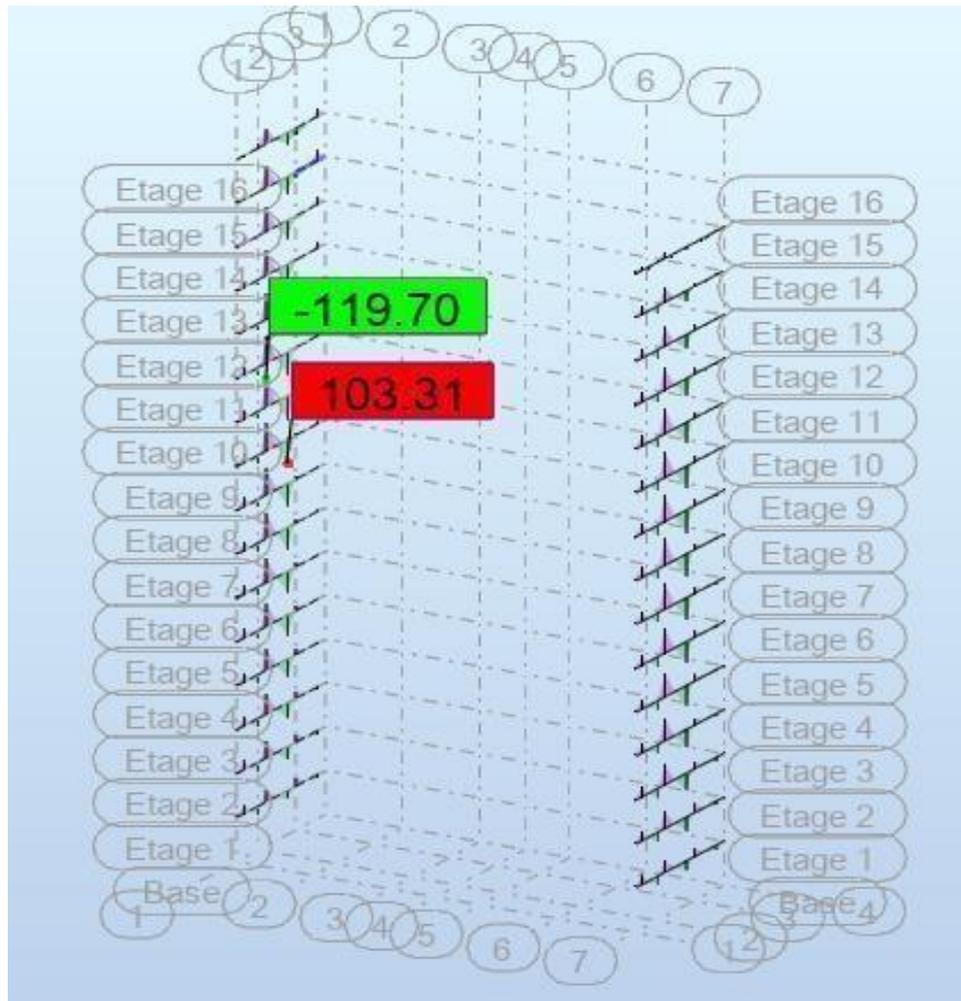


Figure V-18 : moments max a ACC

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	Mut _{max}	Mua _{max}	Mst _{max}	Msa _{max}	Mt _{max}	Ma _{max}
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
30×70	140	-162	113	-99	104	-120

Tableau VI-7 : les moments max dans les poutre principales de rives

❖ **Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

❖ **Calcul des armatures longitudinal**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

✓ $h = 0,70 \text{ m} ;$

✓ $b = 0,30\text{m} ;$

✓ $d = 0,9 \times h = 0,63\text{m}$

✓ $f_{c28} = 25\text{MPa} ;$

✓ $f_{t28} = 2,1\text{MPa} ;$

✓ $f_{bc} = 14,20\text{MPa} ;$

✓ $\sigma_{st} = 348\text{MPa}.$

- Ferailage en traves :

❖ **Calcule par Robot expert :**

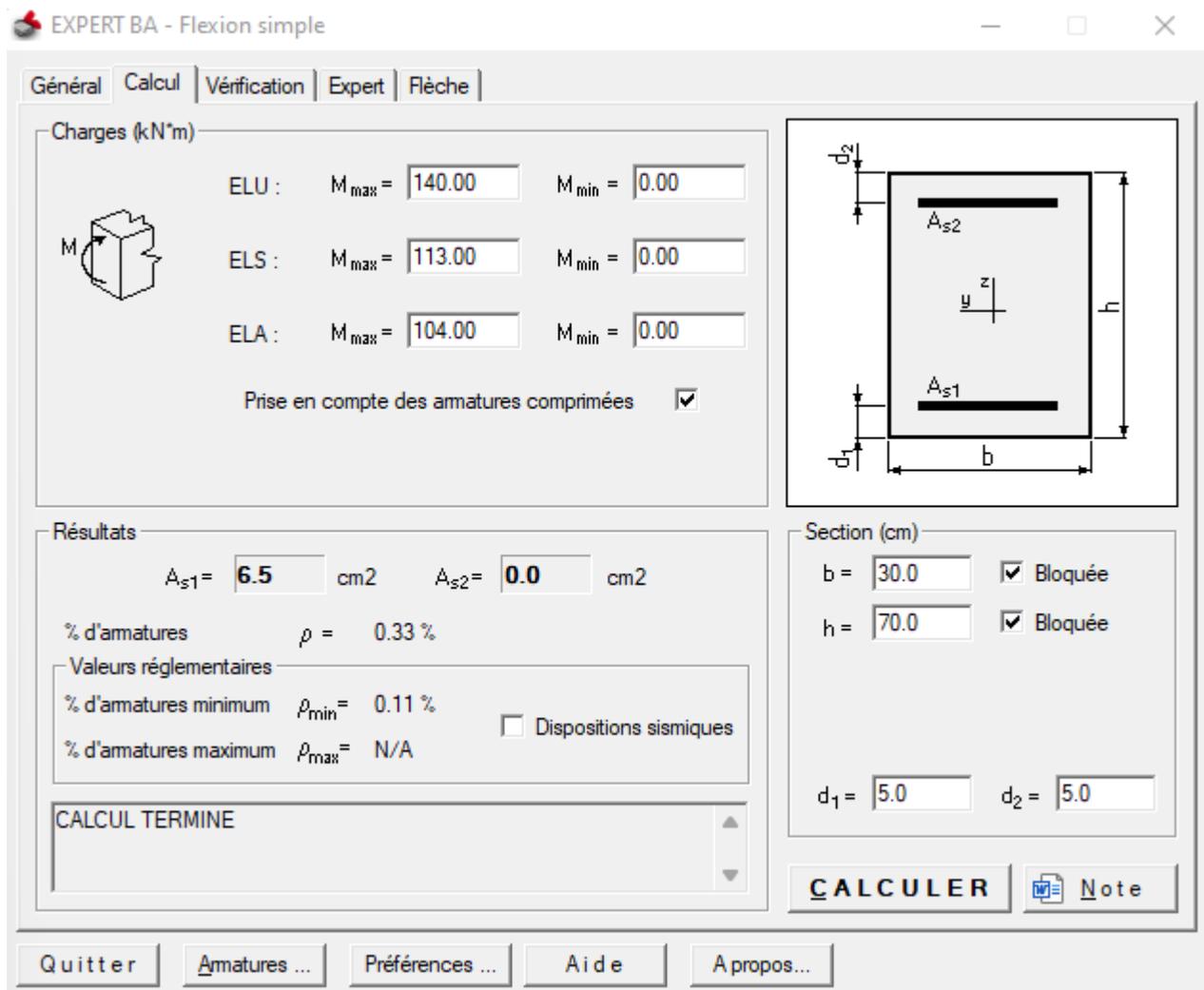


Figure V.19 : As travée cal des poutres principales de rive

- As cal = 6.5 cm²

❖ **Condition de nom fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 2.17 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} \quad \text{CV}$$

❖ **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{cba \text{ min}} = 0.001 \cdot b \cdot h = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{Rpa \text{ min}} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 10.5 \text{ cm}^2$$

❖ $A = \max (A_{cal} ; A_{cba} ; A_{rpa}) \Rightarrow A = 10.5 \text{ cm}^2$

On adopté : 3HA25

Ferrailage en appuis :

❖ Calcule par Robot expert :

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion simple' software interface. It has several tabs: 'Général', 'Calcul', 'Vérification', 'Expert', and 'Flèche'. The 'Calcul' tab is active.

Charges (kN*m):

ELU :	$M_{max} = 0.00$	$M_{min} = -162.00$
ELS :	$M_{max} = 0.00$	$M_{min} = -99.00$
ELA :	$M_{max} = 0.00$	$M_{min} = -120.00$

Prise en compte des armatures comprimées

Résultats:

$A_{s1} = 0.0$ cm² $A_{s2} = 7.5$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.39$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum	$\rho_{min} = 0.11$ %	<input type="checkbox"/> Dispositions sismiques
% d'armatures maximum	$\rho_{max} = N/A$	

CALCUL TERMINE

Section (cm):

$b = 30.0$ Bloquée

$h = 70.0$ Bloquée

$d_1 = 5.0$ $d_2 = 5.0$

CALCULER

Buttons at the bottom: Quitter, Amatures..., Préférences..., Aide, A propos...

Figure V.20 : As appuis cal de poutres principales de rives

$$As_{cal} = 7.5 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 2.17 \text{ cm}^2 < A_{s_{cal}} \quad \text{CV}$$

❖ Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{c_{ba \ min}} = 0.001 \cdot b \cdot h = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{R_{pa \ min}} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 10.5 \text{ cm}^2$$

❖ $A = \max (A_{cal} ; A_{cba} ; A_{rpa}) \Rightarrow A = 10.5 \text{ cm}^2$

On adopté : **5HA16**
Les verification :

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant :**
 Pour une section inferieur $A_s = 6.5 \text{ cm}^2$

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
300	30	70	40	2.5	25	Fissuration peu nuisible	6.5	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
Condition Non Vérifiée								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
OK								

Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU
b : largeur de la poutre
h : hauteur de la poutre
a : largeur du poteau
c : enrobage
Fc28 : Résistance à la compression à 28jours
As (Inférieure): Armature inférieure en appuis
Fe: Limite d'élasticité de l'acier

La vérification ne pas vérifier donc nous augmentant la section d'armatures inferieures
 En prend 3HA25 $A_s = 14.73 \text{ cm}^2$

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
300	30	70	40	2.5	25	Fissuration peu nuisible	14.73	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
OK								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
OK								

Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU
b : largeur de la poutre
h : hauteur de la poutre
a : largeur du poteau
c : enrobage
Fc28 : Résistance à la compression à 28jours
As (Inférieure): Armature inférieure en appuis
Fe: Limite d'élasticité de l'acier

Figure V.21 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre principales de rives

- ❖ **Vérification des contraintes :**

70			
Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification	
1.587	3.333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
V_u (N)	$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)	Vérification	
300000.000	710887.500	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
A_s (cm ²)	$V_u / (f_e / \gamma_s)$ [cm ²]	Vérification	
1.000	8.625	Condition Non Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
600000.000	5.634	21.667	OK

Figure V.22 : vérification des contraintes des poutres 70*30

Donc les vérifications des contraintes sont vérifiées

- ❖ **Vérification de la flèche :**
- ❖ En vérifier la flèche par le robot expert .

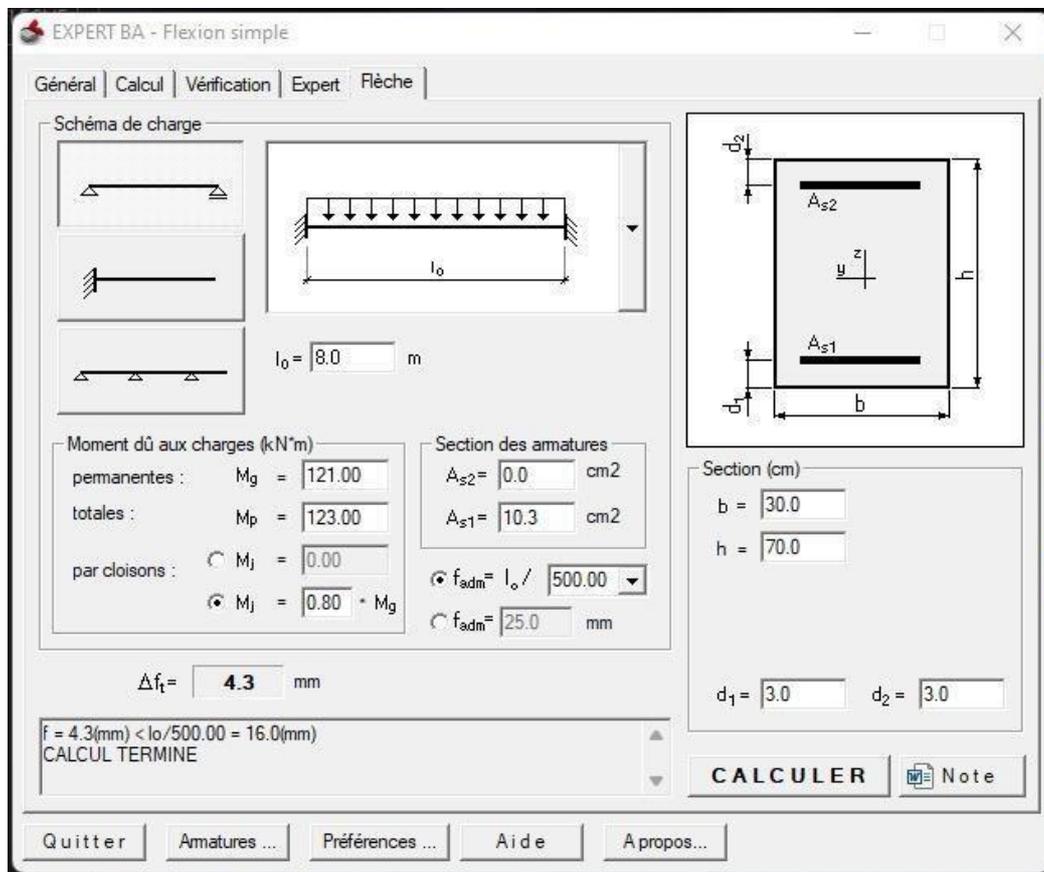


Figure V.23 : vérification de la flèche des poutres 70*30

❖ Vérification a L'ELS :

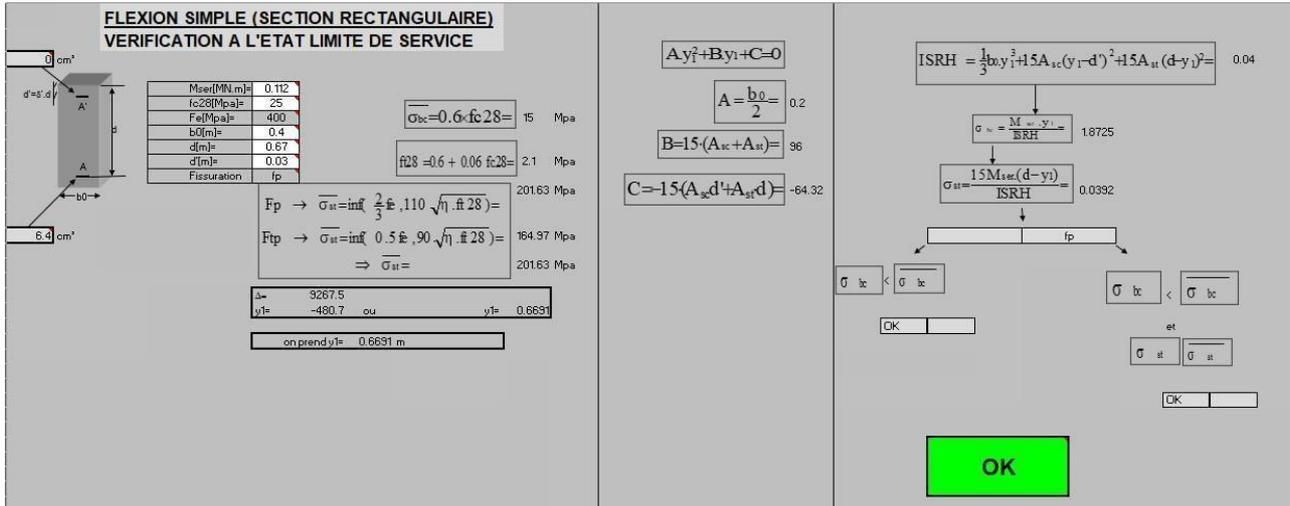


Figure V.24 : vérification de ELS des poutres 70*30

Donc les vérifications de flèche sont vérifiées

V.2 Les poutres de intermédiaires : (axe 2-3-4-5-6)

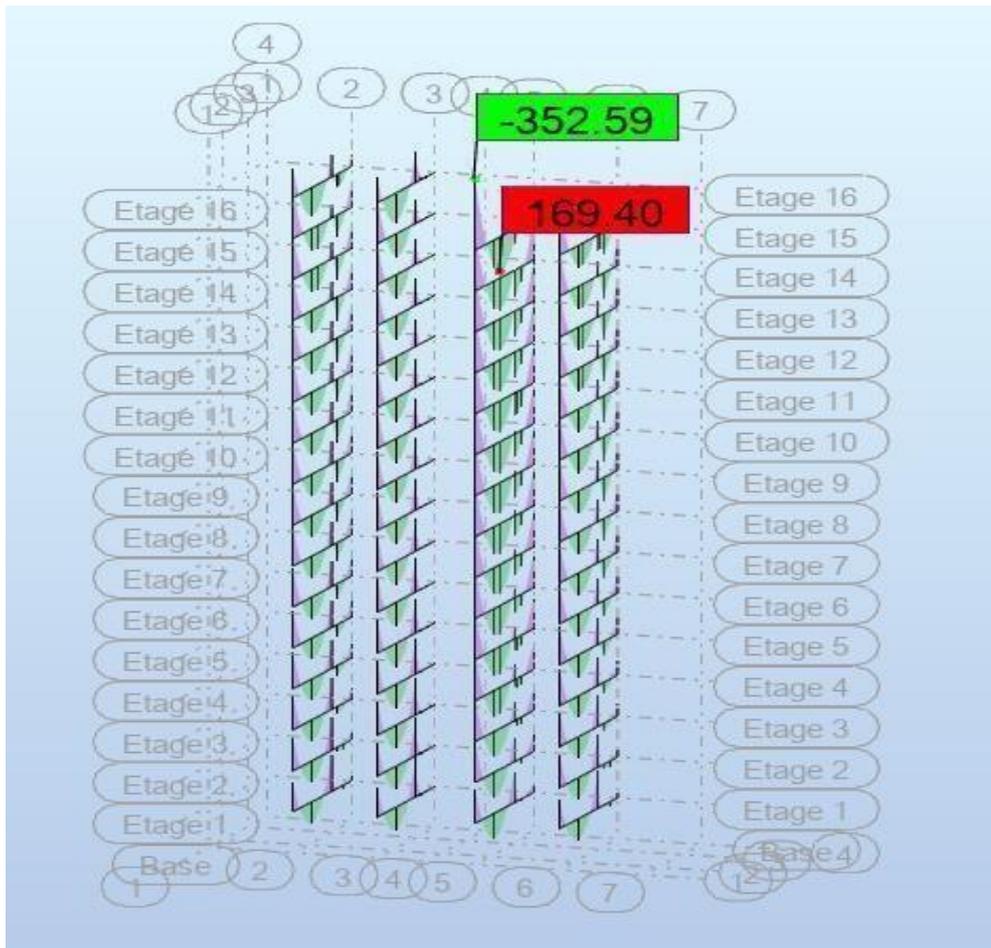


Figure V-25 : moments max a ELU

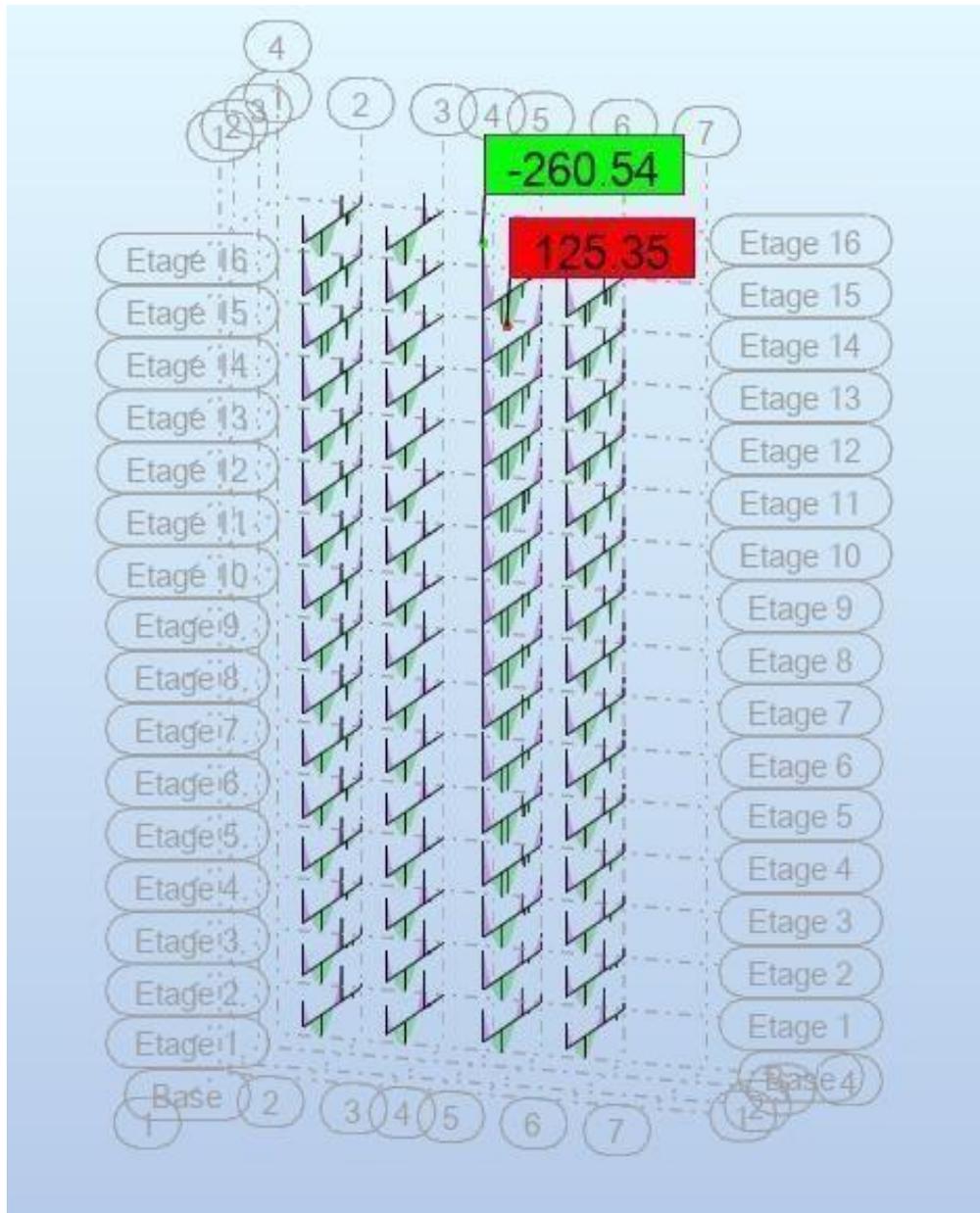


Figure V-26 : moments max a ELS

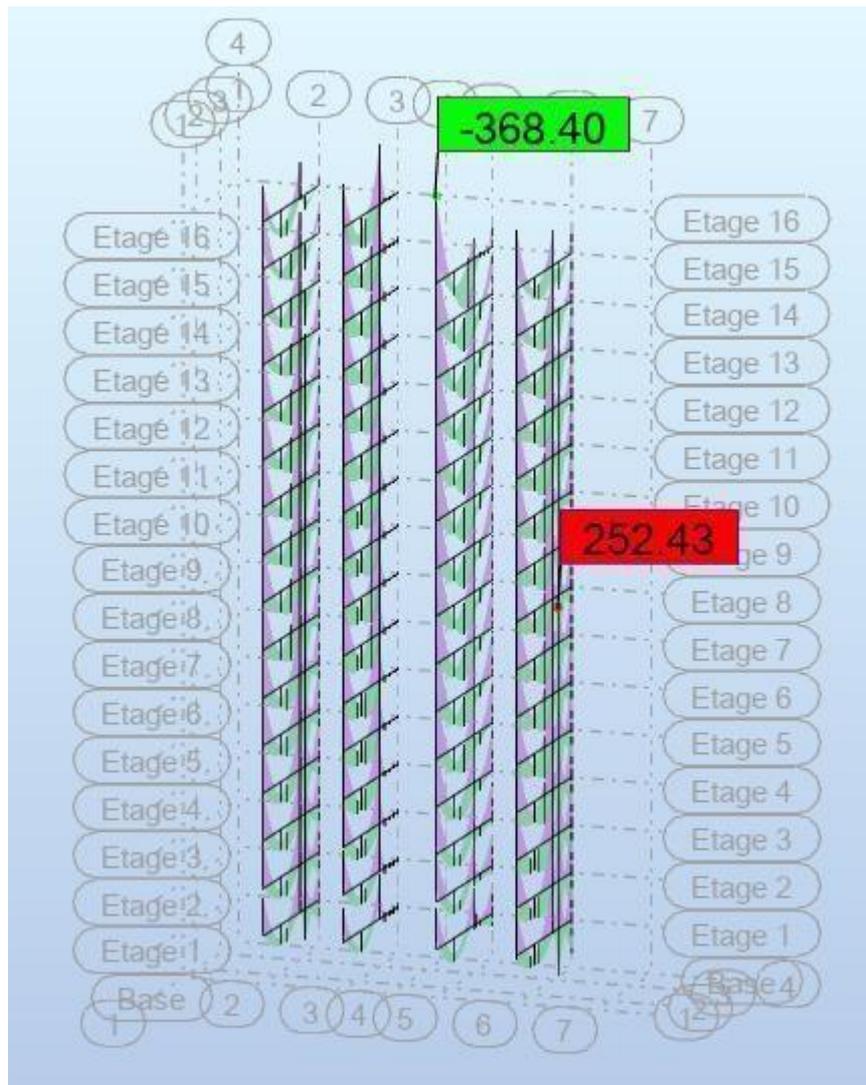


Figure V-27 : moments max a ACC

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{ut} _{max} (KN.m)	M _{ua} _{max} (KN.m)	M _{st} _{max} (KN.m)	M _{sa} _{max} (KN.m)	M _t _{max} (KN.m)	M _a _{max} (KN.m)
30×70	170	-353	126	-260	368.5	-120

Tableau VI-8 : les moments max dans les poutre principales intermédier

❖ **Calcul des armatures longitudinal**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

✓ $h = 0,70 \text{ m}$;

✓ $b = 0,30 \text{ m}$;

✓ $d = 0,9 \times h = 0,63 \text{ m}$

✓ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

✓ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;

✓ $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$;

✓ $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.

- Ferrailage en traves :
- ❖ **Calcule par Robot expert :**

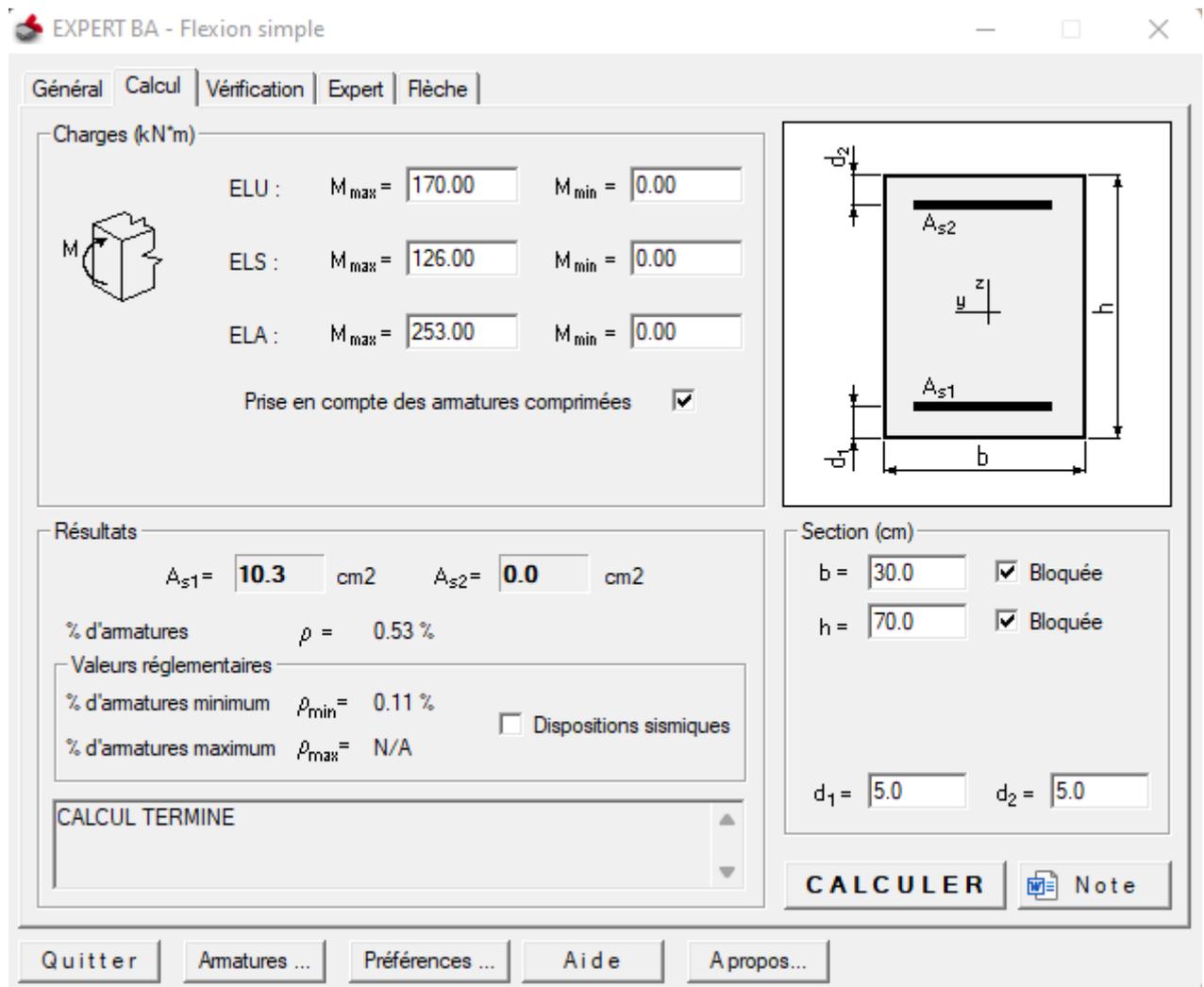


Figure V.28 : As travée cal de poutres principales intermédiaires

- As cal = 10.3 cm²

- ❖ **Condition de nom fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 2.17 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} \quad \text{CV}$$

- ❖ **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{cba \text{ min}} = 0.001 \cdot b \cdot h = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{Rpa \text{ min}} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 10.5 \text{ cm}^2$$

- ❖ **A = max (Acal ; A cba ; A rpa) => A = 10.5 cm²**

On adopté : 6HA16 = 12.3cm²

Ferrailage en appuis :

❖ Calcule par Robot expert :

Charges (kN*m)

ELU :	$M_{max} = -353.00$	$M_{min} = 0.00$
ELS :	$M_{max} = -260.00$	$M_{min} = 0.00$
ELA :	$M_{max} = -368.50$	$M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées

Résultats

$A_{s1} = 0.0$ cm2 $A_{s2} = 17.6$ cm2

% d'armatures $\rho = 0.90$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.11$ % Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

Section (cm)

$b = 30.0$ Bloquée

$h = 70.0$ Bloquée

$d_1 = 5.0$ $d_2 = 5.0$

CALCULER Note

Buttons: Quitter, Armatures..., Préférences..., Aide, A propos...

Figure V.29: As appuis cal de poutres principales intermédiaires

- $A_{s\text{ cal}} = 17.6\text{cm}^2$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 2.17 \text{ cm}^2 < A_{s\text{ cal}} \quad \text{CV}$$

❖ Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{\text{cba min}} = 0.001 \cdot b \cdot h = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Rpa min}} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 10.5 \text{ cm}^2$$

- ❖ $A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{cba}} ; A_{\text{rpa}}) \Rightarrow A = 17.6 \text{ cm}^2$

On adopté : 6HA20 = 18.85cm²

- Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de $L > 40 \Phi$ en zone II.

$$\Phi = 20\text{mm} \quad L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm ; alors on adopte : } L_r = 80\text{cm.}$$

$$\Phi = 14\text{mm} \quad L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm ; alors on adopte : } L_r = 60\text{cm.}$$

$$\Phi = 16\text{mm} \quad L_r = 1.6 \times 40 = 64\text{cm ; alors on adopte : } L_r = 70\text{cm.}$$

- Les armatures transversales :

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

- Les poutres de Rives

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{70}{35} ; \frac{30}{10} \right) = (1.4 ; 2.3 ; 3) = 1.4\text{cm}^2$$

- Les poutres de intermédiaires

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{70}{35} ; \frac{30}{10} \right) = (2 ; 2.3 ; 3) = 1.4\text{cm}^2$$

Donc en prend $\Phi = 8\text{mm}$

- Calcul des espacements des armatures transversales :Zone nodale

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm}^2 \right) = 10 \text{ cm ; Soit } St= 10\text{cm}$$

- Zone courant

$$St \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm ; Soit } St= 20 \text{ cm}$$

Les verification :

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$A_s = 12.06\text{cm}^2$$

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant									
Données									
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)	
300	30	70	40	2.5	25	Fissuration peu nuisible	12.06	400	
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)									
OK									
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)									
OK									
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)									
OK									
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.32)									
OK									

Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU
b : largeur de la poutre
h : hauteur de la poutre
a : largeur du poteau
c : enrobage
Fc28 : Résistance à la compression à 28jours
As (Inférieure): Armature inférieure en appuis
Fe: Limite d'élasticité de l'acier

Figure V.30 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre principales inter médier

❖ Vérification des contraintes :

70			
Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification	
1.587	3.333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
V_u (N)	$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)	Vérification	
300000.000	710887.500	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm ²)	$V_u / (f_e / \gamma_s)$ [cm ²]	Vérification	
1.000	8.625	Condition Non Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
600000.000	5.634	21.667	OK

Figure V.31: vérification des contraintes des poutres 70*30

Donc les vérifications des contraintes est vérifier

❖ **Vérification de la flèche :**

En vérifier la flèche par le robot expert

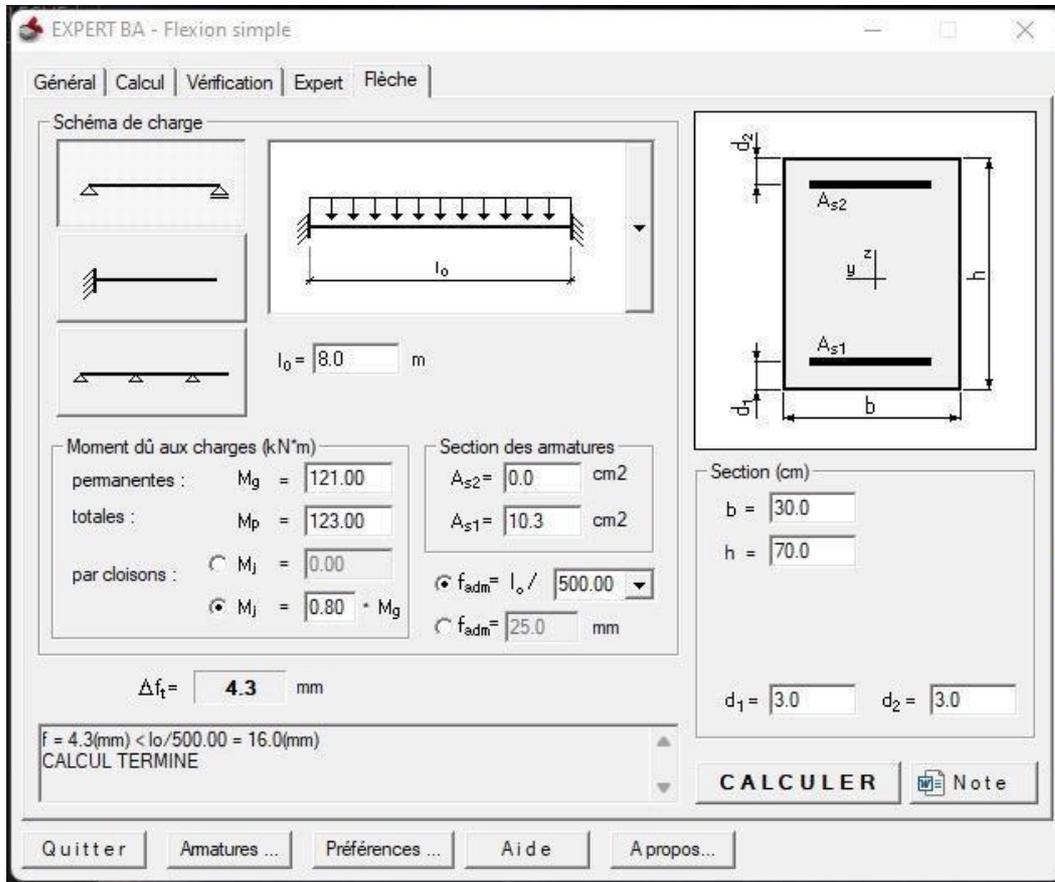


Figure V.32 : vérification de la flèche des poutres 70*30

❖ **Vérification a L'ELS :**

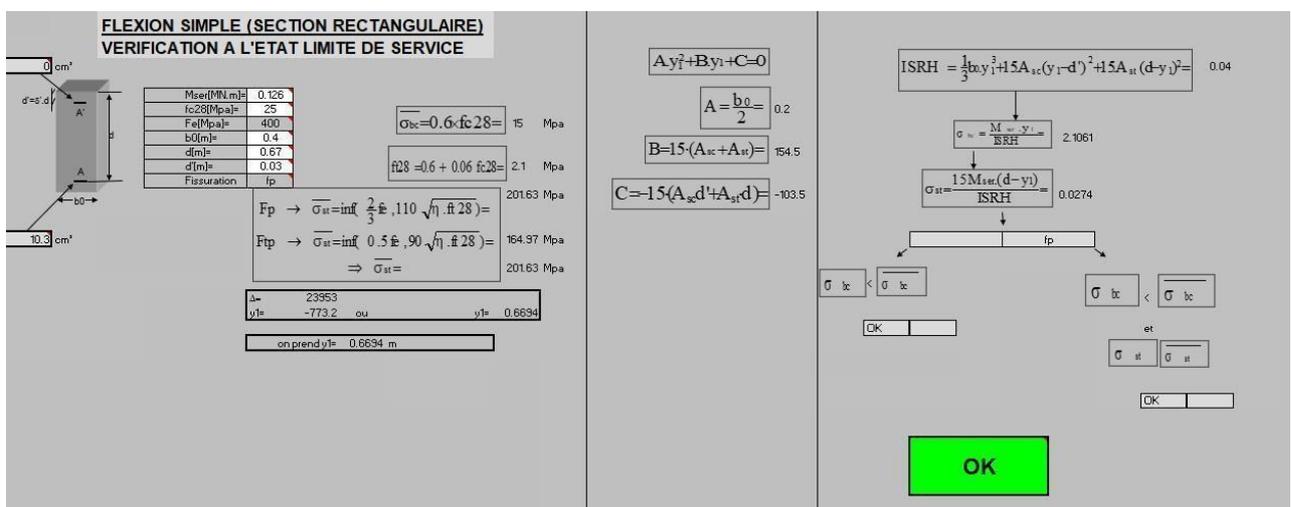


Figure V.33 : vérification de ELS des poutres 70*30

Donc les vérifications de flèche sont vérifiées

V.3 L'étude des Poutres secondaires :

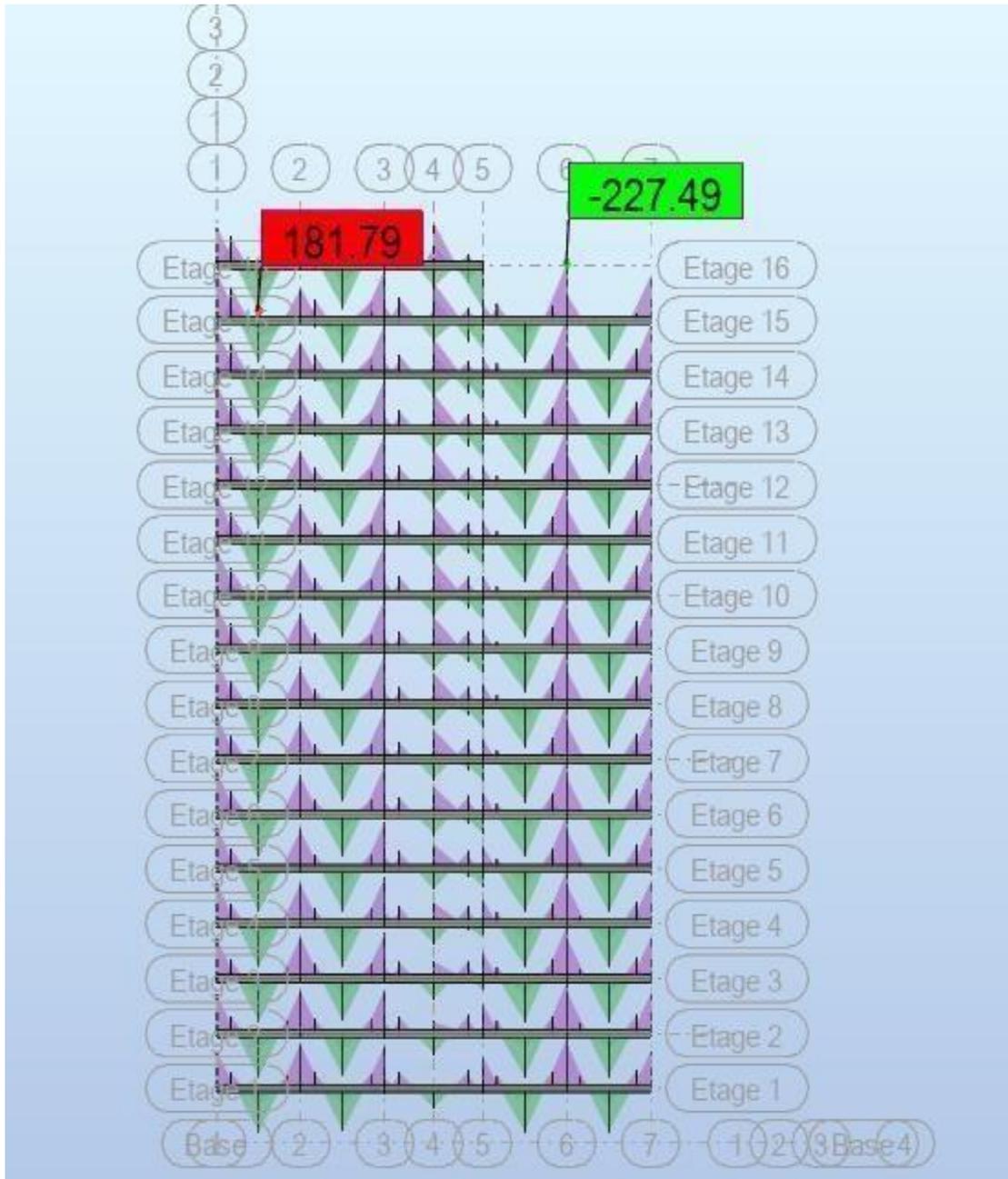


Figure V-34 : moments max a ELU

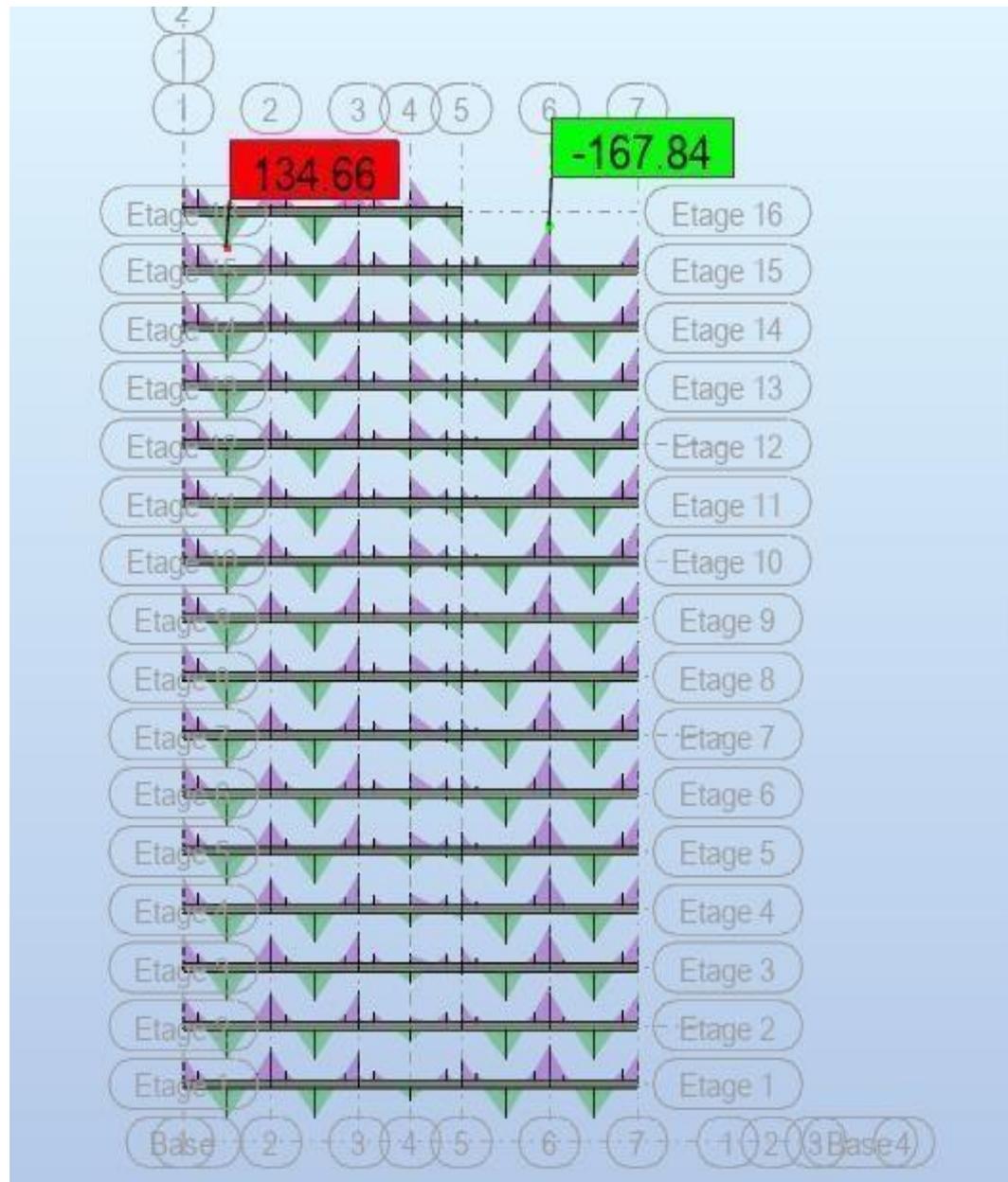


Figure V-35 : moments max a ELS

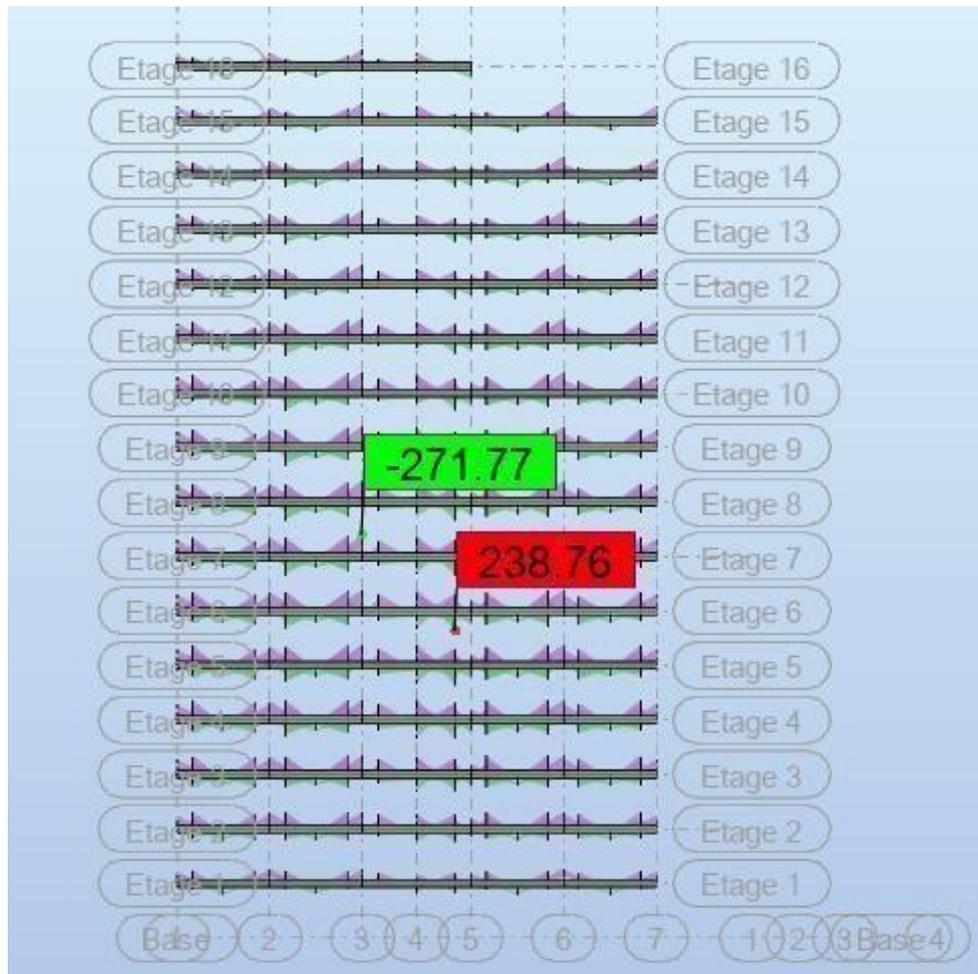


Figure V-36 : moments max a ACC

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	Mut _{max} (KN.m)	Mua _{max} (KN.m)	Mst _{max} (KN.m)	Msa _{max} (KN.m)	Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)
30×50	182	-229	135	-168	239	-272

Tableau VI-9 : les moments max dans les poutre secondaire

❖ **Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

- ✓ $h = 0,50 \text{ m}$;
- ✓ $b = 0,30 \text{ m}$;
- ✓ $d = 0,9 \times h = 0,45 \text{ m}$
- ✓ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- ✓ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- ✓ $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$;
- ✓ $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.

- Ferrailage en travées :
- **Calcule par Robot expert :**

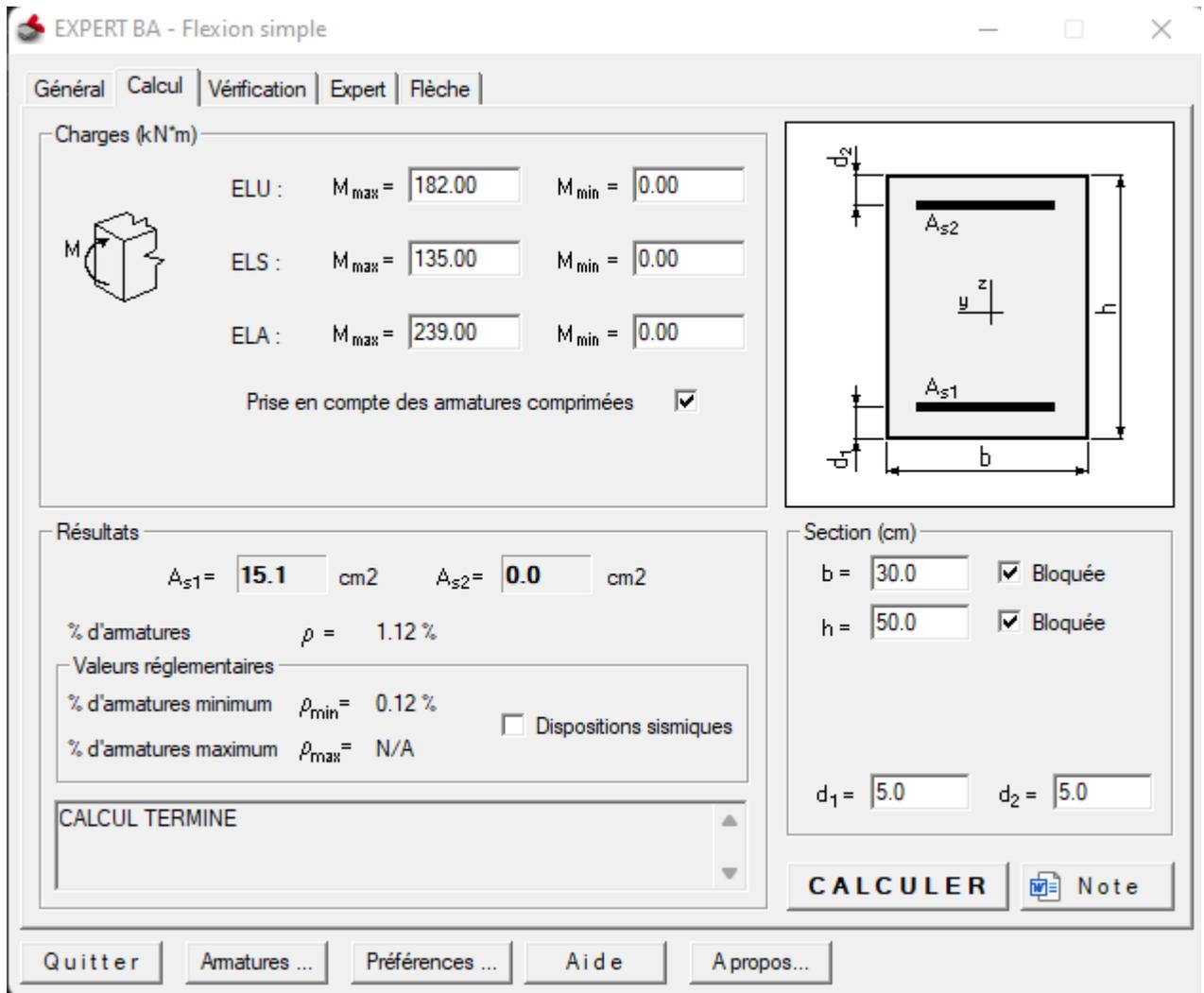


Figure VI37 : As travée cal des poutres secondaires

- As cal = 15.1cm²
- **Condition de nom fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} \quad \text{CV}$$

- **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{cba \text{ min}} = 0.001 \cdot b \cdot h = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{Rpa \text{ min}} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 7.5 \text{ cm}^2$$

- **A = max (Acal ; A cba ; A rpa) => A = 15.1 cm²**

On adopté : 5HA20 = 15.71cm²

Ferrailage en appuis :

- Calcule par Robot expert :

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion simple' software interface. The 'Calcul' tab is active. The 'Charges (kN*m)' section shows input values for ELU, ELS, and ELA states. The 'Résultats' section displays calculated reinforcement areas and percentages. The 'Section (cm)' section shows input values for width (b), height (h), and effective depths (d1, d2). A diagram of a rectangular section is shown on the right with reinforcement bars labeled As1 and As2.

État	M _{max} (kN*m)	M _{min} (kN*m)
ELU	0.00	-229.00
ELS	0.00	-168.00
ELA	0.00	-272.00

Paramètre	Valeur	Unité
A _{s1}	0.0	cm ²
A _{s2}	17.6	cm ²
% d'armatures (ρ)	1.30	%
% d'armatures minimum (ρ _{min})	0.12	%
% d'armatures maximum (ρ _{max})	N/A	%

Paramètre	Valeur	Unité
b	30.0	cm
h	50.0	cm
d ₁	5.0	cm
d ₂	5.0	cm

Figure V. 38 : As appuis cal des poutres secondaires

- As cal = 17.6cm²
- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} \quad \text{CV}$$
- Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{cba \text{ min}} = 0.001 \cdot b \cdot h = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{Rpa \text{ min}} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 7.5 \text{ cm}^2$$
- $A = \max (A_{cal} ; A_{cba} ; A_{rpa}) \Rightarrow A = 17.6 \text{ cm}^2$
- On adopté : 6HA20 = 18.85cm²

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de

$L > 40 \Phi$ en zone II.

$\Phi = 20\text{mm}$ $L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$; alors on adopte : $L_r = 80\text{cm}$.

$\Phi = 14\text{mm}$ $L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$; alors on adopte : $L_r = 60\text{cm}$.

$\Phi = 16\text{mm}$ $L_r = 1.6 \times 40 = 64\text{cm}$; alors on adopte : $L_r = 70\text{cm}$.

- Les armatures transversales :

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

- Les poutres Secondaire

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{50}{35} ; \frac{30}{10} \right) = (2 ; 1.4 ; 3) = 2 \text{ cm}^2$$

Donc en prend $\Phi = 8\text{mm}$

- Calcul des espacements des armatures transversales :Zone nodale

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm}^2 \right) = 10 \text{ cm} ; \text{ Soit } St= 10\text{cm}$$

- Zone courant

$$St \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm} ; \text{ Soit } St= 20 \text{ cm}$$

- Les verification :

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

$$A_s = 15.74\text{cm}^2$$

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
300	30	50	40	2.5	25	Fissuration peu nuisible	15.74	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
OK								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
OK								

Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU
b : largeur de la poutre
h : hauteur de la poutre
a : largeur du poteau
c : enrobage
Fc28: Résistance à la compression à 28jours
As (Inférieure): Armature inférieure en appuis
Fe: Limite d'élasticité de l'acier

Figure V.39 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre secondaires

- **Vérification des contraintes :**

50			
Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification	
2.222	3.333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
V_u (N)	$0,267.b.a.f_c28$ (N)	Vérification	
300000.000	710887.500	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
A_s (cm ²)	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ [cm ²]	Vérification	
1.000	8.625	Condition Non Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_c28 / \gamma_b$	Vérification
600000.000	5.634	21.667	OK

Figure V.40 : vérification des contraintes des poutres 50*30
Donc les vérifications des contraintes est vérifier

- **Vérification de la flèche :**

En vérifier la flèche par le robot expert

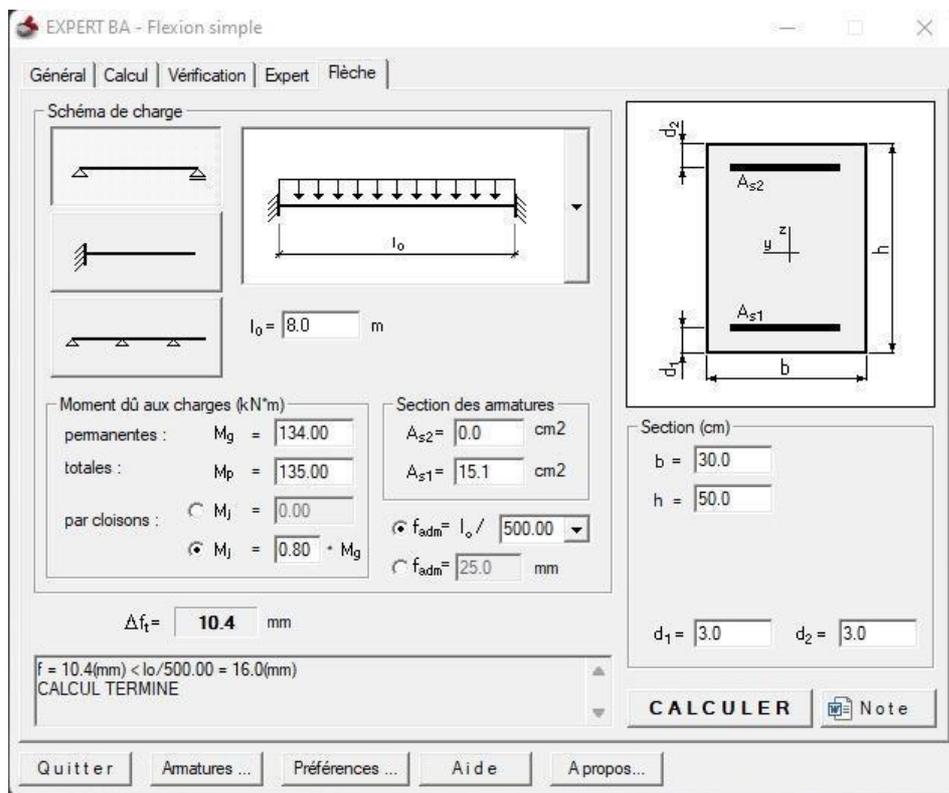


Figure V.41 : vérification de la flèche des poutres 50*30

- Vérification a L'ELS :

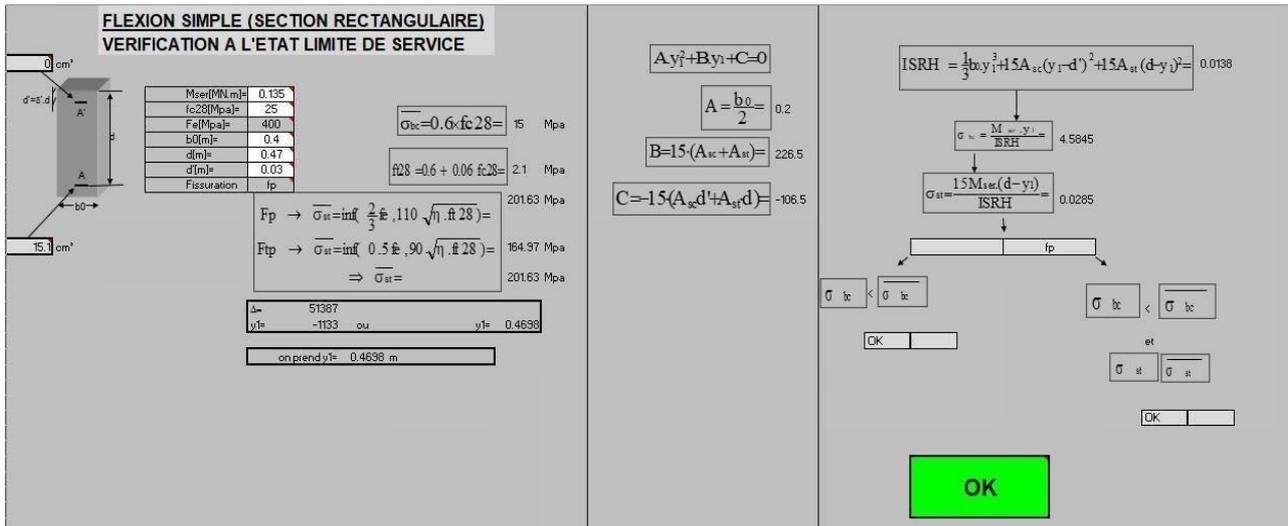


Figure V.42 : vérification de ELS des poutres 50*30

Donc les vérifications de flèche sont vérifiées

V.4 L'étude des Poutres Noyées :

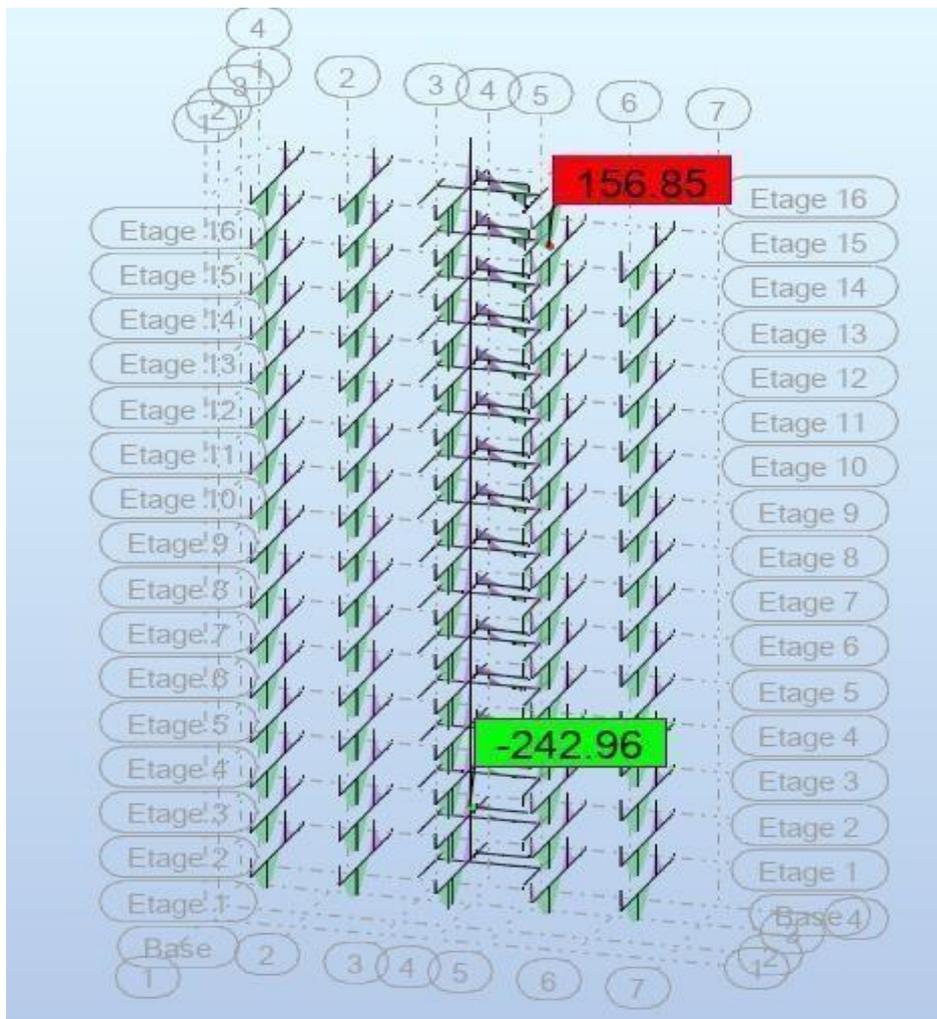


Figure V-43: moments max a ELU

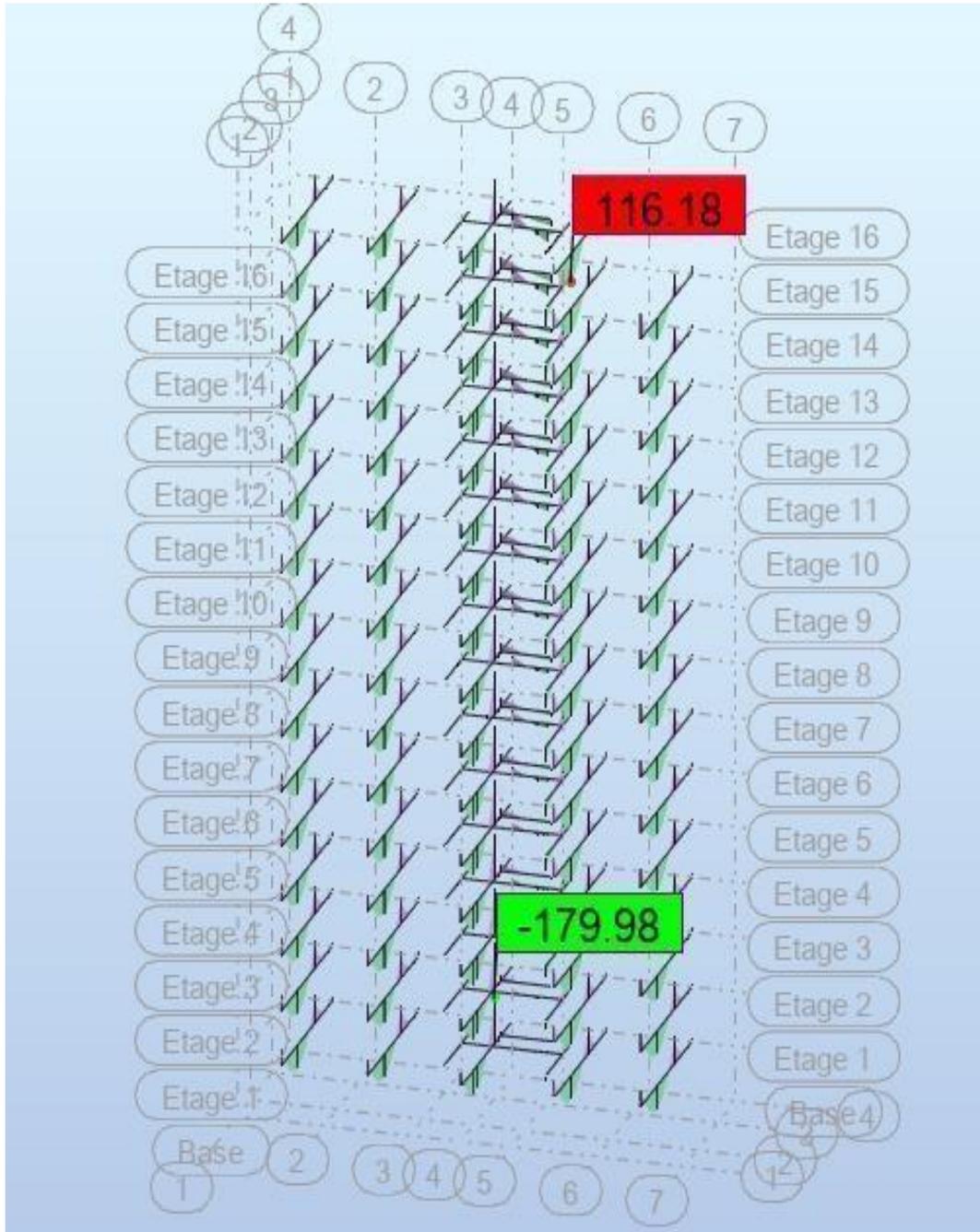


Figure V-44 : moments max a ELS



Figure V-45 : moments max a ACC

Tableau VI-10 : les moments max dans les poutres noyée

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	Mut _{max} (KN.m)	Mua _{max} (KN.m)	Mst _{max} (KN.m)	Msa _{max} (KN.m)	Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)
30×45	157	-243	117	-180	184	-216

• Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

- ✓ $h = 0,45 \text{ m}$;
- ✓ $b = 0,30\text{m}$;
- ✓ $d = 0,9 \times h = 0,40\text{m}$
- ✓ $f_{c28} = 25\text{MPa}$;
- ✓ $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;
- ✓ $f_{bc} = 14,20\text{MPa}$;
- ✓ $\sigma_{st} = 348\text{MPa}$.

- Ferrailage en traves :
- **Calcule par Robot expert :**

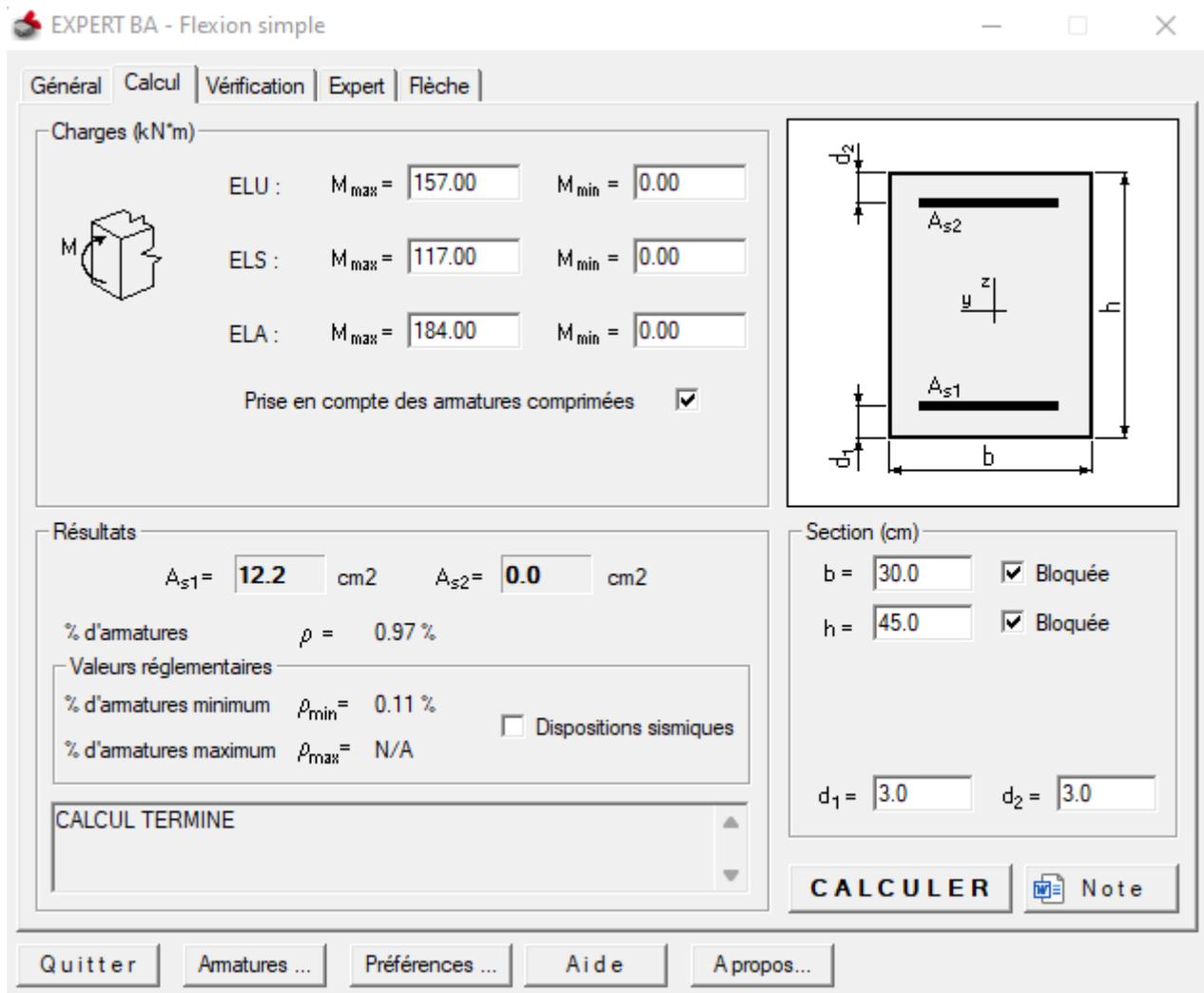


Figure V.46 : As travée cal des poutres Noyées

- As cal = 12.2cm²
- **Condition de nom fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} \quad \text{CV}$$

- **Le pourcentage minimal d'armatures :**

$$A_{cba \text{ min}} = 0.001 \cdot b \cdot h = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{Rpa \text{ min}} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 6.7 \text{ cm}^2$$

- $A = \max (A_{cal} ; A_{cba} ; A_{rpa}) \Rightarrow A = 12.2 \text{ cm}^2$ On adopté : 3HA25= 14.73cm²

Ferrailage en appuis :

- Calcule par Robot expert :

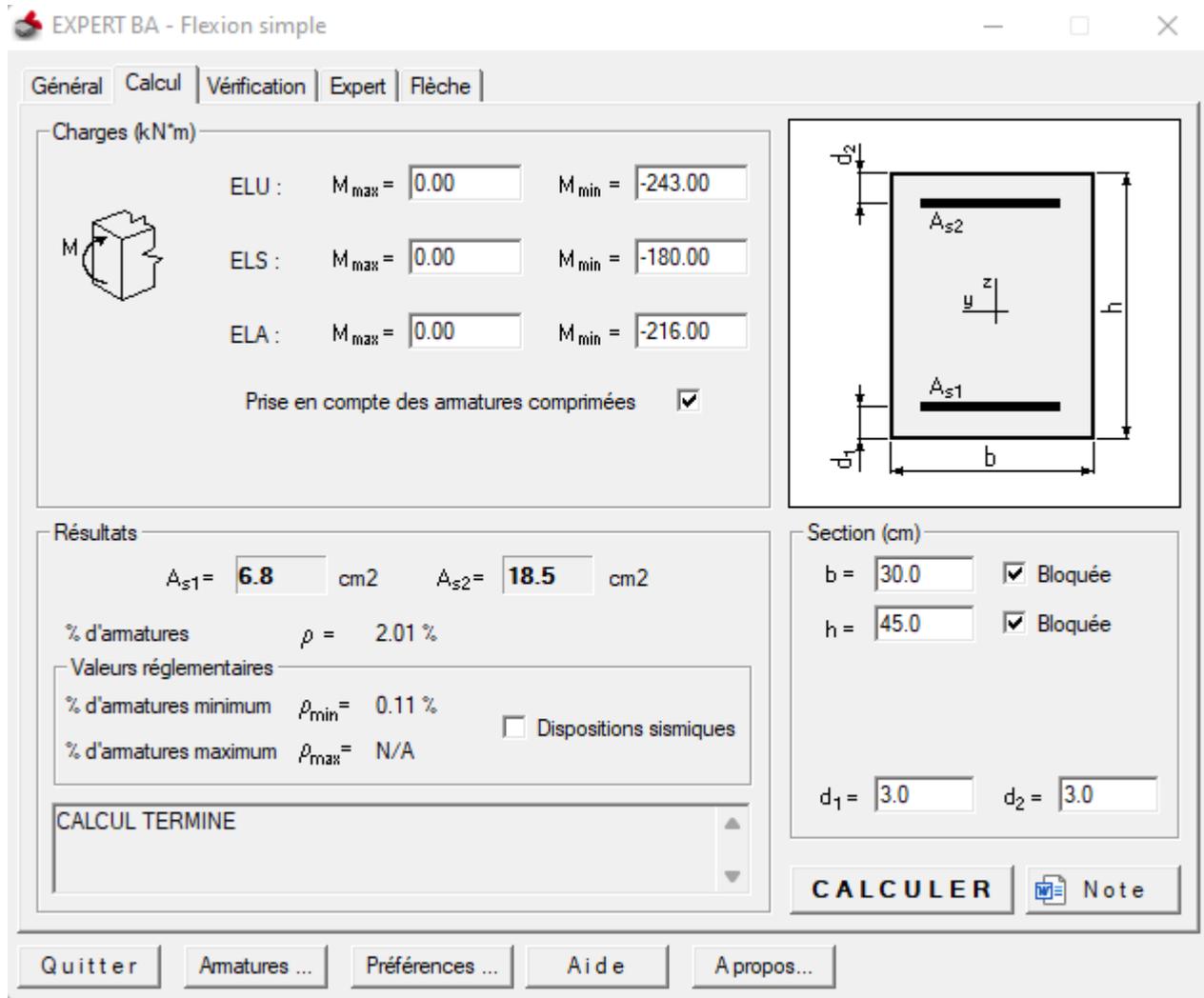


Figure V.47 : As appuis cal des poutres Noyées

$$A_{s \text{ cal}} = 18.5 \text{ cm}^2 + 6.8 \text{ cm}^2$$

- Condition de nom fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} \quad \text{CV}$$

- Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{\text{cba min}} = 0.001 \cdot b \cdot h = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Rpa min}} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 6.7 \text{ cm}^2$$

- $A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{cba}} ; A_{\text{rpa}}) \Rightarrow A = 18.5 \text{ cm}^2 + 6.8 \text{ cm}^2$

$$\text{On adopté : } 6\text{HA}20 + 3\text{HA}25 = 18.85 \text{ cm}^2 + 14.73 \text{ cm}^2 = 33.58 \text{ cm}^2$$

- Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de $L > 40 \Phi$ en zone II.

$\Phi = 25\text{mm} \quad L_r = 2.5 \times 40 = 100 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 100\text{cm}$
 $\Phi = 20\text{mm} \quad L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 80\text{cm.}$
 $\Phi = 14\text{mm} \quad L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 60\text{cm.}$
 $\Phi = 16\text{mm} \quad L_r = 1.6 \times 40 = 64\text{cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 70\text{cm.}$

- Les armatures transversales :

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

- Les poutres chinages

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = (2 ; 1.28 ; 3) = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $\Phi = 8\text{mm}$

- Calcul des espacements des armatures transversales :

Zone nodal
 $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm}^2 \right) = 10 \text{ cm} ; \text{ Soit } St = 10\text{cm}$

- Zone courant

$$St \leq \frac{h}{2} = 22 \text{ cm} ; \text{ Soit } St = 20 \text{ cm}$$

- Les vérifications :

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

$$As = 14.73\text{cm}^2$$

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
300	30	45	40	2.5	25	Fissuration peu nuisible	14.73	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
OK								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.32)								
OK								

Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU
b : largeur de la poutre
h : hauteur de la poutre
a : largeur du poteau
c : enrobage
Fc28 : Résistance à la compression à 28jours
As (Inférieure): Armature inférieure en appuis
Fe: Limite d'élasticité de l'acier

Figure V.48 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre noyée

- Vérification des contraintes :

45			
Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification	
2.469	3.333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
V_u (N)	$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)	Vérification	
300000.000	710887.500	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
A_s (cm ²)	$V_u / (f_e / \gamma_s)$ [cm ²]	Vérification	
1.000	8.625	Condition Non Vérifiée	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
600000.000	5.634	21.667	OK

Figure V.49 : vérification des contraintes des poutres 45*30

Donc les les vérifications des contraintes est vérifier

- Vérification de la flèche :

En vérifier la flèche par le robot expert

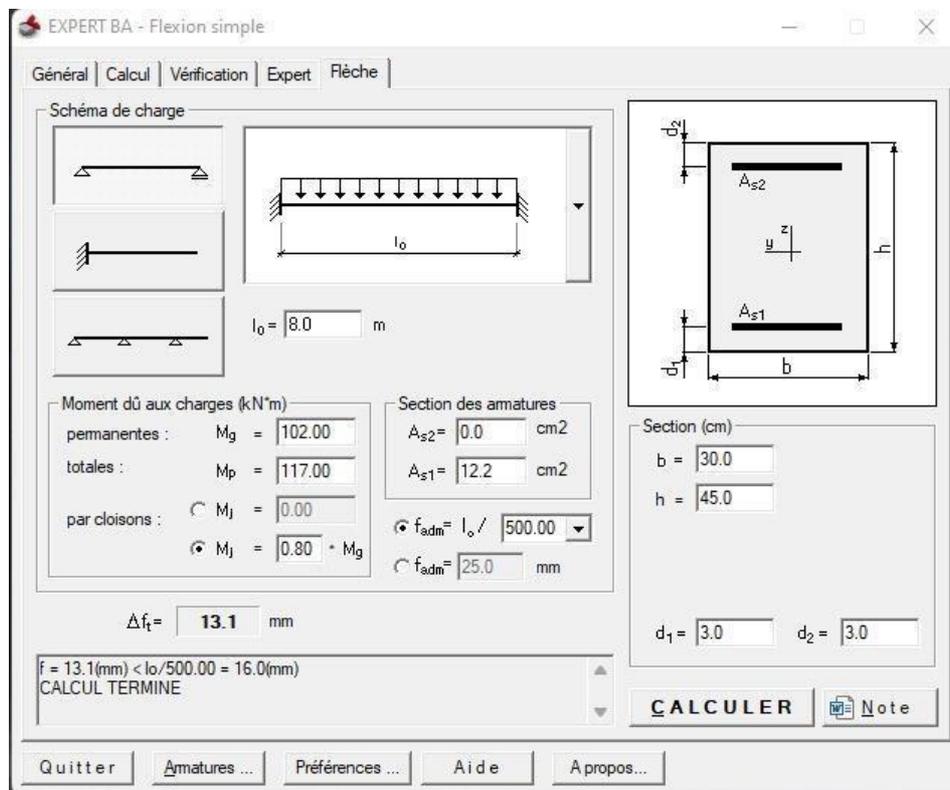


Figure V.50 : vérification de la flèche des poutres 50*30

- Vérification a L'ELS :

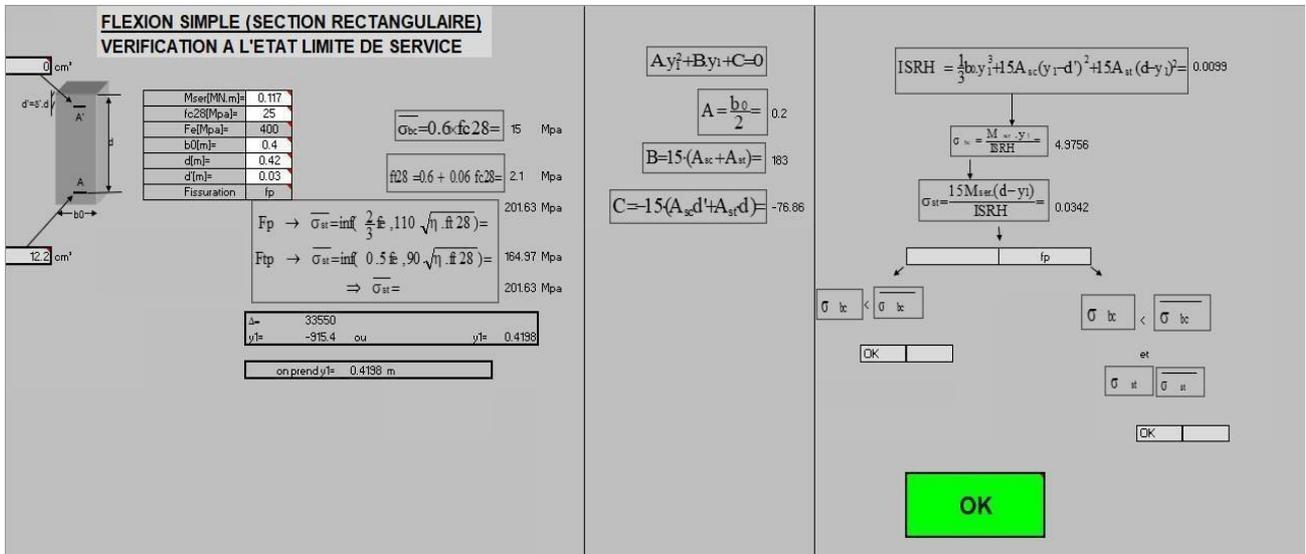


Figure V.51 : vérification de ELS des poutres 45*30

Donc les vérifications de flèche sont vérifiées

V.5 L'étude des Poutres de piscine :

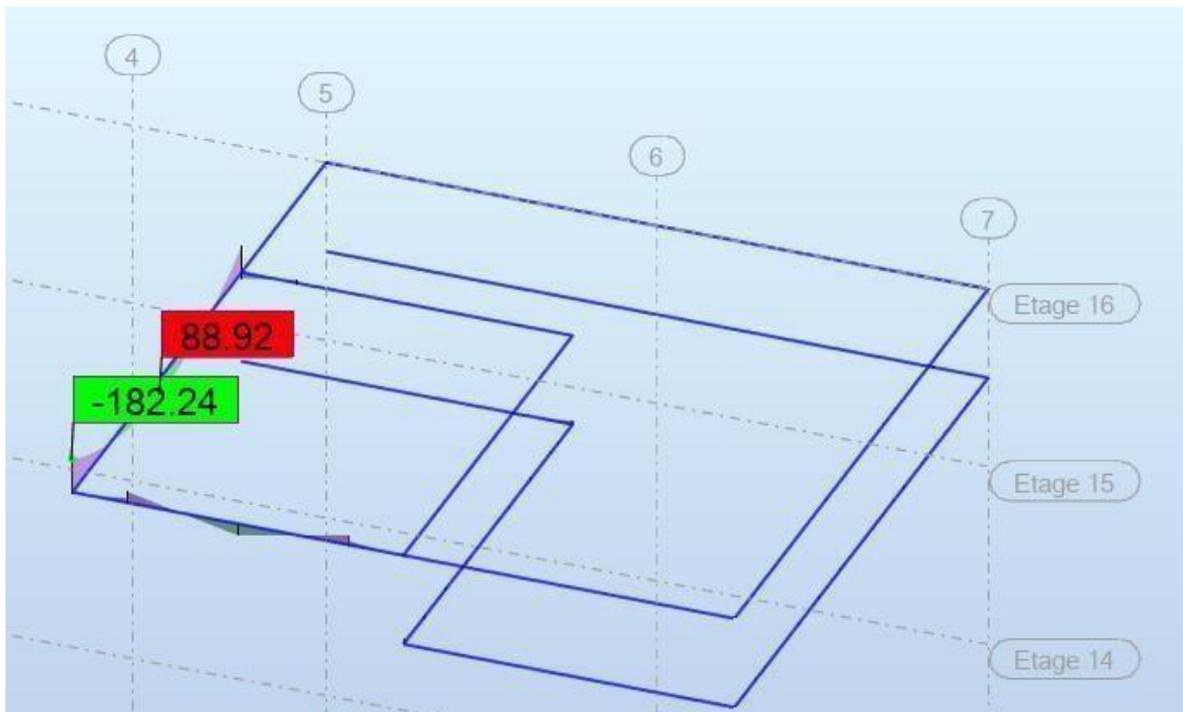


Figure V-52 : moments max a ELU

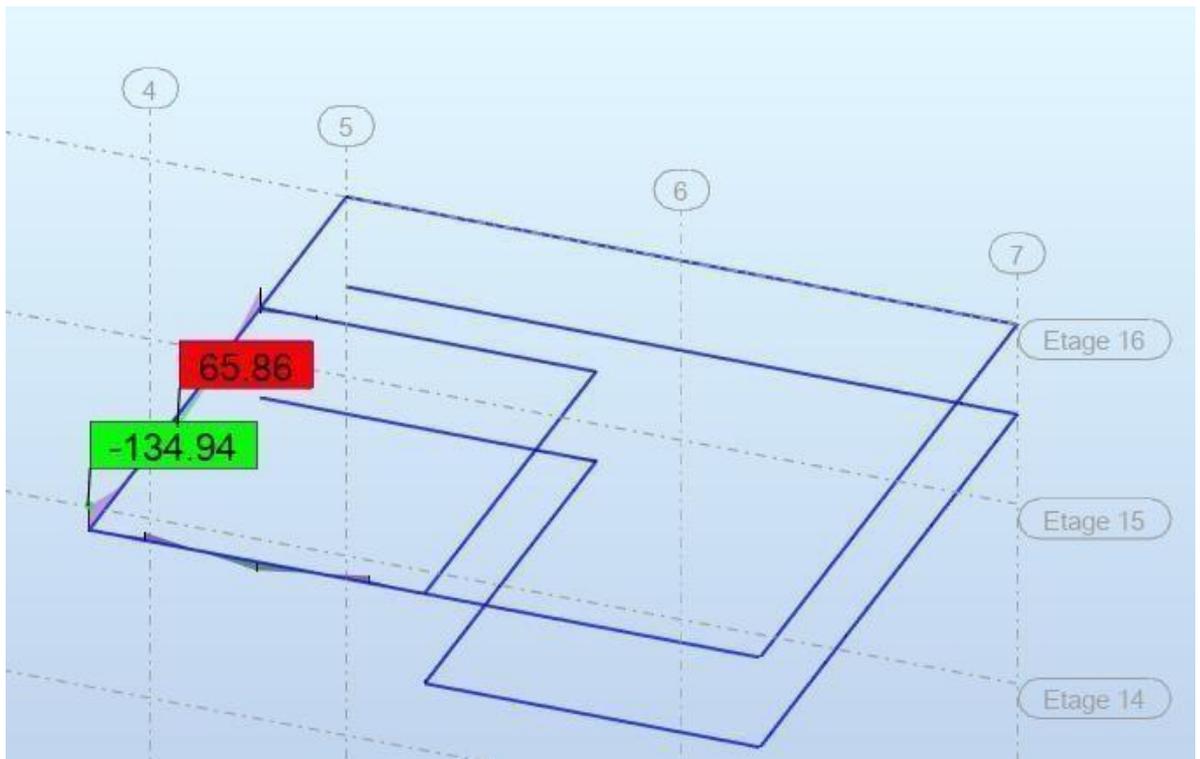


Figure V-53 : moments max a ELS

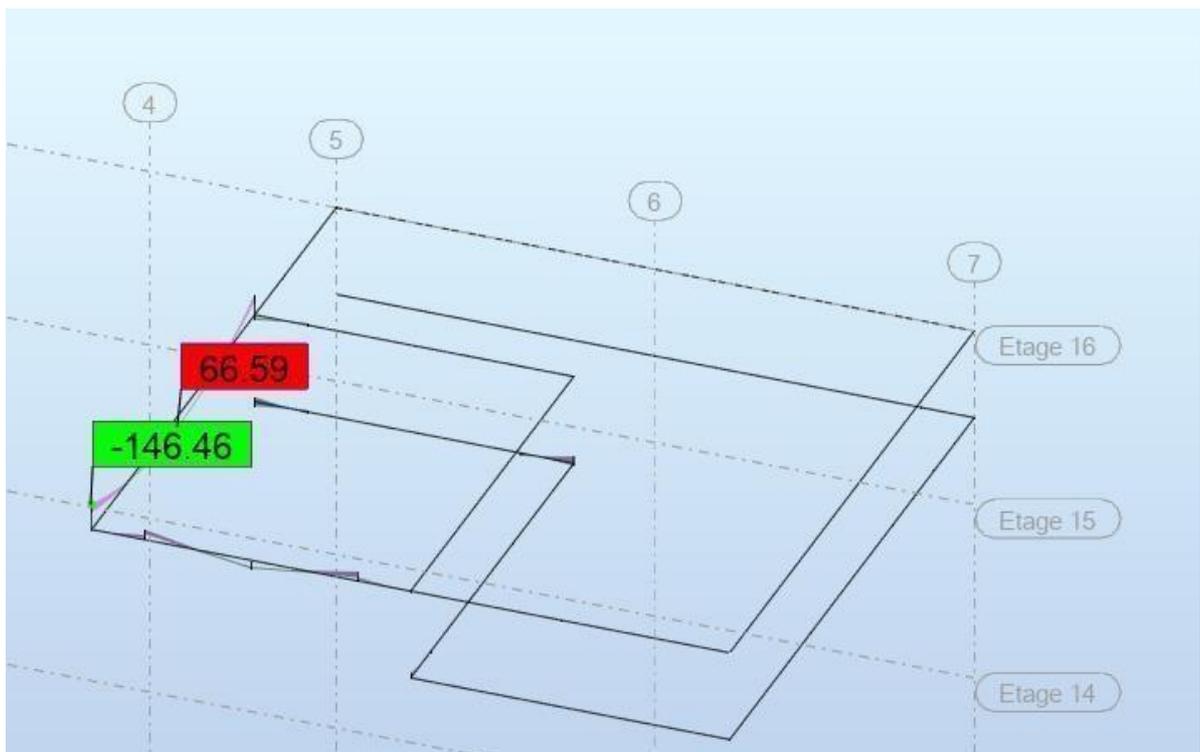


Figure V-54 : moments max a ACC

Tableau VI-11 : les moments max dans les poutres piscine

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	Mut _{max} (KN.m)	Mua _{max} (KN.m)	Mst _{max} (KN.m)	Msa _{max} (KN.m)	Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)
40×50	89	-183	66	-135	67	-147

❖ **Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

- ✓ $h = 0,50 \text{ m}$;
- ✓ $b = 0,40 \text{ m}$;
- ✓ $d = 0,9 \times h = 0,45 \text{ m}$
- ✓ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- ✓ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- ✓ $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$;
- ✓ $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.
- Ferrailage en traves :

❖ Calcule par Robot expert :

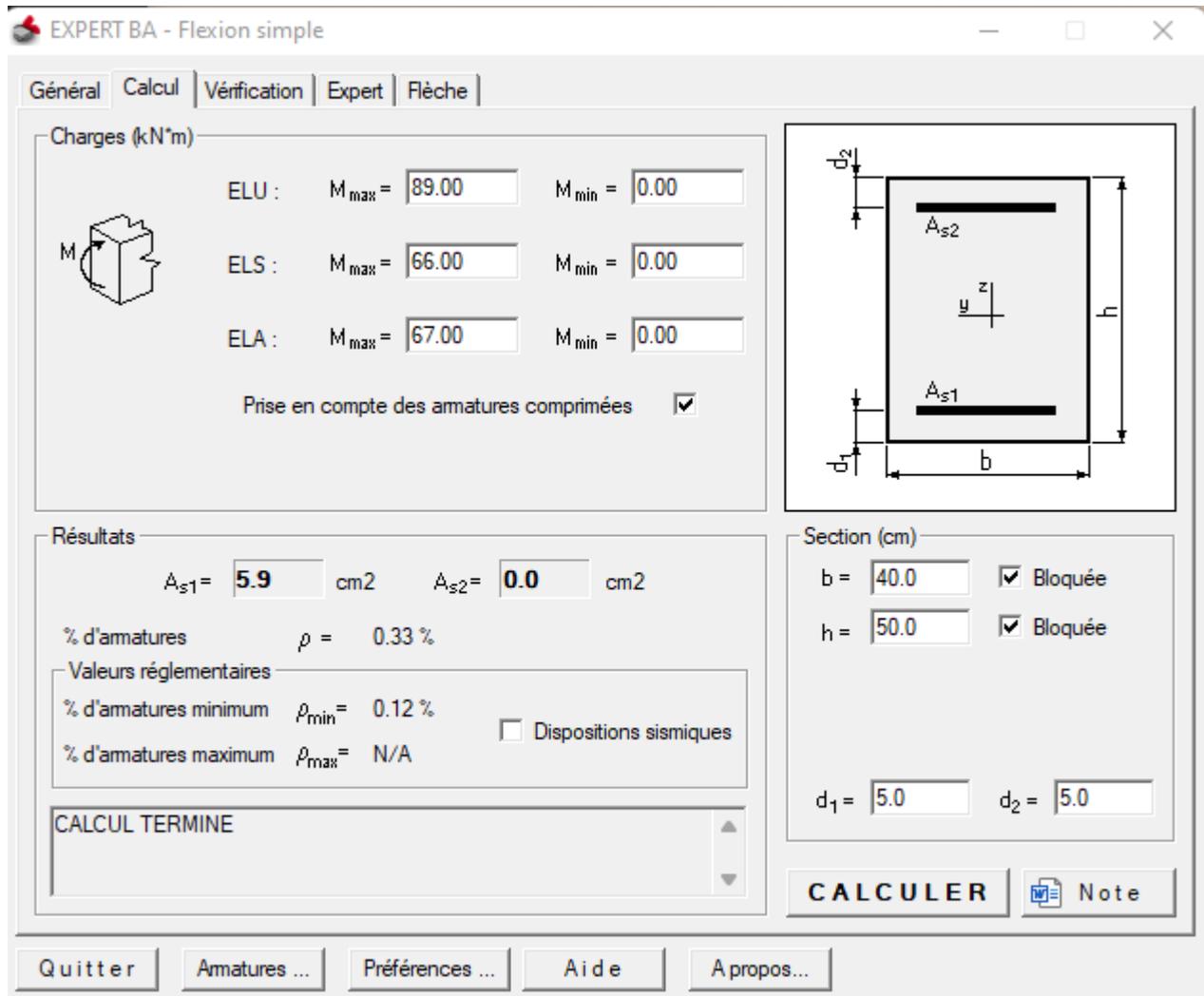


Figure V.55 : As travées cal des poutres Piscine

- $A_s \text{ cal} = 5.9 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 2.1 \text{ cm}^2 < A_s \text{ cal} \quad \text{CV}$$

❖ Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{\text{cba min}} = 0.001 \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Rpa min}} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 10 \text{ cm}^2$$

$$\square A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{cba}} ; A_{\text{rpa}}) \Rightarrow A = 10 \text{ cm}^2$$

On adopté : 3HA16

- Ferrailage en appuis :
- Calcule par Robot expert :

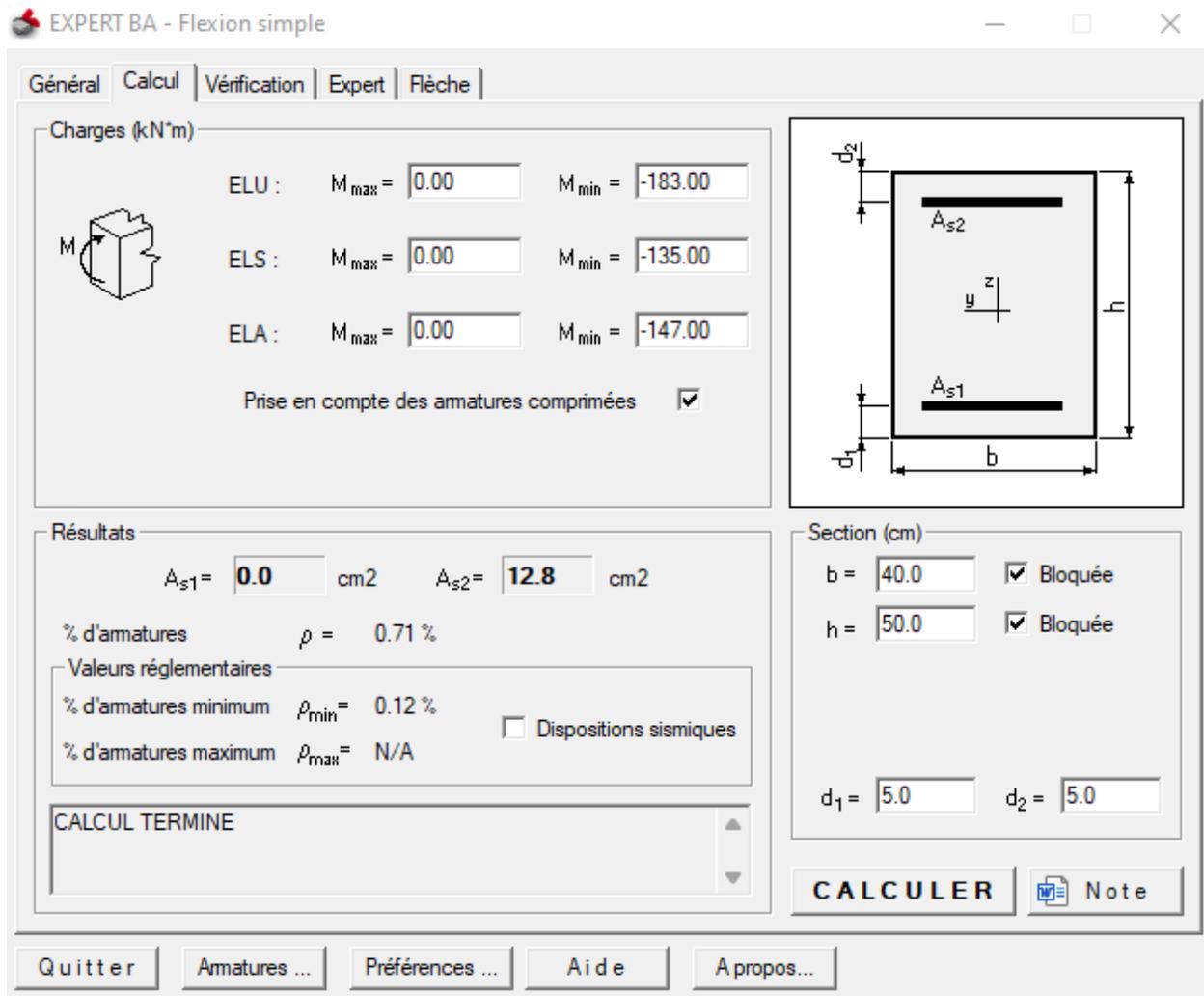


Figure V.56 : As appuis cal des poutres Piscine

$$A_{s \text{ cal}} = 12.8 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} = 0.23 b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 2.1 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ cal}} \quad \text{CV}$
- Le pourcentage minimal d'armatures :
 $A_{\text{cba min}} = 0.001 \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2$
 $A_{\text{Rpa min}} > 0.5\% \cdot b \cdot h = 10 \text{ cm}^2$
- $A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{cba}} ; A_{\text{rpa}}) \Rightarrow A = 12.8 \text{ cm}^2$
- On adopté : $3\text{HA}25 = 14.73 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de $L > 40 \Phi$ en zone II.

$$\Phi = 25\text{mm} \quad L_r = 2.5 \times 40 = 100 \text{ cm ; alors on adopte : } L_r = 100\text{cm}$$

$$\Phi = 20\text{mm} \quad L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm ; alors on adopte : } L_r = 80\text{cm.}$$

$$\Phi = 14\text{mm} \quad L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm ; alors on adopte : } L_r = 60\text{cm.}$$

$$\Phi = 16\text{mm} \quad L_r = 1.6 \times 40 = 64\text{cm ; alors on adopte : } L_r = 70\text{cm.}$$

- **Les armatures transversales :**

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

- **Les poutres chinages**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{50}{35} ; \frac{30}{10} \right) = (2.5 ; 1.42 ; 4) = 1.42\text{cm}^2$$

Donc on prend $\Phi = 8\text{mm}$

- **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Zone nodale

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm}^2 \right) = 10 \text{ cm ; Soit } St = 10\text{cm}$$

- **Zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm ; Soit } St = 20 \text{ cm}$$

Tableau VI-6 : Ferrailage des poutres dans les différents niveaux de la Tour

Étage	Types	Section	Nbre barres Travée	Nbre barres Appui
RDC	PP RIVE	70*30	3HA25	5HA16
	PP INTER	70*30	6HA16	6HA20
	PS	50*30	5HA20	6HA20
	P.Noyée	45*30	3HA25	6HA20
Étages Courant	PP RIVE	70*30	3HA25	5HA16
	PP INTER	70*30	6HA16	6HA20
	PS	50*30	5HA20	6HA20
	P.Noyée	45*30	3HA25	6HA20
Terrasse	PP RIVE	70*30	3HA25	5HA16
	PP INTER	70*30	6HA16	6HA20
	PS	50*30	5HA20	6HA20
	P.Noyée	45*30	3HA25	6HA20
	P.piscine	50*40	3HA16	3HA25

3. Schéma de ferrailage des poutres :

a) Poutres principales axe 1et7 :

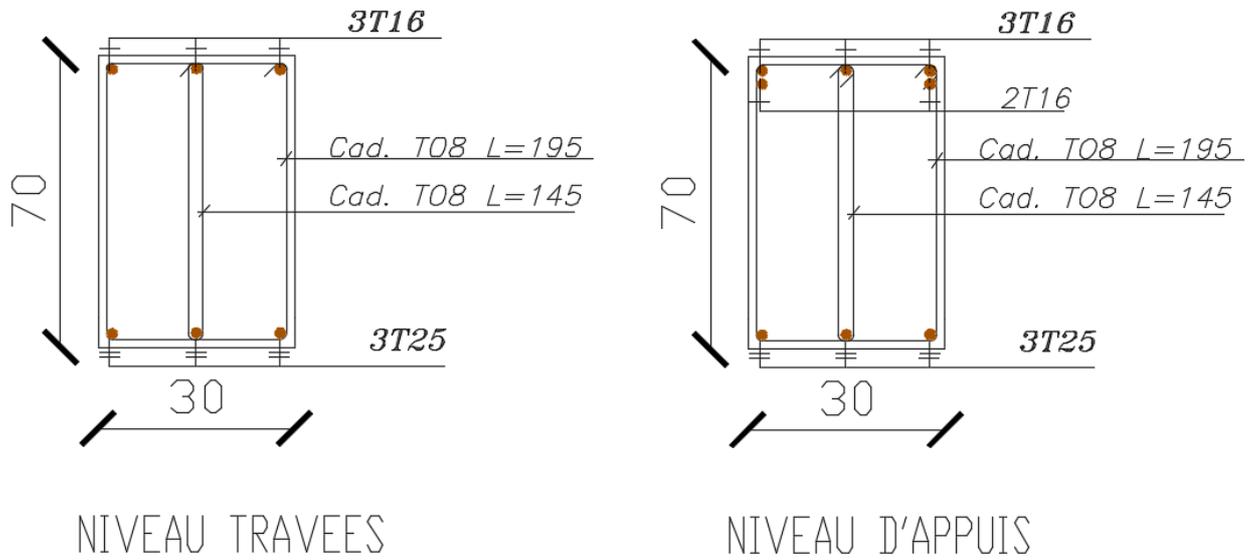


Figure V-57 : Coupe transversale Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée

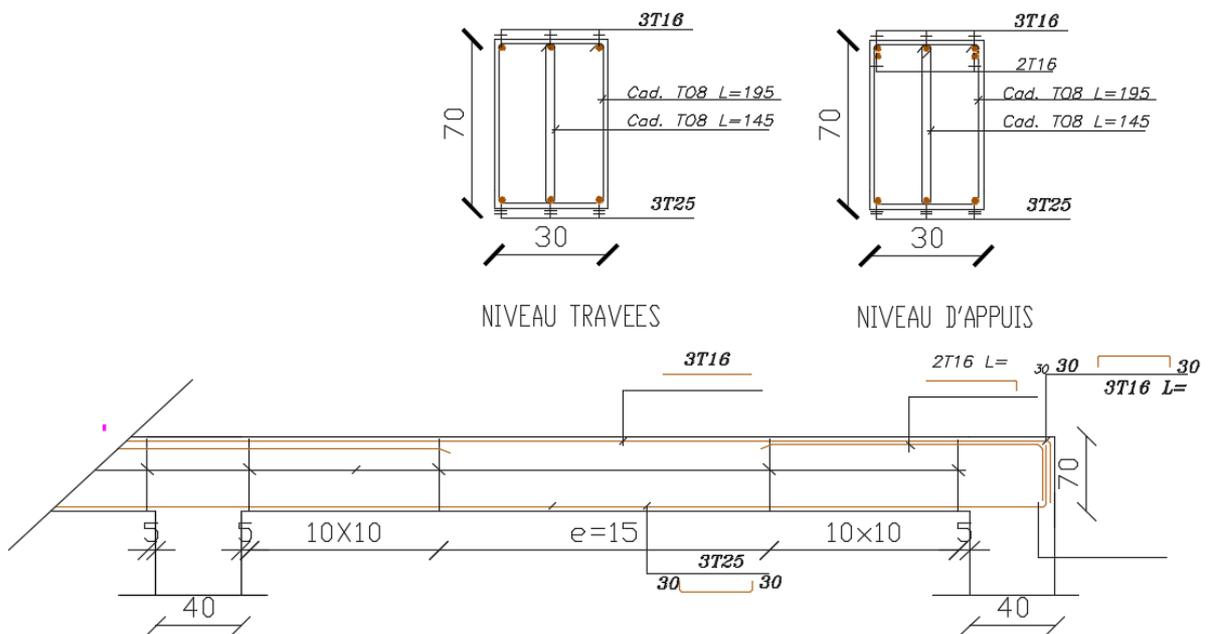


Figure V-58 : Coupe longitudinale Ferrailage des poutres principales

b) Poutres principales axe 2-6 :

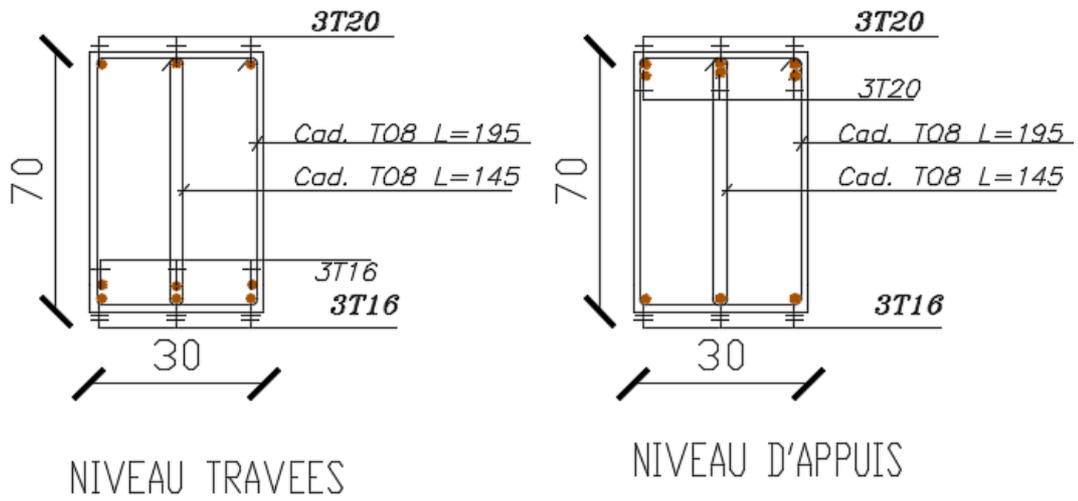


Figure V-59 : Coupe transversale Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée

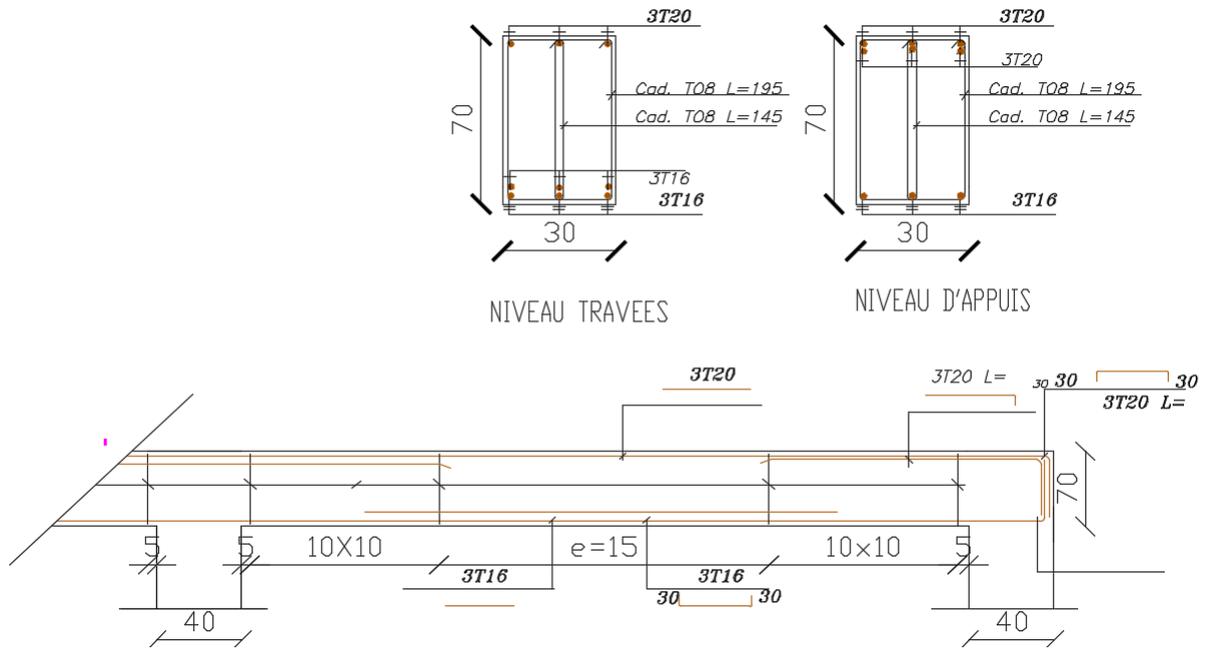


Figure V-60 : Coupe longitudinale Ferrailage des poutres principales

c) Poutres secondaires :

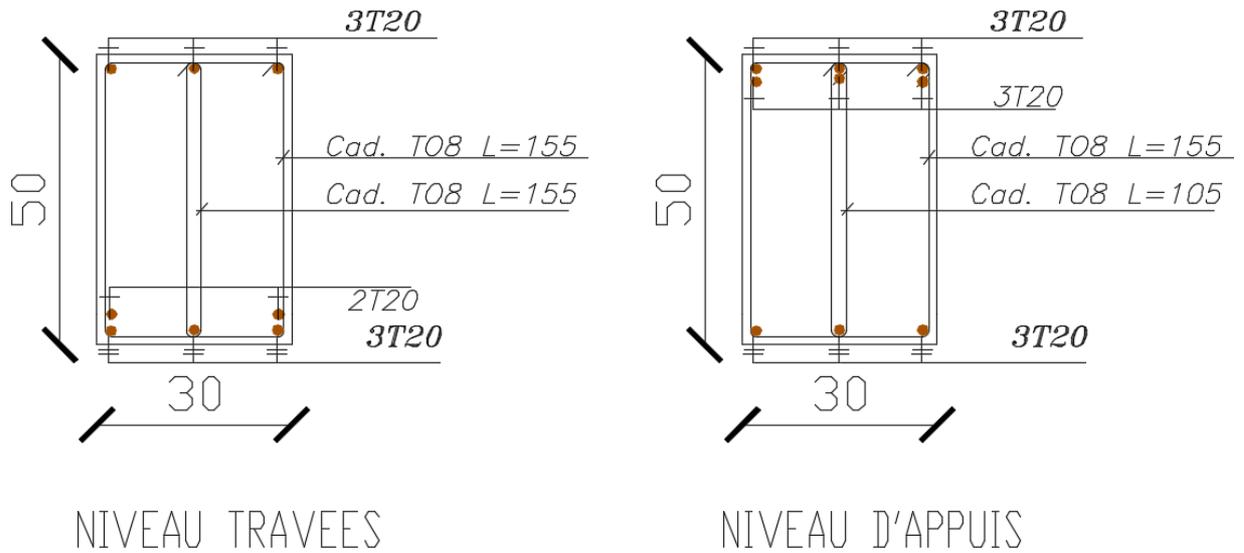


Figure V-61 : Coupe transversale Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travée

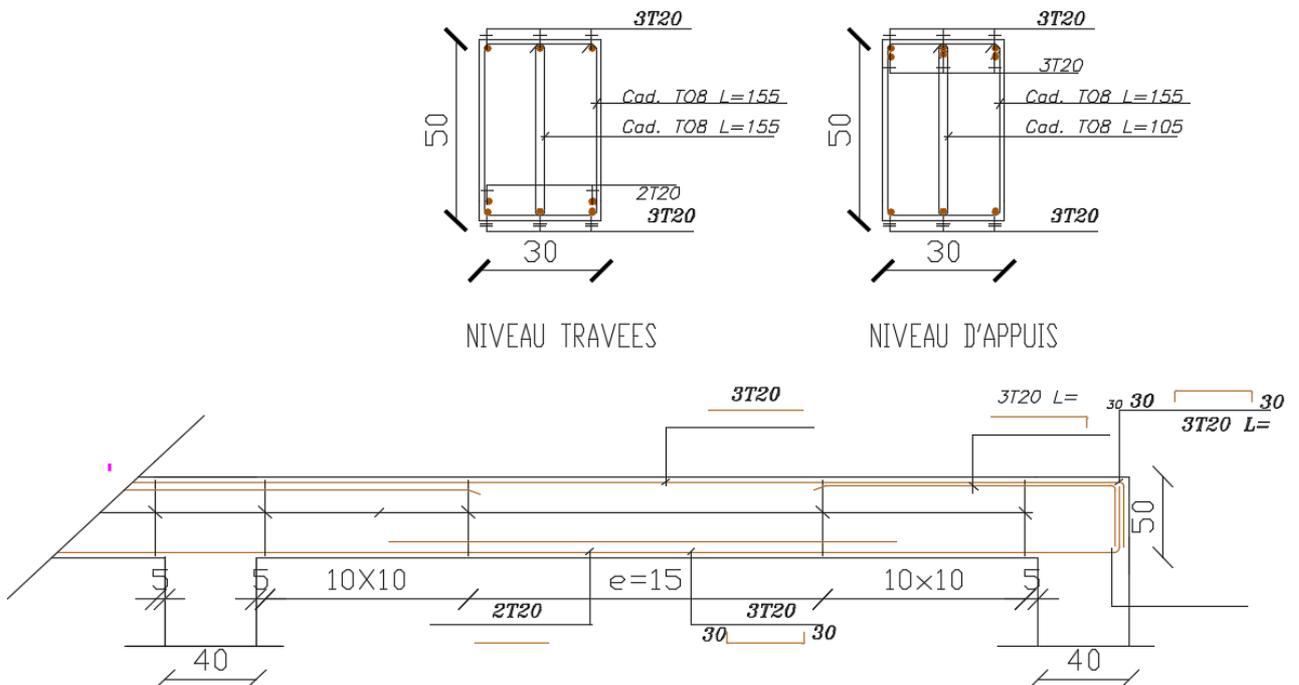


Figure V-62 : Coupe longitudinale Ferrailage des poutres secondaires

e) Poutres Piscine :

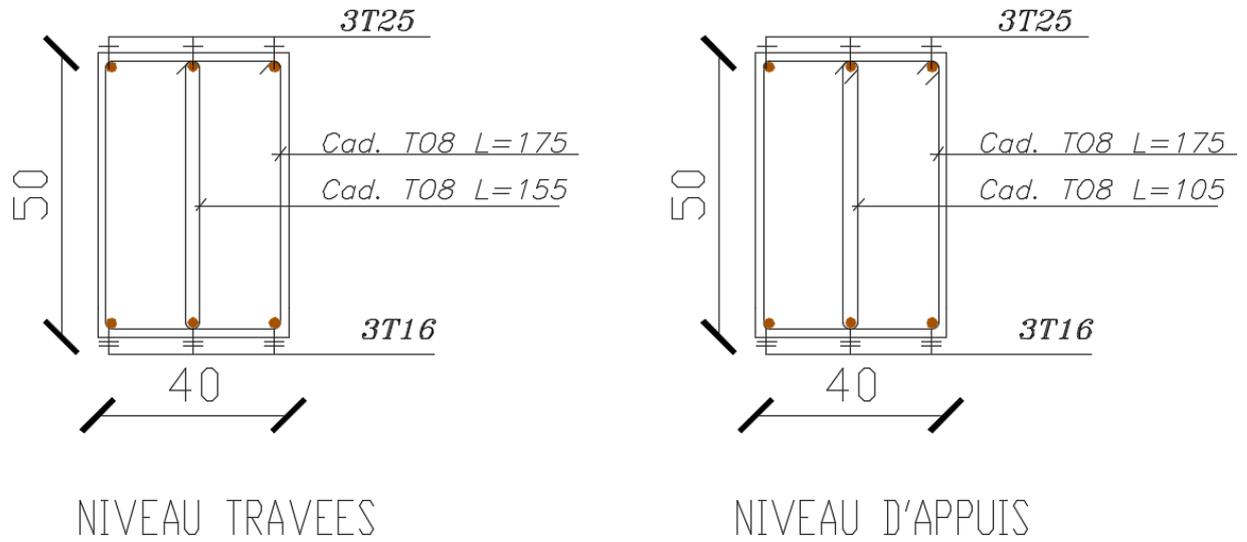


Figure V-65 : Coupe transversale Ferrailage des poutres Piscine au niveau d'appuis et travée

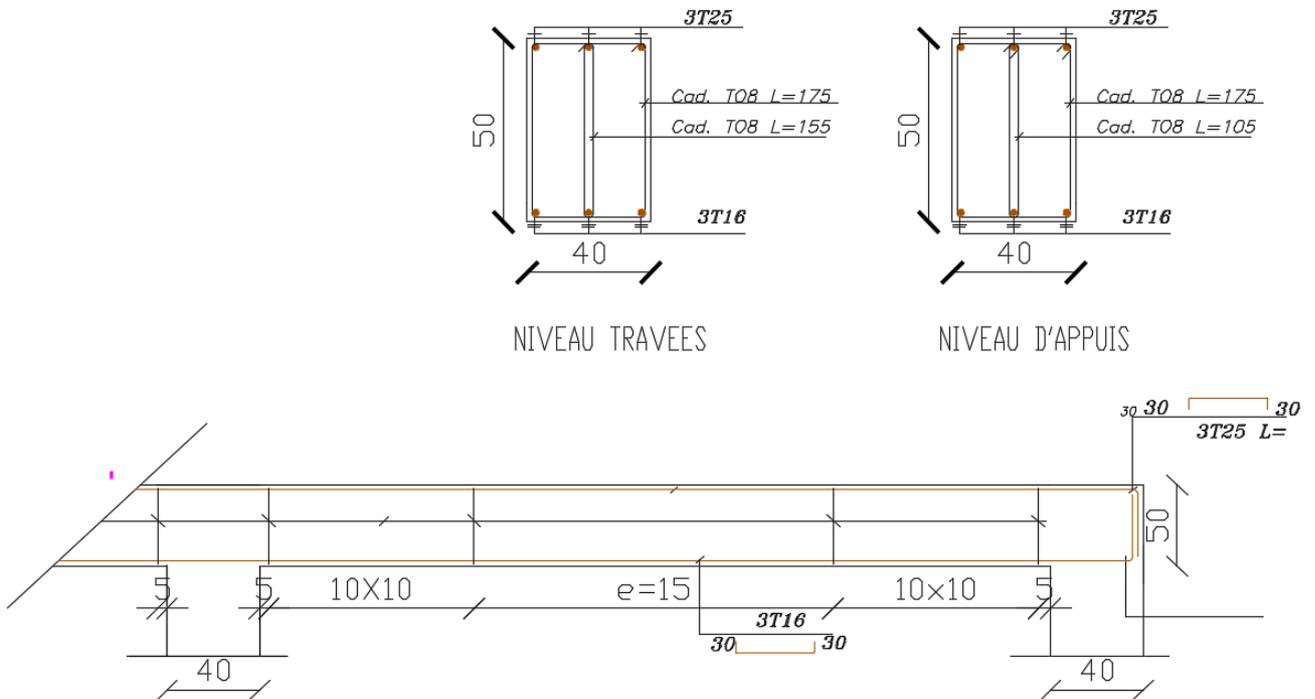


Figure V-66 : Coupe longitudinale Ferrailage des poutres Piscine

VI Ferrailage des voiles :

VI.1 Introduction :

En zone sismique, le recours aux voiles comme éléments porteurs peut être très intéressant d'un point de vue comportement. En effet les expertises des dégâts constatés lors des séismes de Mexico et encore plus récemment de Boumerdes montrent clairement un meilleur comportement de telles structures porteuses lors des secousses sismiques par rapport aux structures en portiques auto-stables. En effet la présence de voiles en béton armé permet :

- ✓ de limiter les déformations latérales ;
- ✓ protégé grâce à leur rigidité les éléments non-structuraux et quelques poteaux existants ;
- ✓ d'éviter la réalisation des nœuds des portiques, qui posent toujours des difficultés.

• Rôles des voiles :

Les voiles ont pour rôles de reprendre les charges verticales et participer aux contreventements. Ils peuvent être linéaires ou non (figure IV.26), pleins ou présentant des ouvertures.

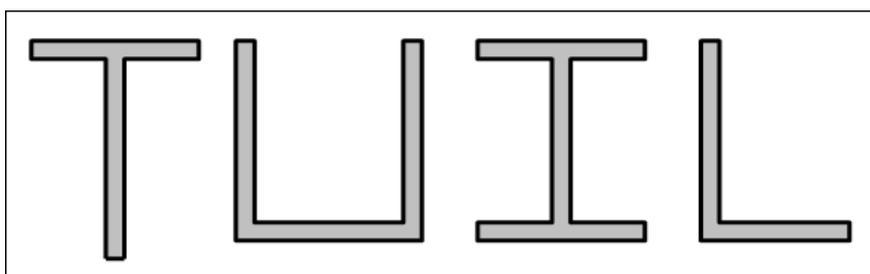


Figure V-67 : Refends de forme profilée.

VI.2 Conception et calcul des murs en béton armé selon le DTR B-C 2.42 :

- Nuance des armatures :

La limite d'élasticité des aciers dont la section est précisée dans les dispositions qui suivent, est supposée supérieure ou égale à 400MPa. Il s'agit donc soit d'aciers à haute adhérence, soit de treillis soudés. L'emploi d'acier de limite d'élasticité σ_s , inférieure à 400MPa est

Cependant admis, les sections étant alors majorées dans le rapport $\left(\frac{400}{\sigma_s} \right)$.

- Efforts sollicitant :

A défaut de justifications plus précises les efforts qui sollicitent les murs sont évalués de la façon suivante :

- Effort dus aux charges verticales :

Les charges verticales agissant sur les murs peuvent être déterminées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des surcharges telle qu'elle est annoncée par la norme en vigueur, elles doivent être évaluées en prenant en compte les charges d'exploitation variables dans le temps majoré de 20%. On peut admettre dans cette évaluation la discontinuité des divers éléments de plancher au droit des murs ; toutefois, si le bâtiment comporte plusieurs travées solidaires ; les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées au droit des appuis doivent être majorées :

- ✓ de 15% pour les murs centraux dans le cas des bâtiments à 2 travées ;
- ✓ de 10% pour les murs intermédiaires voisins des murs de rive dans le cas des bâtiments comportant plus de 2 travées

- Evaluation des contraintes :
murs d'appui de 2 travées solidaires :

On admet que la distribution de contraintes, normales est plane, sauf en ce qui concerne celle qui sont dues aux charges localisées apportées par le plancher situé immédiatement au-dessus de la section horizontale du mur considéré. Le supplément local de contrainte dû à la réaction d'appui d'une poutre continue perpendiculaire au mur peut être évalué en prenant en compte l'aire de la surface d'appui de la poutre sur le mur. Le supplément locale de contrainte dû à la réaction d'appui d'un linteau ayant le même plan moyen que le mur peut être déterminé en supposant que la profondeur d'appui est au plus égale à la hauteur de linteau et que la distribution des contraintes est triangulaire

murs de rives :

On admet également que la distribution des contraintes est plane, en ce qui concerne les contraintes dues aux charges localisées du plancher situé immédiatement au-dessus de la section horizontale du mur considéré. Les contraintes supplémentaires dues aux charges réparties apportées par une dalle sont évaluées en supposant que la largeur d'appui de la dalle est limitée à son épaisseur et que la distribution des contraintes correspondantes est triangulaire ou trapézoïdale.

- Efforts dus aux forces horizontales

Les efforts dus aux forces horizontales sont évalués en supposant que la distribution des contraintes normales dans le mur ou dans chacun des éléments limités par des ouvertures est plane. Les supplément local de contraintes dû à la réaction d'un linteau pris en compte dans l'étude du contreventement est estimé en recherchant un diagramme uniforme ou à variation linéaire correspondant aux sollicitations.

Armatures : on distingue 3 catégories d'armatures.

1) Armatures verticales .

2) Armatures horizontales parallèles aux faces du mur .

3) Armatures transversales :

Les dispositions et les sections des armatures transversales peuvent être variables d'une bande verticale de mur à l'autre suivant la contrainte effective σ'_b subie par chacune des bandes.

❖ Cas où la contrainte σ'_b de la bande verticale est inférieure aux $\frac{3}{4}$ de la contrainte admissible

Dans ce cas les dispositions et les sections des armatures transversales reliant les 2 nappes d'armatures principales sont déterminées de façon, qu'elles puissent assurer la fixation des armatures pendant l'opération du bétonnage.

❖ Cas où la contrainte σ'_b est supérieure aux $\frac{2}{3}$ de la contrainte admissible

Si la bande considérée est située en bordure du mur, soit à son extrémité, soit le long d'une ouverture, la disposition des armatures transversales doit être prévue de façon à constituer avec des armatures verticales et horizontales un ferrailage analogue à celui d'un poteau. La largeur de ce poteau incorporé, mesurée suivant la face du mur est au moins égale à 2 fois l'épaisseur du mur. L'espacement des armatures horizontales et transversales ne doit pas dépasser quinze fois le diamètre ϕ , défini dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Choix du diamètre transversal.

Diamètre longitudinal ϕ (mm)	Diamètre transversal ϕ_t (mm)
≤ 16	5
20	6
25	8
32	10

Si la bande considérée n'est pas située en bordure du mur, il suffit de disposer des ligatures transversales suivant les nœuds d'une maille dont la plus grande dimension n'excède pas 50cm, sauf si le diamètre ϕ des armatures verticales est supérieur à 12cm. Dans le cas où le diamètre ϕ des armatures verticales dépasse 12cm, il faut prévoir des armatures transversales dont l'écartement n'excède pas 15ϕ et dont le diamètre est au moins égal à celui indiqué dans le tableau précédent.

- Finalement les règles appliquées pour le calcul des voiles sont :

❖ RPA 99 / version 2003 :

$$A_{\min} \geq 0,2\% \times b \times a \quad ; \quad a = b - y_u = b - \alpha_u \times d$$

Avec : a = Longueur de la zone du béton tendu, b = longueur du voile

❖ CBA 93 :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c$$

❖ DTR B-C 242 :

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h$$

- Ferrailage minimal et Armatures longitudinales :
 $(A_1, A_1') \geq 0,15\% (b \cdot h)$

Armatures transversales :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} : \quad A_t \geq 0,0015 (bs)$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} : \quad A_t \geq 0,0025 (bs)$$

Armatures en section courante (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%.

Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction du plan moyen, en appliquant les règles classiques de béton armé. Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les 2 directions ; le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles de conception des parois et murs en béton. Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \text{Min} \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3} \right\}$$

l' : étant la longueur de la zone comprimée ;

h_e : étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

Les voiles seront ferrailés par des aciers verticaux et horizontaux conformément aux prescriptions suivantes :

Aciers verticaux : Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%. Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure VI.69). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

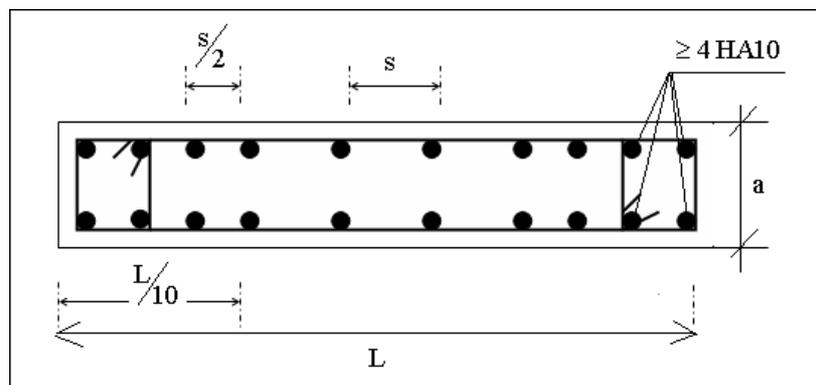


Figure V-68: Disposition des armatures dans les voiles.

Aciers horizontaux : Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- ❖ globalement dans la section du voile : 0,15% ;
- ❖ en zone courante : 0,10%.
- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petites des 2 valeurs suivantes :

$$s \leq \text{Min} \{ 1,5a ; 30\text{cm} \}$$

Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des

barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $(1/10)$ de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- ✓ 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges. —

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA 99 / version 2003

- ✓ $A_{min} = 0,15\% \times a \times L$
On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1$ m)
- ✓ $A_{min} = 0,15\% \times 0,2 \times 1,00 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le diamètre :

$$\checkmark D \leq 1/10 \times a \Rightarrow D \leq (1/10) \times 200 = 20\text{mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement :

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\checkmark St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33\text{cm}$$

Selon le RPA 99 / version 2003 :

$$\checkmark St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq \min \{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$$\checkmark St \leq 30 \text{ cm}$$

- Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher). L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

- Combinaison :

Selon les règlements parasismiques algériennes (RPA 99 / version 2003) les combinaisons à considérer sont les suivantes :

ELU : $1,35G + 1,50Q$;

ELS : $G + Q$;

ACC: $G + Q \pm E$;

ACC: $0.8G \pm E$.

- calcul de ferrailage des voiles :

- en calcule le ferrailages des voiles directement par robot structural

- en fait le calcule par le cas plus défavorables

- en a 2 types de voiles :
 - les voiles externes
 - les voiles d'ascenseurs

- Voiles externes :

Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs et hauteurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VI-19 : Pré dimensionnement des voiles.

Voiles	Hauteur	Largeur	Epaisseur
16 étage	3,50 m	1m	20 cm

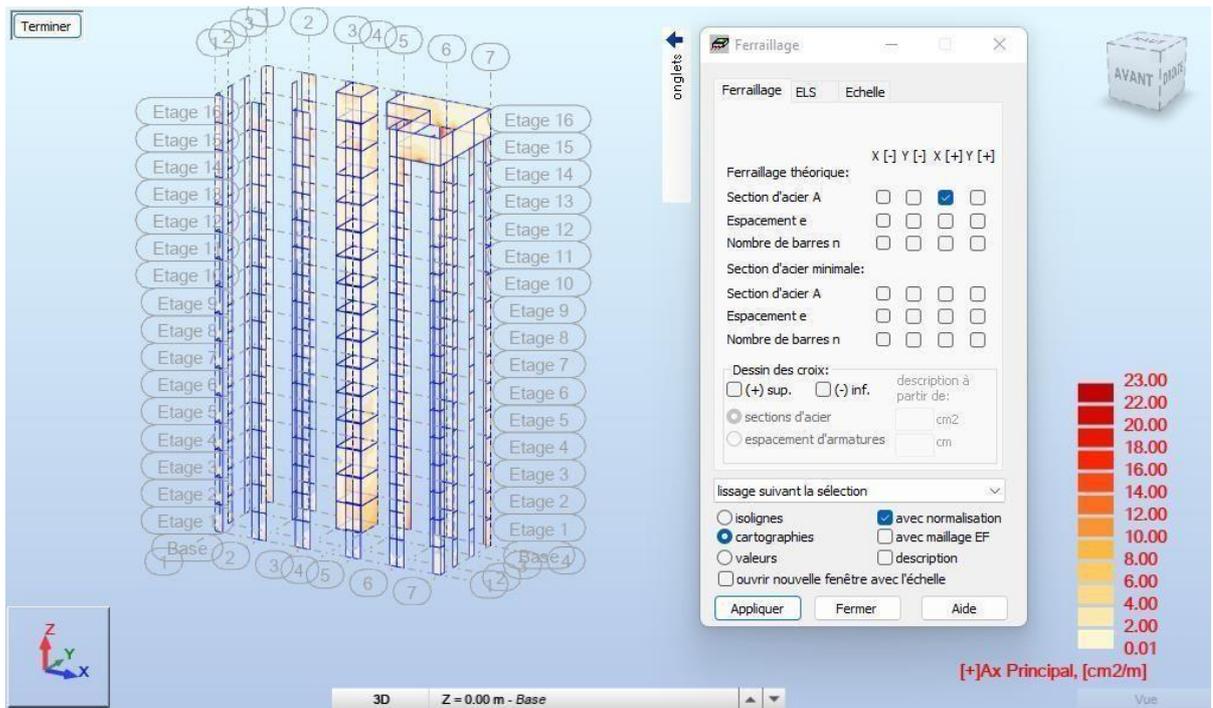


Figure V-69 : Cartographie de section des armatures -les voiles externes- selon X+

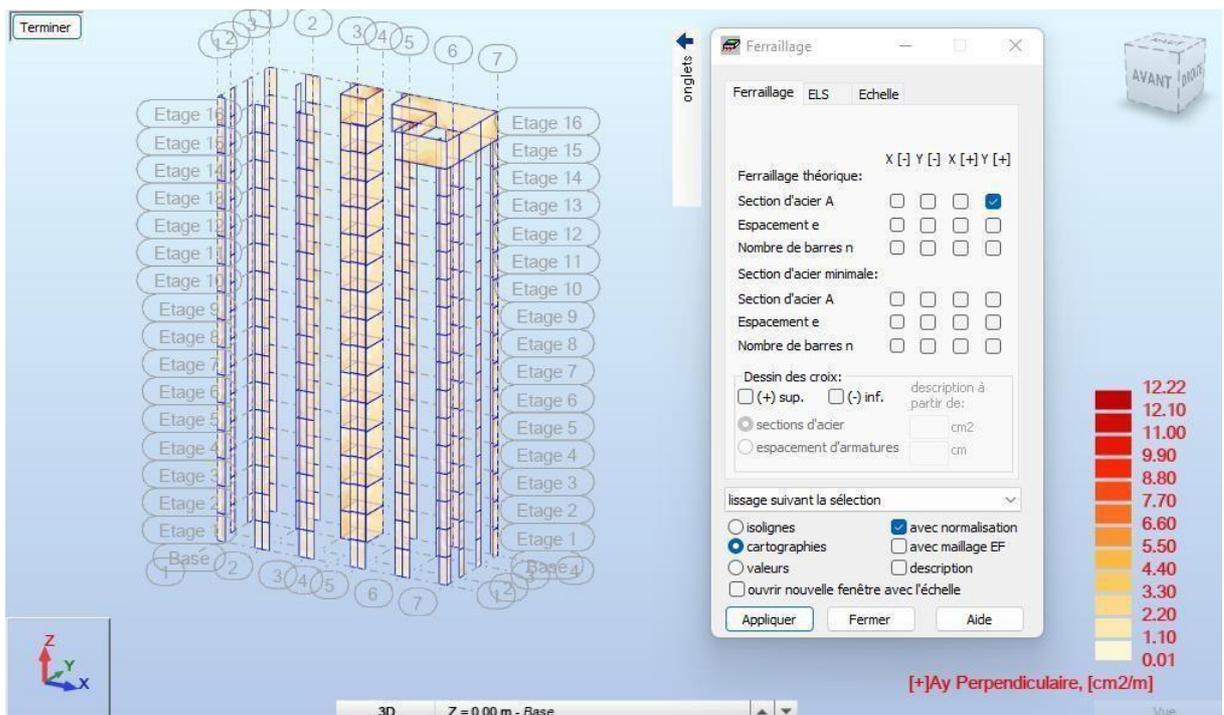


Figure V-70 : Cartographie de section des armatures -les voiles externes- selon Y+

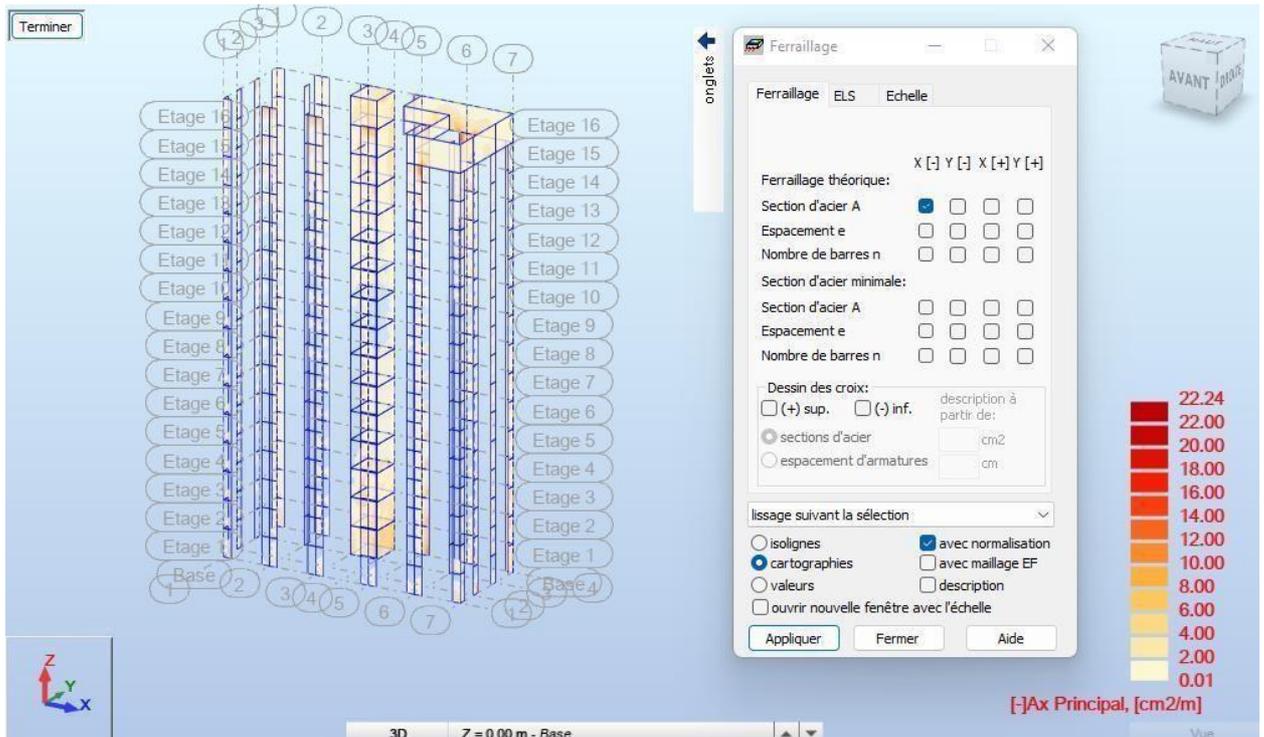


Figure V-71: Cartographie de section des armatures -les voiles externes- selon X-

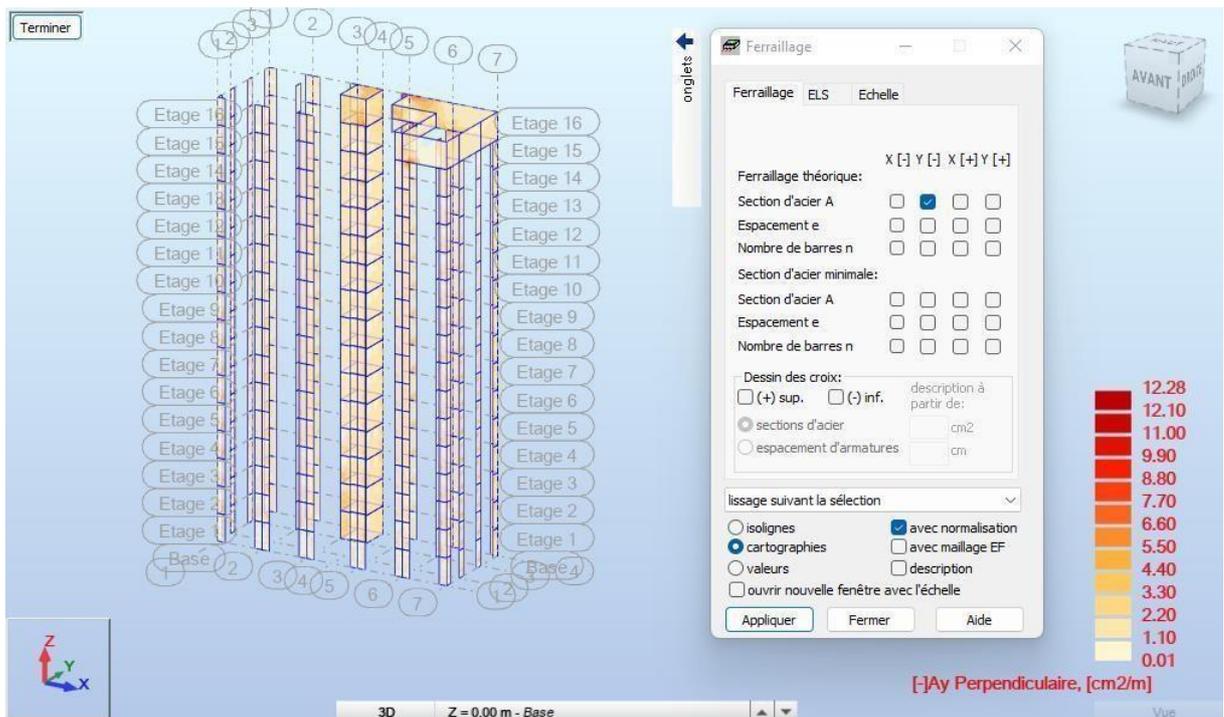


Figure V-72 : Cartographie de section des armatures -les voiles externes- selon Y-

- Les armatures verticales :
 - Les armatures calculer :

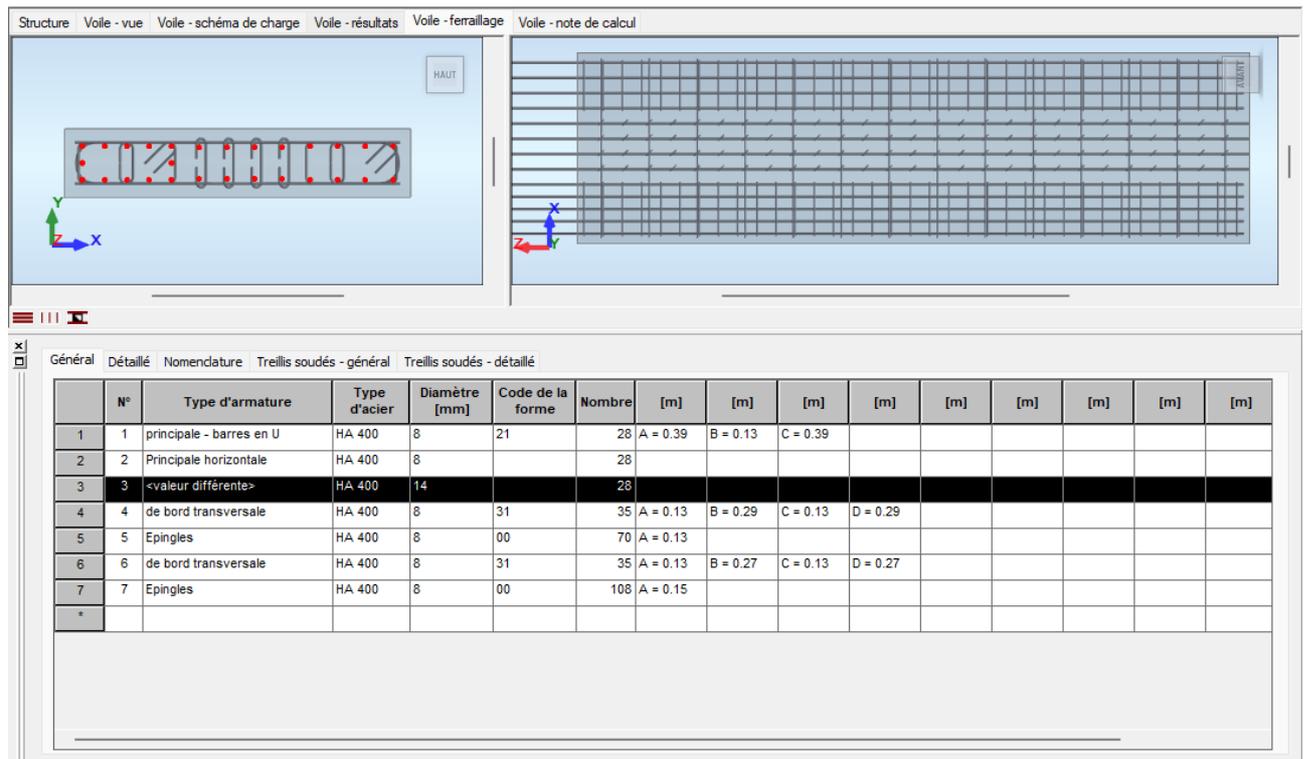


Figure V-73 : ferrailages des voiles externes

$$A_{cal} = 28HA14 = 43.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Danc : } A_s = 14HA14 = 21.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 14HA14 = 21.55 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailages minimale selon le CBA93 :**

$$A_s = A_s' > A_{CBA} = \max \left(\frac{bh}{1000}; 0.23 * b * d * \frac{ft28}{f_e} \right) = 7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = 21.55 \text{ cm}^2 > A_{CBA} = 7 \text{ CV}$$

- **Ferrailages minimaux selon le RPA99V2003 :**

Le pourcentage minimum des armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suite :

Globalement dans la section du voile 0.15%

$$\rightarrow A_{RPA} = 0.15\% B = 0.15\% b l = 0.0015 * 20 * 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante 0.1%

$$\rightarrow A_{RPA} = 0.1\% B = 0.1\% b l = 0.001 * 20 * 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max (A_s \text{ cal} ; A_{CBA} ; A_{RPA}) = 21.55 \text{ cm}^2$$

On adopté pour acier verticale $A_s = 14HA14$

$$A_s' = 14HA14$$

L'espacement entre les barres verticales recommander par le RPA est limité comme suite :

$$S < \min (1.5a; 30\text{cm}) = \min (1.5*20 ; 30) = 30 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

Zone d'about : $s = 10\text{cm}$

Zone courante : $s = 10\text{cm}$

- Les armatures horizontales :

- **Ferraillage minimal:**

Pour une bande de 1m A RPA = $0.15\% B = 0.15\% b l = 0.0015*20*100 = 3\text{cm}^2$

Le calcul par le robot structural donne :

(28HA8) Donc $A_s = 14.07\text{cm}^2$ espacement : $S = 25\text{cm}$

- Les armatures transversales :

Pour la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile on adopté des épingles de 8mm pour garder un écartement.

L'espacement des cadres transversaux sera de 15 cm ainsi que les épingles serrantes réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

- **Voiles d'ascenseur :**

Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs et hauteurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VI-20 : Pré dimensionnement des voiles.

Voiles	Hauteur	Largeur	Epaisseur
16 étage	3,50 m	2.4m	20 cm

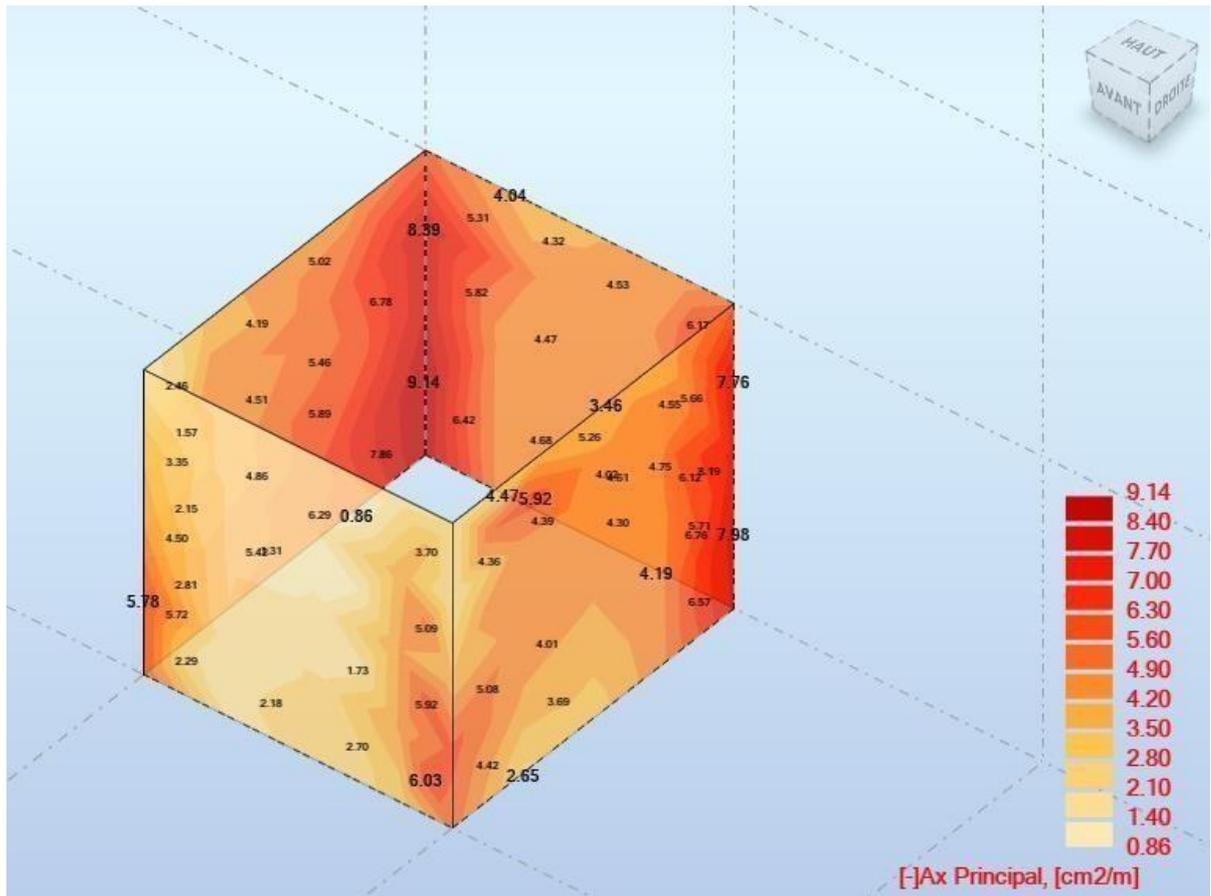


Figure V-74 : Cartographie de section des armatures -les voiles d'ascenseur-

- Les armatures verticales :
- Les armatures calculer :

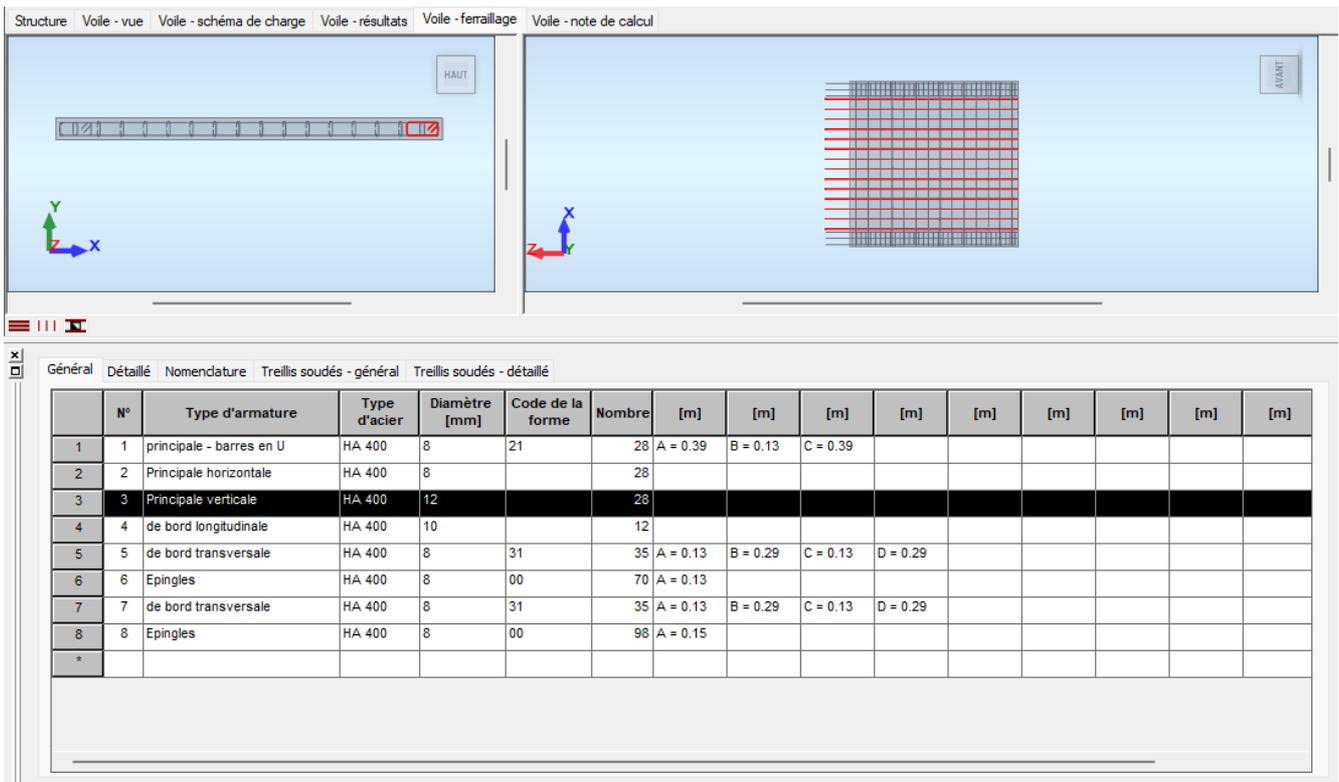


Figure V75 : ferrailages des voiles d'ascenseur

$$A_{cal} = 28HA12 + 12HA10 = 41.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Danc : } A_s = 14HA12 + 6HA10 = 20.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{s'} = 14HA12 + 6HA10 = 20.83 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillages minimaux selon le CBA93 :**

$$A_s = A_{s'} > A_s \text{ CBA} = \max \left(\frac{bh}{1000}; 0.23 * b * d * \frac{ft^{28}}{fe} \right) = 7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_v = 20.83 \text{ cm}^2 > A_s \text{ CBA} = 7 \text{ CV}$$

- **Ferraillages minimaux selon le RPA99V2003 :**

Le pourcentage minimum des armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suite :

Globalement dans la section du voile 0.15%

$$\rightarrow A_{RPA} = 0.15\% B = 0.15\% b l = 0.0015 * 20 * 240 = 7.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante 0.1%

$$\rightarrow A_{RPA} = 0.1\% B = 0.1\% b l = 0.001 * 20 * 240 = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max (A_s \text{ cal} ; A_{CBA} ; A_{RPA}) = 20.83 \text{ cm}^2$$

On adopté pour acier verticale $A_s = 14HA12 + 6HA10$

$$A_{s'} = 14HA12 + 6HA10$$

L'espacement entre les barres verticales recommander par le RPA est limité comme suite :

$$S < \min (1.5a; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 * 20; 30) = 30 \text{ cm}$$

Donc on adopter :

Zone d'about : $s = 10 \text{ cm}$ Zone

courante : $s = 25 \text{ cm}$

- Les armatures horizontales :

- **Ferraillage minimal:**

$$\text{Pour une bonde de 1m } A_{RPA} = 0.15\% B = 0.15\% b l = 0.0015 * 20 * 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Le calcule par le robot structural donne :

$$(28HA8) \text{ Donc } A_s = 14.07 \text{ cm}^2 \text{ espacement : } S = 25 \text{ cm}$$

- Les armatures transversales :

Pour la zone d'abouté on adopte des cadres de 8mm pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile on adopté des épingles de 8mm pour garder un écartement .

L'espace des cadres transversaux sera de 15 cm ainsi que les épingles serrantes réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré .

- Exemple du schéma de ferrailage des voiles :

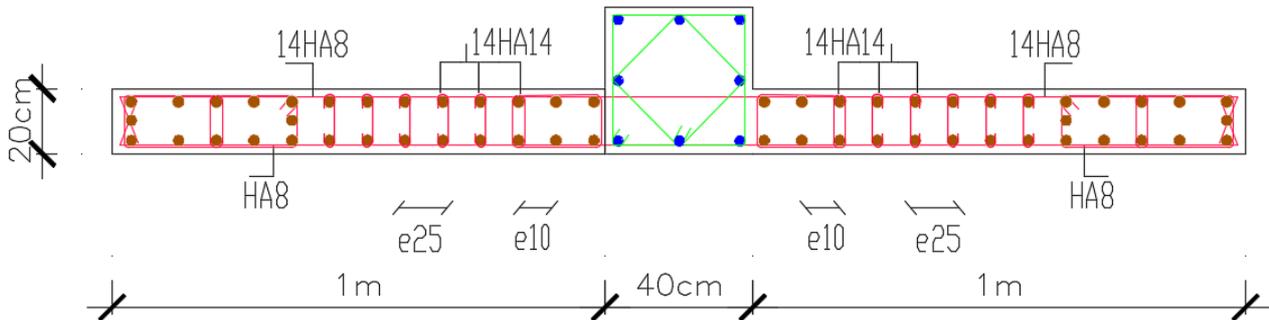


Figure V-76 : Coupe horizontale du ferrailage du voile extérieur

CHAPITRE VII :

ETUDEDES

FONDATIONS

chapitre 6

Introduction

Types de fondations

Divers types de fondations superficielles

Reconnaissance géologique

Catégories et critères de classification des sols

.Déterminations du type de fondation

Calcul de la semelle isolée

commentaire sur le choix de fondation

Etude du radier général

Pré dimensionnement du radier général

Vérification du radier

Vérification de l'effet de sous pression

Vérification au non poinçonnement

Vérification de la stabilité du radier au renversement

Ferraillage du radier

Calcul du Ferraillage de la dalle radier

Calcul de Ferraillage de nervure

I Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le report et la répartition des charges à un niveau convenable du sol, eu égard à sa nature et à ses caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles :

- ✓ L'implantation des fondations liée aux notions de nature des sols, de constructions voisines, d'affouillements et d'érosion dus à l'eau, de défauts cachés du terrain, d'ouvrages existants en sous-sol, mais aussi d'un point de vue générale, liée au type de construction et à la disposition des éléments qui servent de point d'appui;
- ✓ La résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures ;
- ✓ Le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênants à son exploitation et a fortiori des dommages compromettant sa stabilité.

I.1 Types de fondations :

Lorsque le bon sol est à grande profondeur (supérieur à deux mètres) on opte pour des fondations dites profondes. Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux. Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forés par leur plus grand diamètre (un mètre et plus). D'une manière générale, et suivant la profondeur du bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0,8 à 1,5]m ► Fondations superficielles ;
- [1,5 à 5]m ► Fondations profondes sur puits ;
- > 5 m ► Fondations profondes sur pieux.

NB : On se limitera uniquement aux Fondations superficielles.

I.2 Divers types de fondations superficielles :

I.2.1 Les semelles isolées :

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte :

- ✓ Semelles rectangulaires :

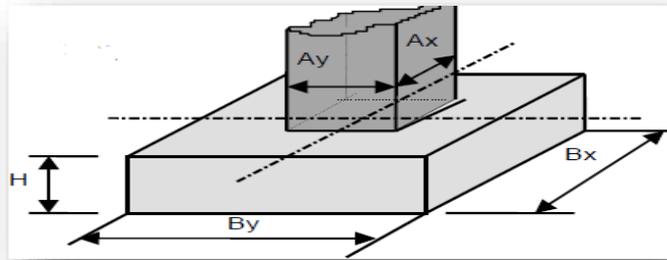


Figure VI.1 : Semelle isolée rectangulaire.

- ✓ Semelle circulaire :

Les semelles sont axées sur le poteau, la hauteur H est définie de même façon, en fonction des diamètres du poteau et de la semelle.

I.2.2 Les semelles filantes :

Les semelles filantes sont les fondations des voiles. La hauteur H est définie comme pour les semelles isolées.

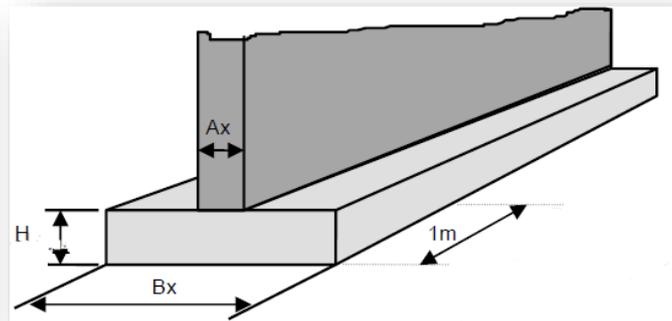


Figure VI.2 : Semelle filante

Les semelles sous mur sont donc semelles continues ayant le même contour que le mur supporté.

La semelle sous mur peut être flexible, dans ce cas l'épaisseur est de 5 à 10 cm ou rigide dans ce cas la hauteur doit nécessairement vérifier la condition de rigidité qui s'écrit :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

(B,b) représentent respectivement les largeurs de la semelle et du poteau

I.2.3 Radier :

Un radier général est une fondation constituée par une dalle éventuellement nervurée, s'étendant en plan sur la totalité de la surface occupée par la construction.

Cette solution est en principe adoptée :

- ✓ soit quand la construction peut être fondée sur une couche de terrain rencontrée à faible profondeur au-dessous du niveau inférieur des sous-sols,

mais dont la pression de rupture est relativement peu élevée : le radier joue alors le rôle de répartisseur de charges.

- ✓ soit lorsque le terrain est inondable d'une façon permanente, périodique ou accidentelle, et qu'il faut protéger des infiltrations d'eau les étages inférieurs de la construction : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche devant résister aux sous-pressions.

Les deux fonctions peuvent d'ailleurs être combinées. La présence de points durs doit faire écarter la solution du radier, de même que les fortes variations et/ou une trop grande dissymétrie des charges, qui pourraient donner lieu à des tassements différentiels importants entre les différentes zones du radier.

Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, il convient de vérifier que le point de passage de la résultante générale des charges coïncide sensiblement avec le centre de gravité du radier. Des joints de rupture doivent être prévus lorsque la compressibilité du sol est très variable ou lorsque la structure présente des différences marquées de rigidité.

Les radiers fonctionnant comme des planchers soumis à des forces ascendantes (réactions du sol), on adopte usuellement les mêmes solutions constructives que pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. On rencontre donc :

- ✓ des radiers avec dalle, poutres secondaires et poutres principales (radiers nervurés), la dalle étant disposée le plus souvent à la partie inférieure du radier.
- ✓ des radiers en planchers-champignons ou en planchers-dalles renversés et même en dalle épaisse sous murs ou voiles lorsque ceux-ci sont rapprochés.

Il faut remarquer qu'on ne réalise plus guère de radiers voûtés. Dans ce type de radier, les charges étaient transmises au sol par des voûtes renversées dont les poussées devaient être équilibrées par des tirants reliant les appuis. Le calcul de ces voûtes était calqué sur celui des voûtes de couverture, elles-mêmes tombées en désuétude.

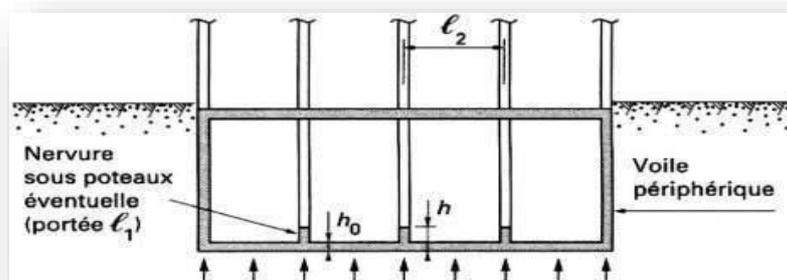


Figure VI.3 : Radier général.

II Reconnaissance géologique :

L'identification du sol est faite par une simple observation visuelle des différentes couches prélevées du sol, confirmée, éventuellement, par l'examen des cartes géologiques disponibles. La coupe suivante montre les résultats d'un sondage effectué à **BBA** sur une profondeur de 8m.



Figure VI.4 : Exemple de coupe de sondage géologique.

II.1 Catégories et critères de classification des sols :

La nature des sols doit être déterminée sur la base des paramètres géotechniques (nature géologique, angle de frottement, cohésion, etc.) résultants de la reconnaissance du site. En fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, les règles parasismiques Algériennes définissent 4 types de sites, classés principalement en fonction de leur vitesse d'onde de cisaillement, vitesse définie par l'expression suivante :

$$V = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Avec :

G = module de cisaillement instantané initial ;

ρ = masse volumique du sol sous la fondation.

En fonction de la valeur de la vitesse des ondes, les règles parasismiques Algériennes classent les sols en 4 sites, présentés ci-après:

- ✓ **Catégorie S1** (site rocheux) : elle correspond aux roches ou toute autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement supérieure ou égale à 800m/s ;
- ✓ **Catégorie S2** (site ferme) : elle correspond à des dépôts de sables et de graviers très denses, ou d'argiles sur-consolidées sur une épaisseur de 10 à 20m, avec une vitesse moyenne d'onde de cisaillement supérieure ou égale à 400m/s à partir de 10m de profondeur ;
- ✓ **Catégorie S3** (site meuble): elle correspond à des dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec une vitesse moyenne d'onde de cisaillement supérieure ou égale à 200m/s à partir de 10m de profondeur ;
- ✓ **Catégorie S4** (site très meuble) : elle correspond soit à des dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec une vitesse moyenne d'onde de cisaillement strictement inférieure à 200m/s dans les 20 premiers mètres ; ou encore à des dépôts d'argile molle à moyennement raide avec vitesse moyenne d'onde de cisaillement strictement inférieure 200m/s dans les 20 premiers mètres.

NB : Notre cotes est un sol rocheux classé dans la **Catégorie S1**.

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- ✓ Poids spécifique du sol sec γ_d .
- ✓ Poids spécifique des grains γ_s .
- ✓ Cohésion non drainée C_u .
- ✓ Angle de frottement effectif ϕ .

:
Pour notre projet $\sigma = 4$ bars.

La profondeur de la fondation doit être supérieure à $H/10$.

Avec : H : Hauteur totale de la Tour $H = 56,00\text{m}$ $\Rightarrow H/10 = 5,60\text{ m}$

- ❖ Selon le rapport géotechnique de l'étude de sol du terrain le bon sol existe à une profondeur de 1,50m.
- ❖ Finalement on prend dans les calculs une profondeur des fondations de 5,60 m.

III .Déterminations du type de fondation :

Le choix du types des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivantes :

- Le types de la structure
- Les caractéristiques des sols
- La facilité de réalisation

On vérifier dans l'ordre suivantes : Les semelles isolées , les semelles filantes et le radier générale .Selant le rapport géotechnique du sol , la contrainte admissible est bars .

III.1 Calcul de la semelle isolée :

Vérification des semelles isolée :

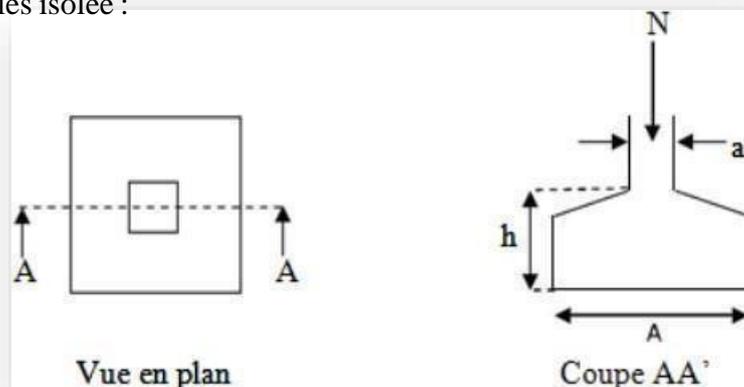


Figure VI.5 : Semelle isolée

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée (semelle centrale) :

✓ ELS : $N_s \text{ max} = 4586.74 \text{ KN}$
 ✓ ELU : $N_{\text{uma}} = 6207.27 \text{ KN}$
 ✓ ACC : $N_{\text{acra}} = 5271.88 \text{ KN}$
 ✓ ✓
 ✓ $\sigma_{\text{sol}} = 4 \text{ bars} = 400 \text{ KN/m}^2 = 0,4 \text{ MPa}$
 $a = 70 \text{ cm}$
 $b = 70 \text{ cm}$

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow A \approx B \text{ (semelles carrées)}$$

On a :

ELS :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\text{sol}} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \\ \sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A \times B} \Rightarrow \end{array} \right\} A \times B = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \dots\dots\dots(1)$$

$$(1) \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} \times \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{3618,52}{200} \times \frac{0,90}{0,90}} \Rightarrow B \geq 4,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{sol}} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \\ \sigma_{\text{sol}} = \frac{N_{\text{ACC}}}{A \times B} \Rightarrow A \times B = \frac{N_{\text{ACC}}}{\sigma_{\text{sol}}} \dots\dots\dots(1)$$

$$(1) \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ACC}}}{\sigma_{\text{sol}}}} \Rightarrow B \geq 3.6 \text{ m}$$

Donc finalement on choisit une semelle de **(3.8m×3.8m)**.

$$\frac{\sum S_{\text{semelle}}}{\sum S_{\text{batiment}}} = \frac{259.9}{372} = 0.69$$

III.2 commentaire sur le choix de fondation :

On déduit que la surface totale des semelles (isolées) dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à n'est pas faire le calcul des semelles filantes, et nous optons pour un radier général comme fondation.

IV Etude du radier général

IV.1 Pré dimensionnement du radier général :

Epaisseur de totale du radier :

L'épaisseur (hr) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à : $h \geq L_{max}/10 = 80,00 \text{ cm}$.

Avec L_{max} = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

❖ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

❖ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \quad ; L_{max} = 8.00 \text{ m} \Rightarrow 100,00 \text{ cm} \leq h_r \leq 160,00 \text{ cm}$$

❖ Condition de la longueur élastique :

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{max} / \pi$$

Avec :

- ✓ L_e : Longueur élastique.
- ✓ L_{max} : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.
- ✓ E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée (E_{vj} 10819MPa).
- ✓ b_1 : Largeur de la 1^{ère} type de nervure du radier = largeur du poteau+10 cm= 70 +10=60 cm.
- ✓ I : Inertie de la section du radier. ($I = b \times h \times r^3 / 12$).
- ✓ K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 1.2 \text{ bar}$).

De la condition précédente, nous tirons h_r :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = 0.91 \text{ cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est $h_r = 150$ cm

IV.1.1.1 Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{max}}{20} = 40$ cm en prend $e=45$ cm

Avec : L_{max} = entre axes maximaux des poteaux.

Hauteur du nervures h_n : $e > L/10 = 80$ cm ; en prend $h_n = 105$ cm

$$h_d = 45 \text{ cm} \quad b = 60 \text{ cm}$$

$$\mathbf{h_t = h_n = 150 \text{ cm}}$$

Calcul de la surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = N_{\text{max}} / \sigma$$

Avec :

$\sum Ri$: La somme des réactions aux niveaux des fondations à ELS et les combinaisons accidentelles selon l'RPA99 / version 2003 (Art 10.1.4) suivant : $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$ réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$N_{\text{ser}} = 67841,73 \text{KN}$$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_a d \quad - S \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{adm}} = 169,6 \text{m}^2$$

NB : La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

Calcul du débordement :

$$\text{Largeur minimale de débord } L_d \geq \text{Max}(h/2 ; 30\text{cm}) \Rightarrow \text{Max}(75 ; 30\text{cm})$$

Choix : $L_d = 150 \text{ cm}$

- ✓ $S_r = S_{\text{Bâtiment}} + D \times 2 \times (X+Y)$;
- ✓ S_r : Surface de radier ;
- ✓ S : Surface totale de bâtiment ;
- ✓ X : Longueur de bâtiment ;
- ✓ Y : Largeur de bâtiment.

$$S_r = : 372 + 1,50 \times 2 \times (31 + 12) = 501 \text{m}^2.$$

Alors la surface de radier est $S_r = 501,00 \text{m}^2$.

$$501,00 \text{ m}^2 > 372 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{\text{min}} > S_{\text{bat}}$$

IV.2 Vérification du radier :

IV.2.1 Vérification de contrainte de sol :

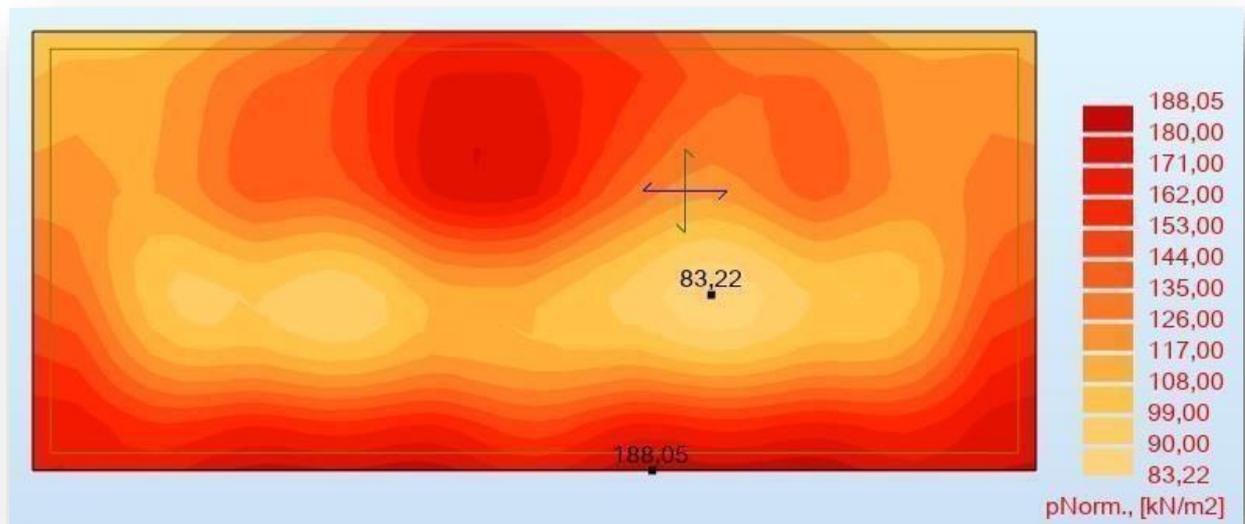


Figure VI.6 : Distribution des contraintes à LES

$\sigma_{\max} = 1.88 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}} = 4 \text{ bar}$ \Rightarrow condition vérifier

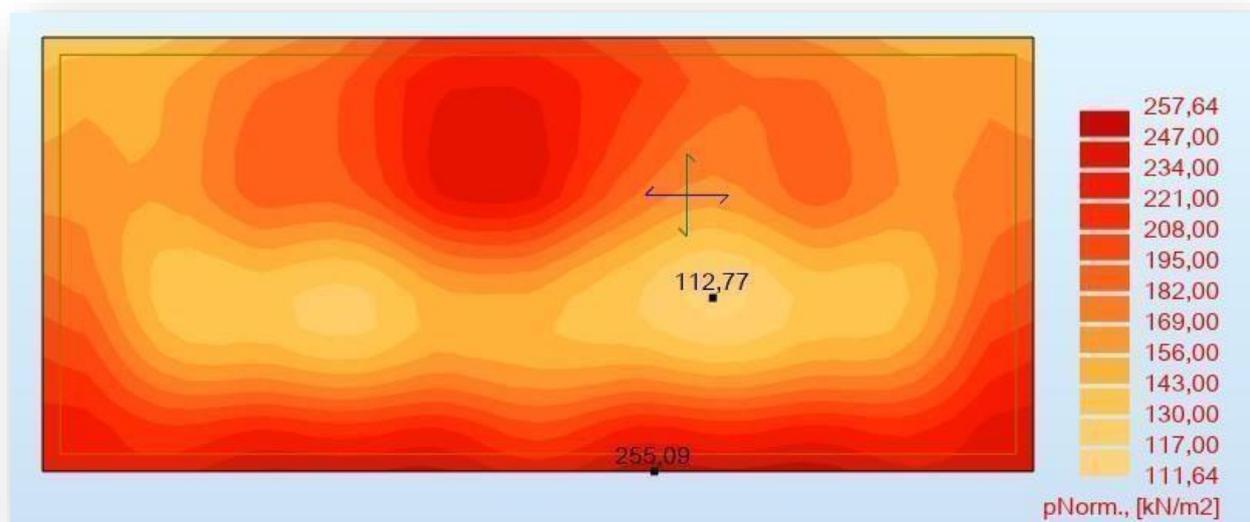


Figure VI.7 : Distribution des contraintes à ELU

$\sigma_{\max} = 2.55 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol } u} = 4 * 1.5 = 6 \text{ bar}$ \Rightarrow condition vérifier

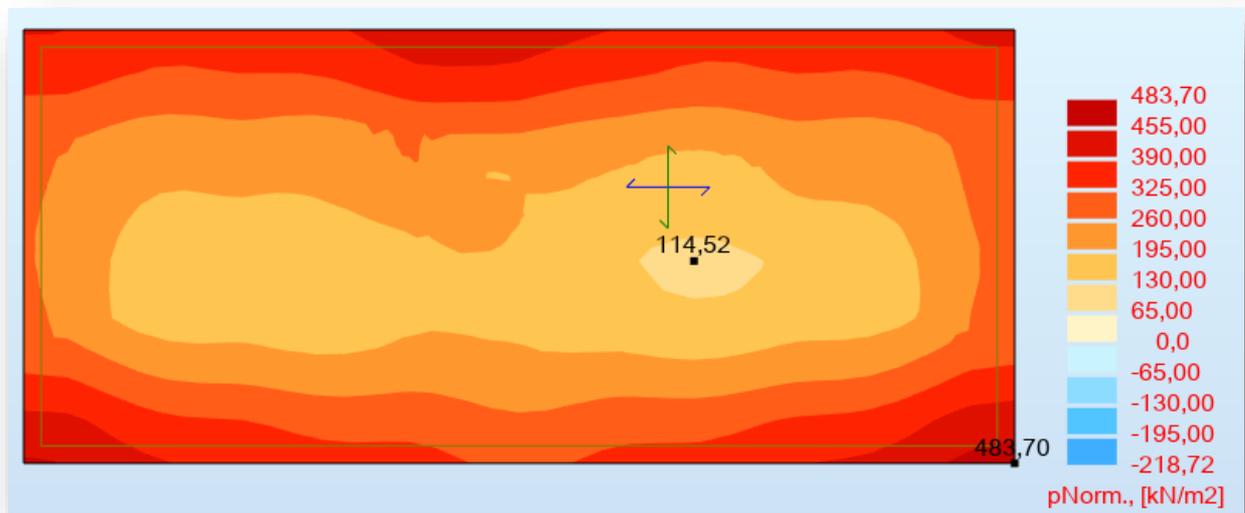


Figure VI.8 : *Distribution des contraintes combinées accidentelles*

$$\sigma_{\max} = 4.83 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol u}} = 4 * 1.5 = 6 \text{ bar} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

IV.2.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u = V_u / (b \times d) \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\checkmark V : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = (q_u \times L_{\max}) / 2 = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\checkmark N_u = 1,35 \times N_{\text{ser}} + 1,35 \times \text{Poids radier}$$

$$\Rightarrow N_u = 1,35 \times 67841,73 + 1,35 \times (501 \times 0,45 \times 25) = 99195,27 \text{ KN} \Rightarrow N_u = 99195,27 \text{ KN}$$

$$\checkmark L : \text{La longueur maximal d'une bande de 1m, } L_{\max} = 8,00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = (q_u \times L_{\max}) / 2 = \frac{99195,27 \times 1,00}{501} \times \frac{8,00}{2} = 791,97 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = V_u / (b \times d) = 791,97 / (1000 \times 0,9 \times 1500) = 0,58 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

pas un risque de cisaillement.

IV.3 Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times Sr$$

Avec :

W : Poids propre total de la Tour à la base du radier = $G_{Tour} + G_{radier}$
= $67.651 + 5,63 = 72.27$ MN ;

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$) ;

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10$ KN/m³) ;

h : Profondeur de l'infrastructure (h = $1,05 + 0,45 = 1,50$ m) ;

Sr : Surface du radier (Sr = 501 m²).

$\alpha \times \gamma \times h \times Sr = 11,27$ MN < W = 73.28 MN \Rightarrow Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique.

IV.4 Vérification au non poinçonnement :

Selon BAEL91 révisée 99 (Art A.5.24)

Il s'agit de vérifier que : $Nu \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier. $\mu_c = 2(a+b+2hr) = [2(0.7 + 0.7 + 2*1,5)] = 8,80$ m

Nu : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité (Nu = 7331KN)

h : Epaisseur totale du radier (100cm)

$\Rightarrow \frac{0,045 \times 8,80 \times 1,50 \times 25000}{1,5} = 9900$ KN > Nu : donc pas de risque de poinçonnement.

IV.5 Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale).On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique > à 1,25.

La stabilité de l'ouvrage passe par la vérification suivante :

$$\frac{0.8 \cdot M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} = \frac{0.8 \cdot M_{\text{poids}}}{M_{\text{séisme}}} > 1 \Rightarrow \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} > 1,25$$

Avec :

- ✓ M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L / 2$
- ✓ M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$
- ✓ W : Poids du bâtiment.
- ✓ F : Force sismique au niveau i .

❖ Sens longitudinal :

Figure VI.9: Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

<i>DIRECTION X</i>							
ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	2714,52	8,9	72271,8	16,25	24159,228	1174416,75	OK
2	2691,62	12,4			33376,088		OK
3	2635,46	15,9			41903,814		OK
4	2547,78	19,4			49426,932		OK
5	2435,51	22,9			55773,179		OK
6	2308,48	26,4			60943,872		OK
7	2176,48	29,9			65076,752		OK
8	2046,11	33,4			68340,074		OK
9	1918,27	36,9			70784,163		OK
10	1787,05	40,4			72196,82		OK
11	1643,8	43,9			72162,82		OK
12	1473,44	47,4			69841,056		OK
13	1268,82	50,9			64582,938		OK
14	1021,58	54,4			55573,952		OK
15	729,55	57,9			42240,945		OK
16	392,73	61,4			24113,622		OK

❖ Sens transversal :

Figure VI.10: Vérification de renversement de la Tour sens transversal

<i>DIRECTION y</i>							
ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	2332,41	8,9	72271,8	6,75	265,398	487834,65	OK
2	2302,59	12,4			829,56		OK
3	2235,69	15,9			1561,857		OK
4	2137,46	19,4			2296,96		OK
5	2019,06	22,9			2859,065		OK
6	1894,21	26,4			3123,12		OK
7	1775,91	29,9			3087,175		OK
8	1672,66	33,4			2925,506		OK
9	1585,07	36,9			2968,605		OK
10	1504,62	40,4			3517,628		OK
11	1417,55	43,9			4960,261		OK
12	1304,56	47,4			7201,482		OK
13	1152,63	50,9			10308,268		OK
14	950,11	54,4			14049,344		OK
15	691,85	57,9			18209,55		OK
16	377,35	61,4			23169,29		OK

Finalemment : Donc pas de risque de renversement.

Caractéristiques géométriques du radier :

La forme du radier de notre projet est rectangulaire (32,5×13,5) m² avec un débordement de 150 cm, On doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier :

$$\begin{aligned} X_G &= 16,25\text{m} & \Rightarrow & I_x = ((16,25 \times 2) \times (6,75 \times 2)^3) / 12 = 6663,51 \text{ m}^4 \\ Y_G &= 6,75 \text{ m} & \Rightarrow & I_y = ((6,75 \times 2) \times (16,25 \times 2)^3) / 12 = 38619,14 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

V Ferrailage du radier :

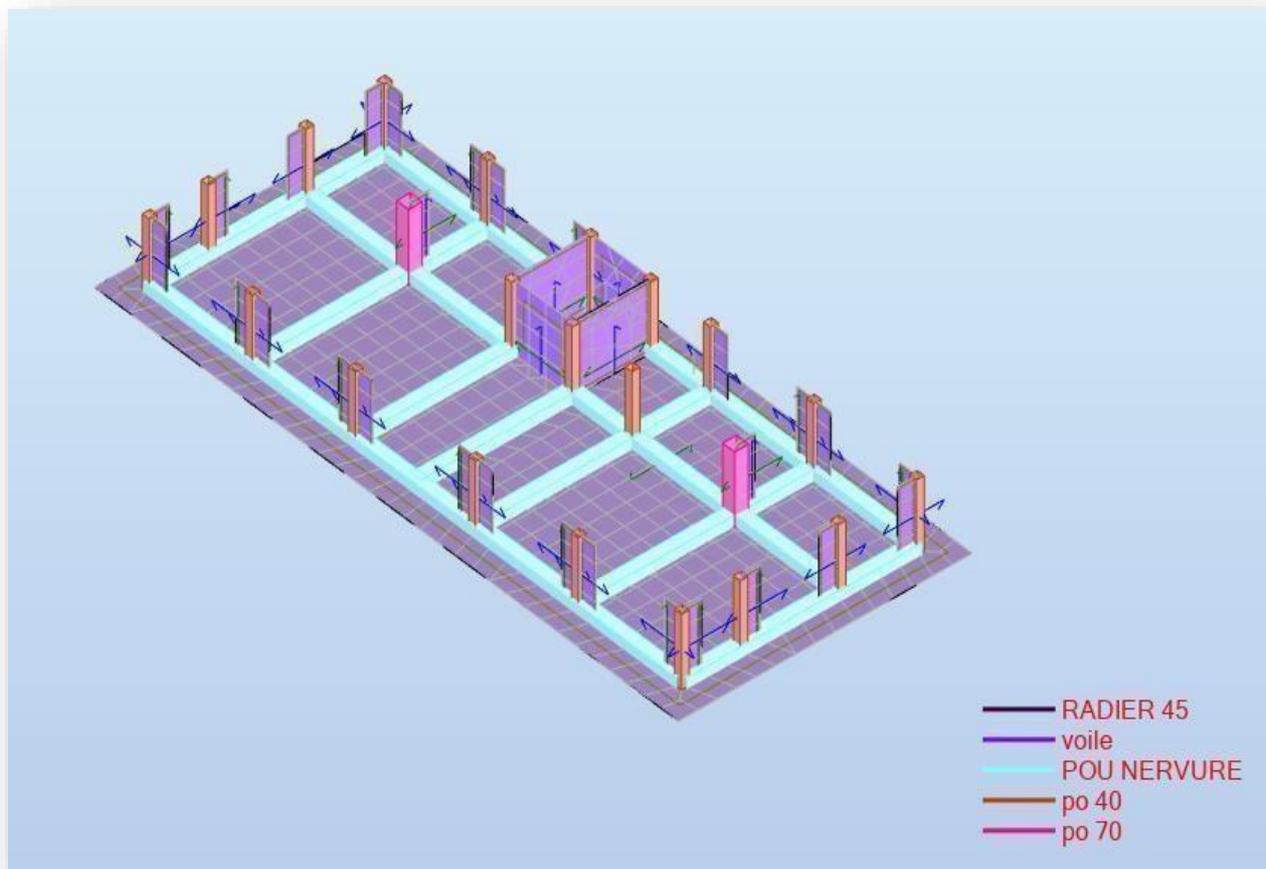


Figure VI.11 : Schéma du radier général nervuré.

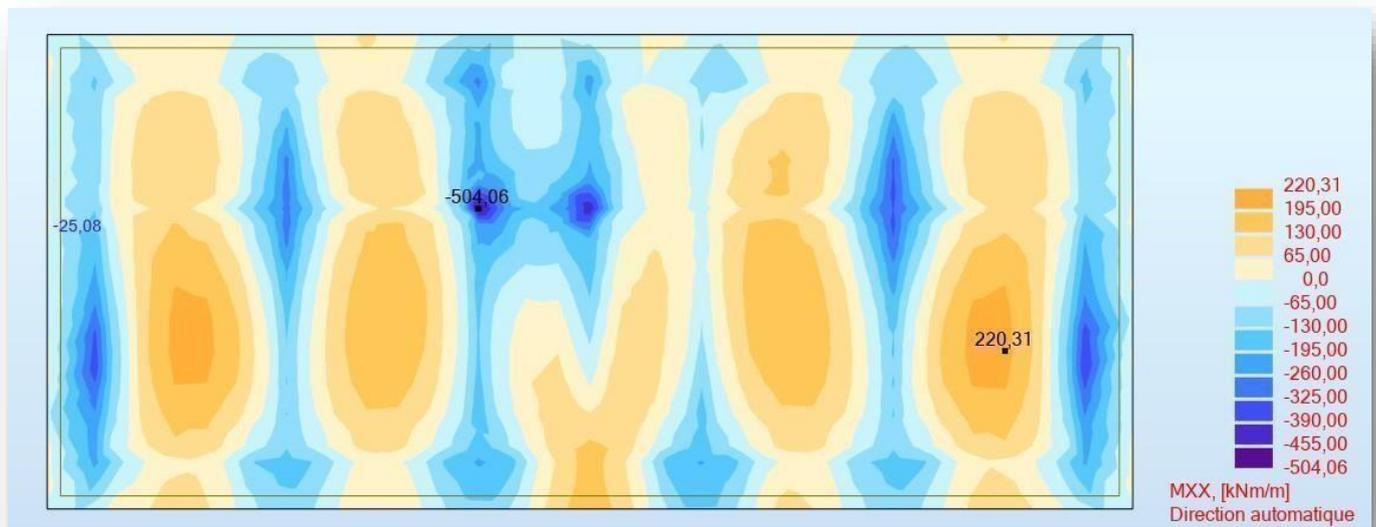


Figure VI.12 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{XX} «ELU»)

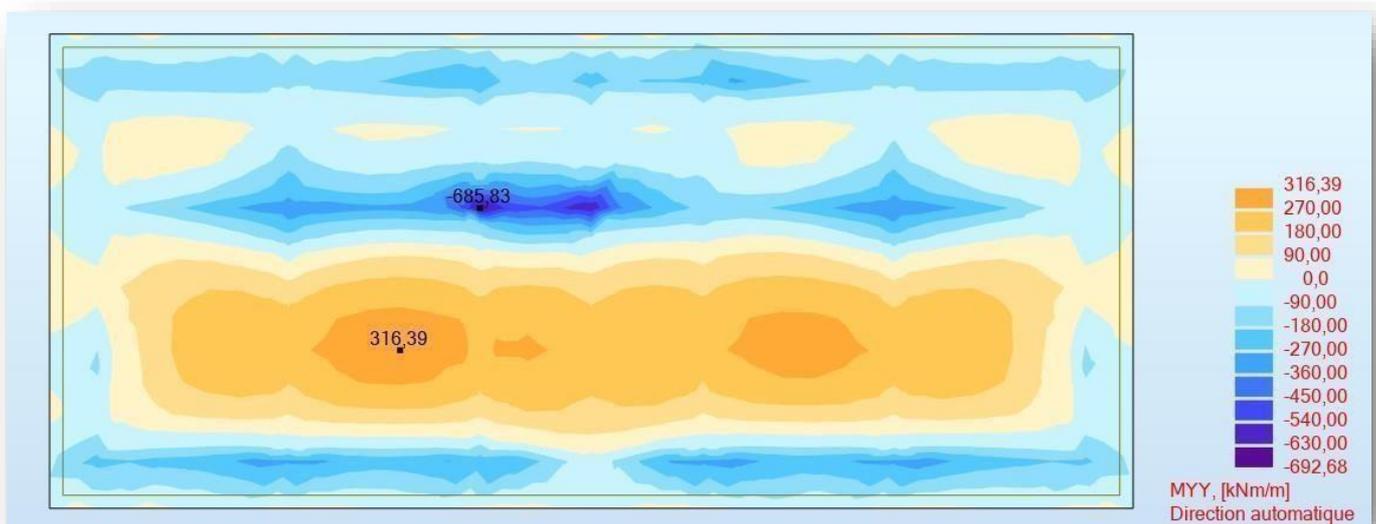


Figure VI.13 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{yy} «ELU»)

V.1 Calcul du Ferrailage de la dalle radier :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 1,00×1,00 »m² et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

NIVEAU	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Traves	Appuis	Traves	Appuis	Traves
RADIER	-504,06	220,03	-	162,6	-	193,73
			371,02		196,77	
Mxx (KN*m)						

NIVEAU	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Traves	Appuis	Traves	Appuis	Traves
RADIER	-685,83	316,39	505,49	233,4	-	260,29
					149,62	
Myy (KN*m)						

En travée :

❖ Ferrailage suivant Lx :

En calcule le ferrailage par le robot expert

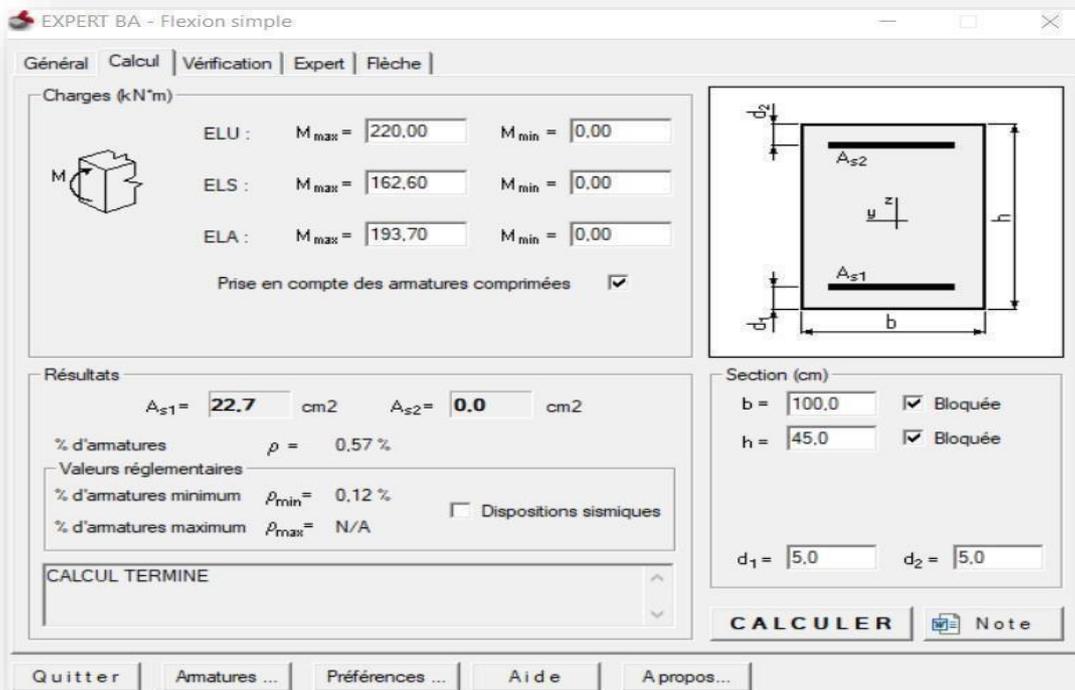
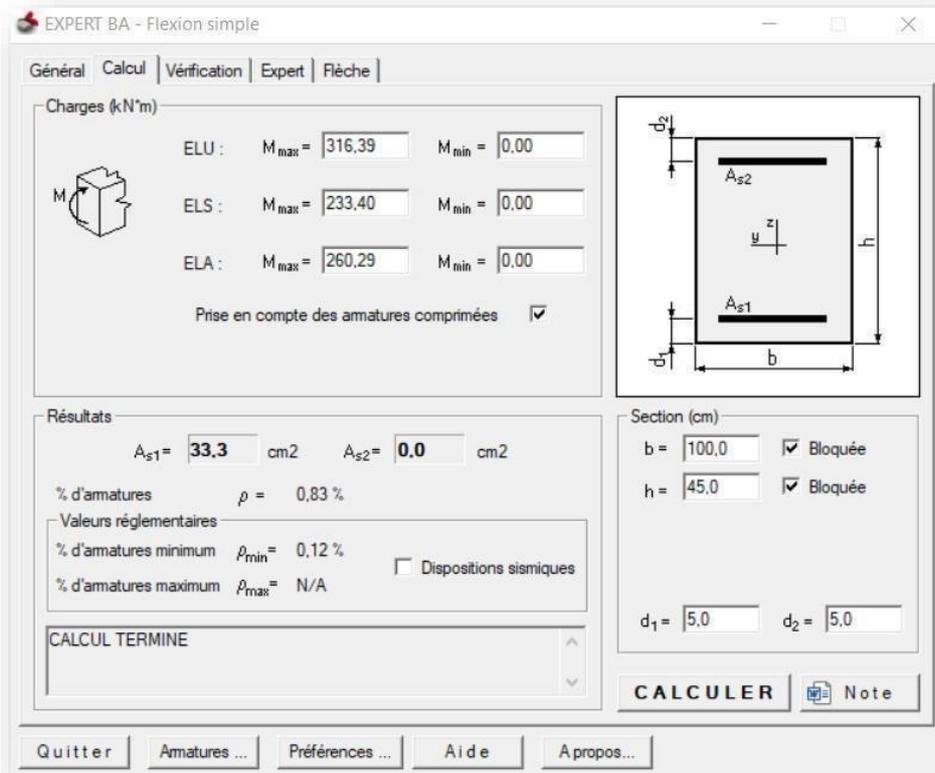


Figure VI.14 : $A_{st} = 22,7 \text{ cm}^2$

On adopte : $7 \times \text{HA14} + 7 \times \text{HA16}$ de section $24.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ Ferrailage suivant Ly :



En calcule le ferrailage par le robot expert

Figure VI.15 : $A_{st} = 33,3 \text{ cm}^2$

On adopte : **7×HA16 + 7×HA20** de section $36.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

❖ Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max (b \times h / 100 ; 0,23 \times b \times h \times (f_{t28} / f_e)) = 4.8 \text{ cm}^2$$

Donc : $33.3 + 24.85 = 58.15 > 4.8$ **CONDITION VERIFIER**

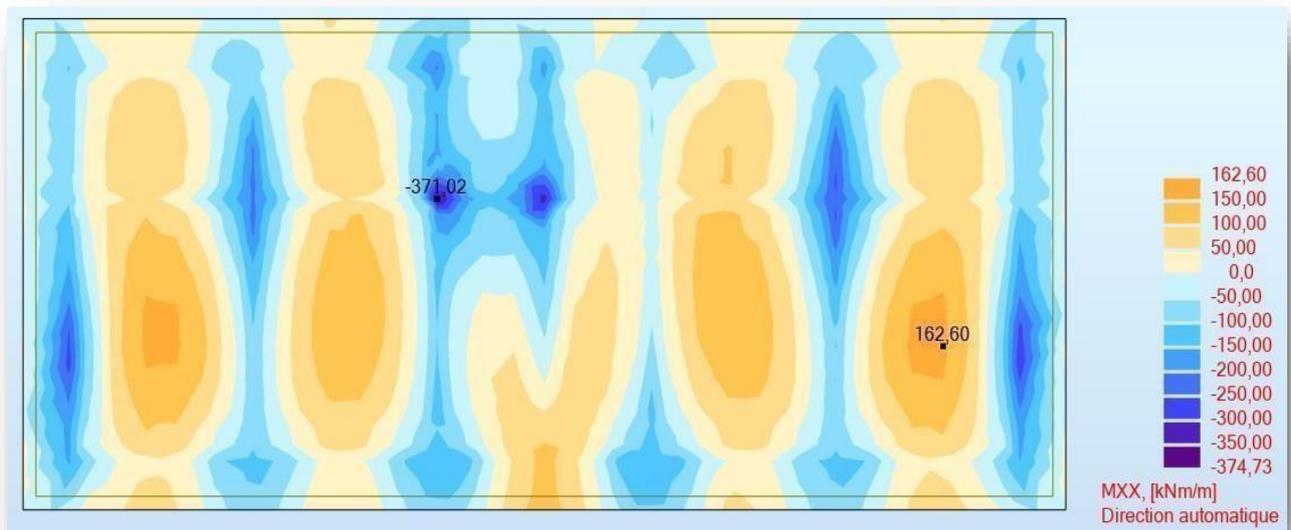


Figure VI.16: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{XX} «ELS»)

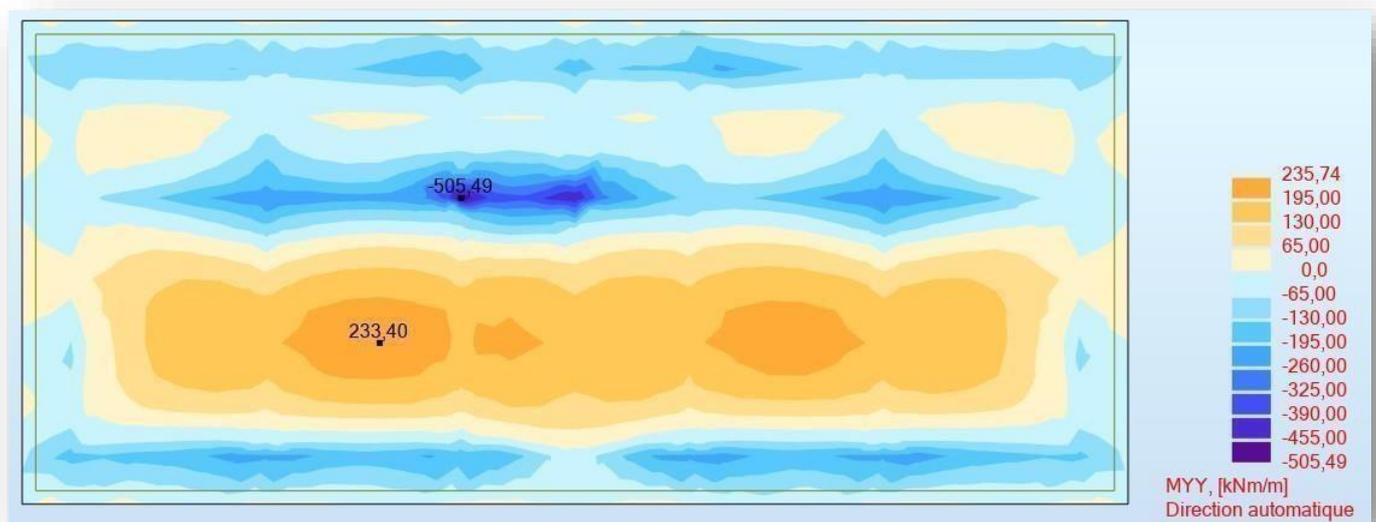


Figure VI.17 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{yy} «ELS»)

Vérification à l'ELS :

❖ Il faut vérifiée que : $\alpha \leq (\gamma-1)/2 + f_{c28}/100$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

❖ En travée Lx :
 $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{220.31}{162.6} = 1,35$

$\alpha \leq (1.34-1)/2 + f_{c28}/100 = 0.43$

$\Rightarrow 0,023 < 0,425$

avec : $\alpha = 0,023$

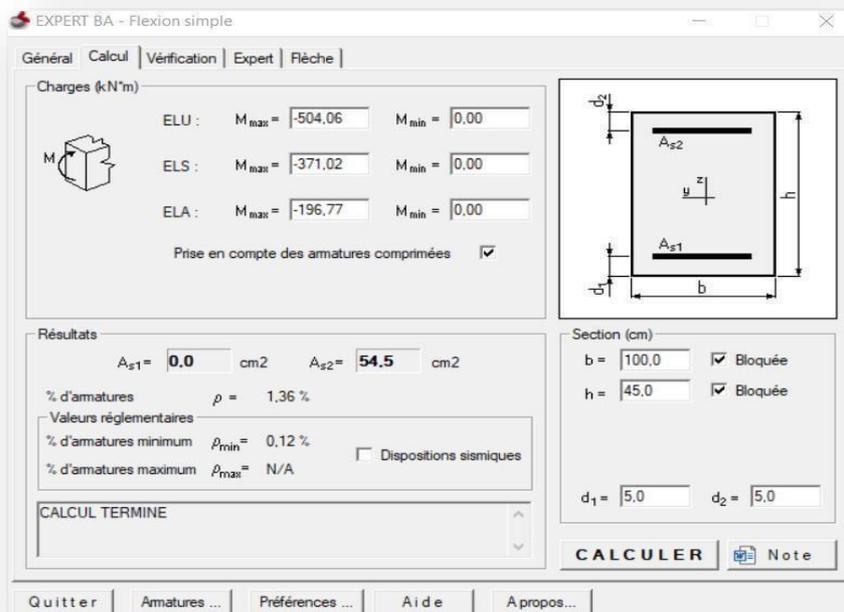
❖ En travée Ly :

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{321.07}{237,83} = 1,35$

$\Rightarrow 0,036 < 0,43$

avec : $\alpha = 0,036$

$\alpha \leq (1.34-1)/2 + f_{c28}/100 = 0.43$



❖ Ferrailage suivant Lx :

En calcule le ferrailage par le robot expert

Figure VI.18 : Ast = 54.5 cm2

On adopte : **7×HA20 +7×HA25** de section 56.35 cm²/ml.

❖ Ferrailage suivant Ly :

En calcule le ferrailage par le robot expert

On adopte : **14 ×HA25** de section 68.72 cm²/ml.

❖ Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max (b \times h / 100 ; 0,23 \times b \times h \times (f_{t28} / f_e)) = 4,8 \text{ cm}^2$$

Donc : 56.35 +68.72 = 125.05 cm² > 4,8 cm² ⇒ **Condition vérifiée.**

Le ferrailage se fera pour un section b*h = 1*0.45 m² , les resultas des calcules sont résumés dans le tableau suivant :

	Localisation	A calculé(cm2)	Ferrailage	A adopté(cm2)
Sens X-X	Travée	22,7	7×HA14 +7×HA16	24.85
	Appui	54.5	7×HA20 +7×HA25	56.35
Sens Y-Y	Travée	33.3	7×HA16 +7×HA20	36.06
	Appui	67	14 ×HA25	68.72

Tableau VII.1 : Ferrailage du dalle de radier

Vérification à l'ELS :

- Il faut vérifiée que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$

Avec : $\gamma = Mu/Ms$

❖ En appui Lx :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{504.06}{371.02} \quad \text{avec : } \alpha = 0,050$$

$$\alpha \leq (1.34-1)/2 + fc28/100 = 0.43 \Rightarrow 0,050 < 0,425$$

- En appui Ly :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{642.58}{475.98} = 1,35$$

avec : $\alpha = 0,072$

$$\alpha \leq (1,35-1) / 2 + fc28/100 = 0,425 \Rightarrow 0,072 < 0,425$$

V.2 Calcul de Ferrailage de nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » :

❖ Charges à considérer :

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (ferrailage) s'effectue à l'état limite ultime.

La combinaison à considérer est essentiellement:

$$1,35G + 1,5Q$$

S'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique E , les fondations doivent être dimensionnées selon les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Et ce compte tenu de l'application de la résistance ultime du sol σ_{sol} d'un coefficient de sécurité de 2.

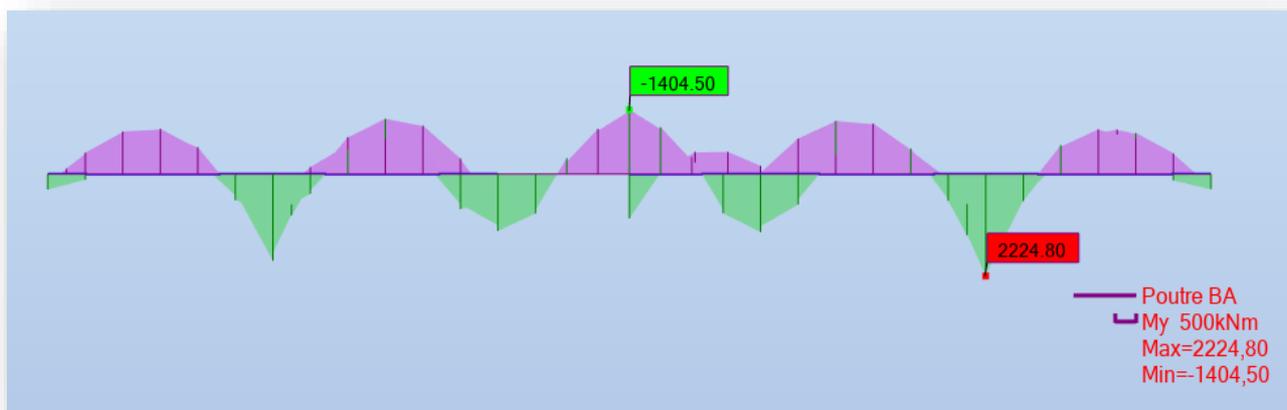


Figure VI.19 : Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx).

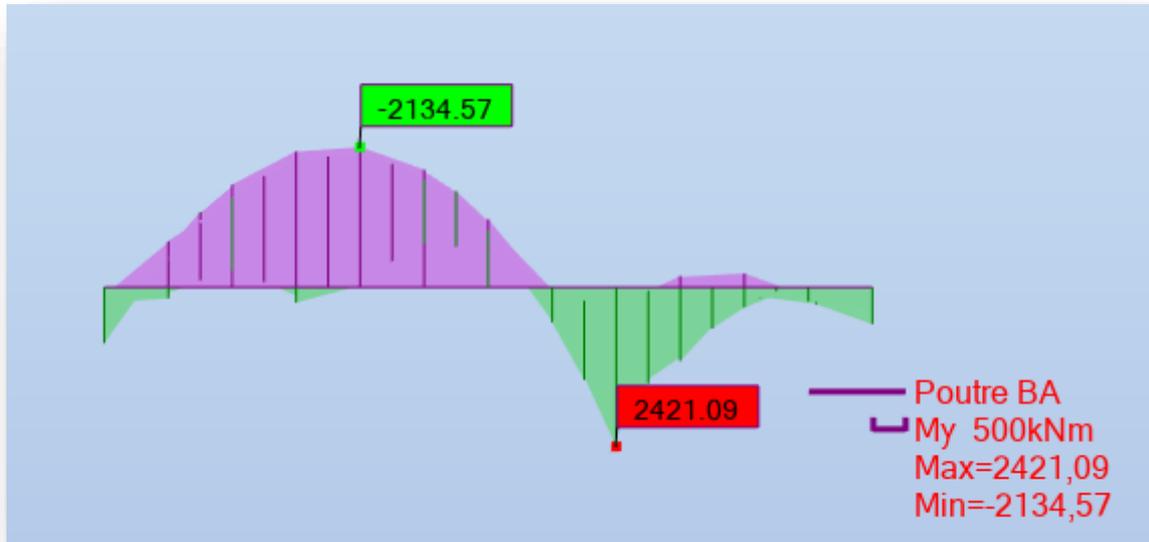


Figure VI.20 : Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (yy).

NB : le ferrailage sera calculé selon le cas le plus défavorable à (ELU) sens (yy).

- Ferrailage longitudinal : ELU :
 - ✓ **En travée :**
En calcule le ferrailage par le robot expert

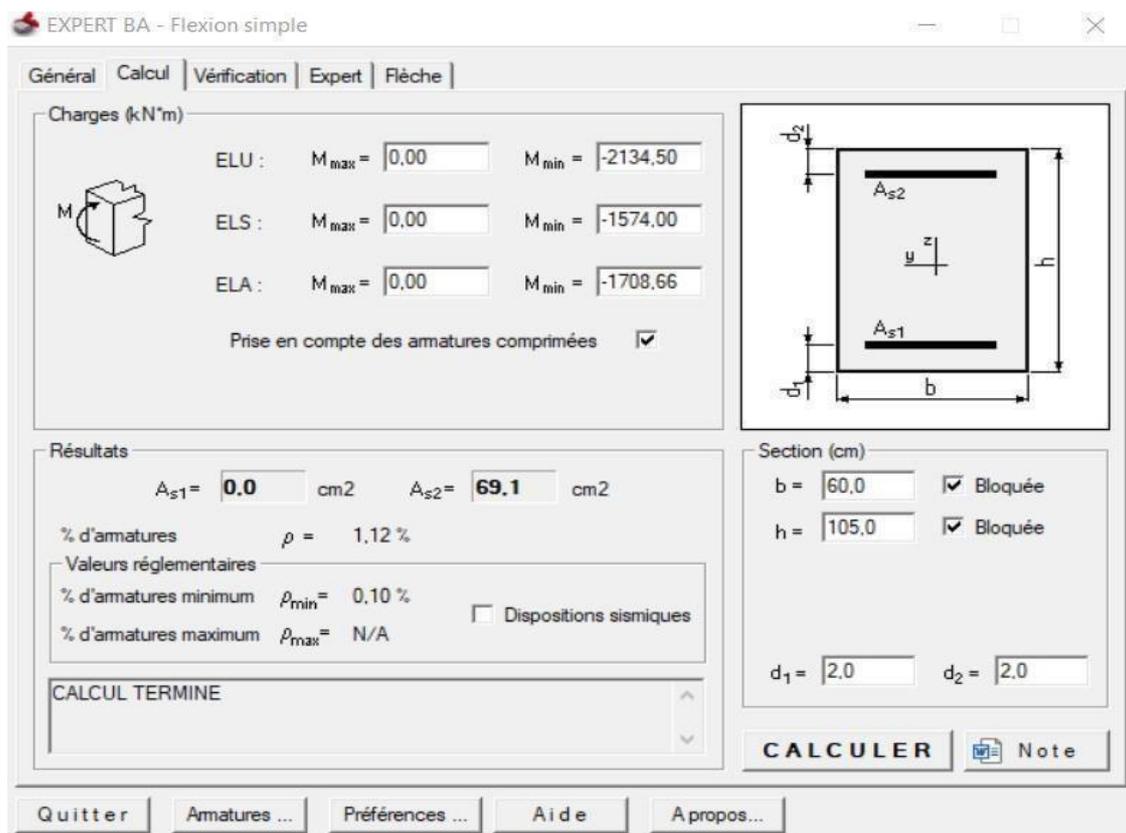


Figure VI.21 : $A_{st} = 69.1 \text{ cm}^2$

On adopte : **15×HA25** de section $73.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- En appui :

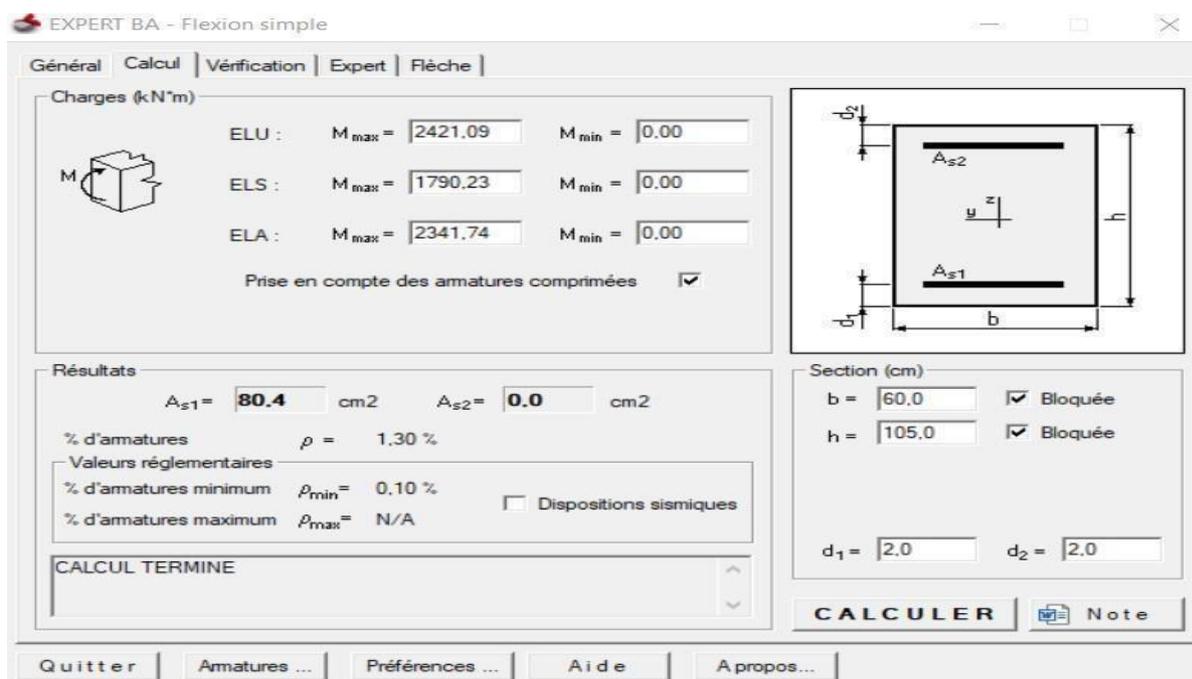


Figure VI.22 : $A_{st} = 80.4 \text{ cm}^2$

On adopte : **15×HA25 + 5×HA16** de section $83.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On adopte aussi **4×HA12** de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures).

❖ Vérification de Condition de non fragilité :

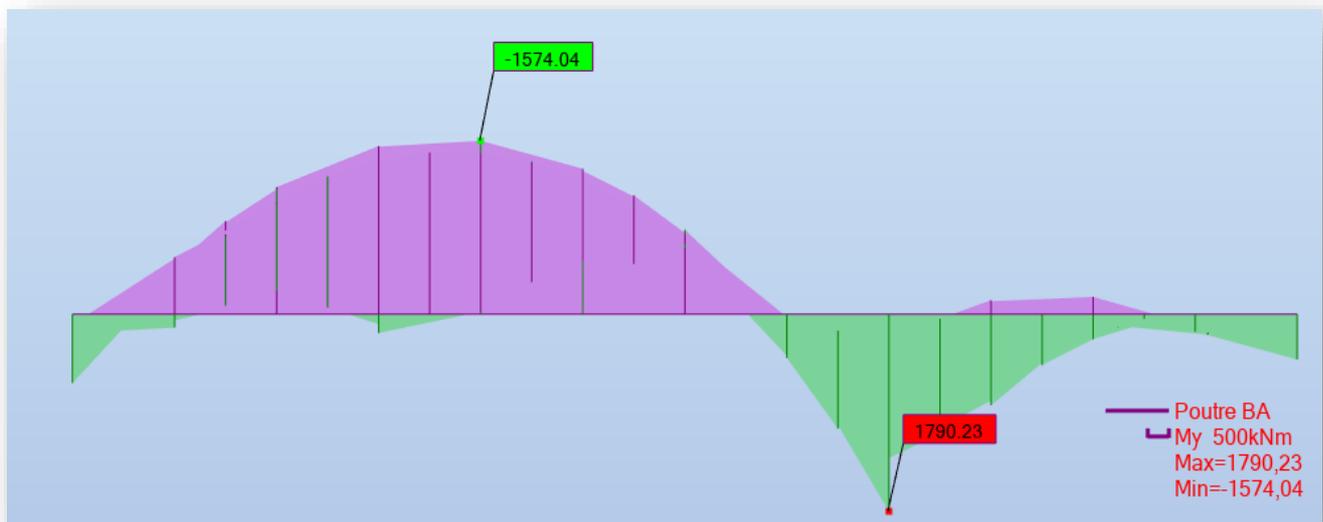
$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{100} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_t}{f_e} \right) = 0,23 \times 60 \times 105 \times \frac{2,1}{400} = 7.6 \text{ cm}^2$$

Donc : $83.68 + 73.63 + 4,52 = 161.83 \text{ cm}^2 > 7.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ Condition du RPA 99 / version 2003

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 60 \times 105 = 31.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

Car on a choisi : $15 \times \text{HA25} + 5 \times \text{HA16} + 15 \times \text{HA25} + 4 \times \text{HA12} = 161.83 \text{ cm}^2$



ELS

Figure VI.23 : Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (yy).

- En travée :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq (1.34-1)/2 + f_c 28 / 100 = \quad ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{2134.0}{1574.04} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \quad \text{avec : } \alpha = 0,047$$

0,047 ≤ 0,425 ⇒ **Condition vérifiée.**

- En appui :

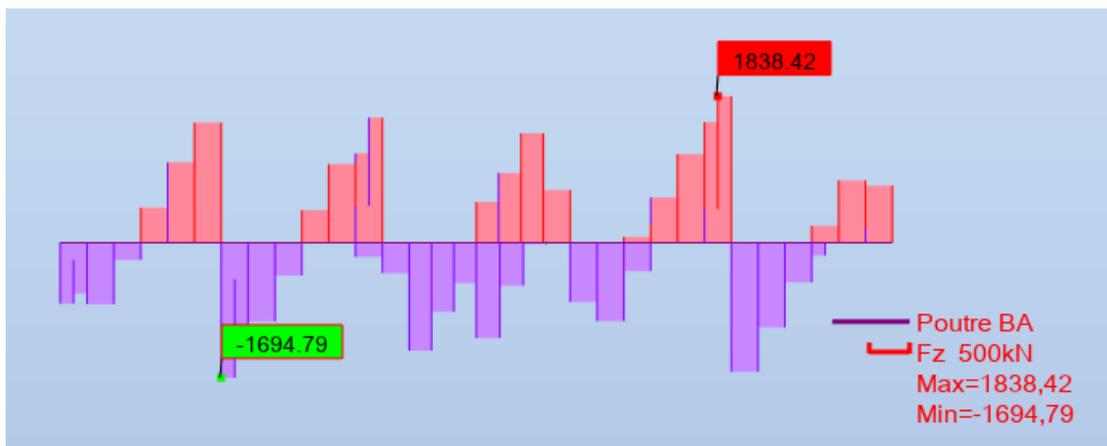
$$\gamma = \frac{2421.09}{1790.23} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \quad \text{avec : } \alpha = 0,118$$

0,118 ≤ 0,425 ⇒ **Condition vérifiée.**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

- Vérification au cisaillement :



□

Figure VI.24 : Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (xx).

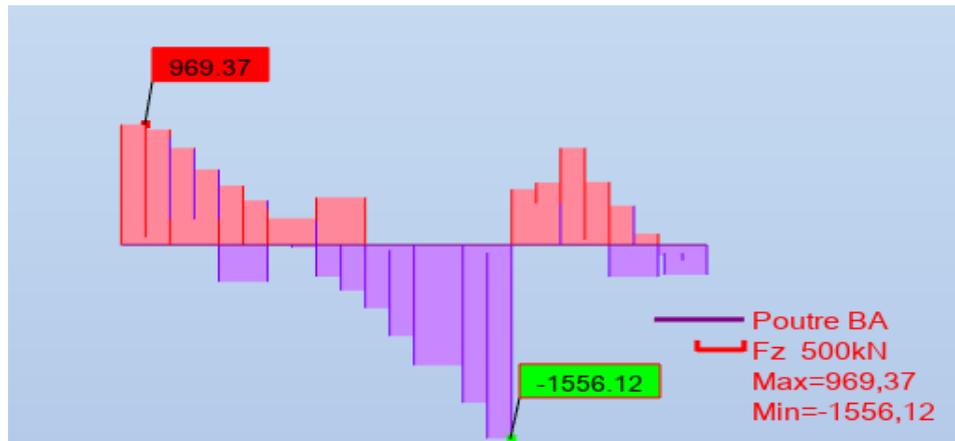


Figure VI.25 : Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (yy).

NB : la vérification au cisaillement sera faites selon le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = T_{\text{max}}/b \times d$$

$$\tau_u = \frac{1838,42 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,945} = 3,2 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisibles : } \tau = \min \left(\frac{0,2 \times f_c}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

Condition vérifiée.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (30 ; 25 ; 60)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 12 \text{ mm}$

✓ Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$h$$

Zone nodale $St \leq \min (- ; 12\phi_l; 30\text{cm})$

$$4$$

$St \leq \min (26 ; 14.4; 30\text{cm})$

On prend : $St = 10\text{cm}$

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{105}{2} = 52 \text{ m}$ en prend $St=15\text{cm}$

$$2 \quad 2$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

$10\phi_t = 10 \times 1,2 = 12\text{cm}$; alors on adopte longueur de 15 cm

	Localisation	A calculé (cm ²)	ferraillage	A adopté (cm ²)
Longitudinal	Travée	69.1	15×HA2 5	73.63
	Appui	54.5	15×HA25 +5×HA16	56.3 5
transversale	HA1 2	St =	10cm Zone nodale	15cm Zone courant

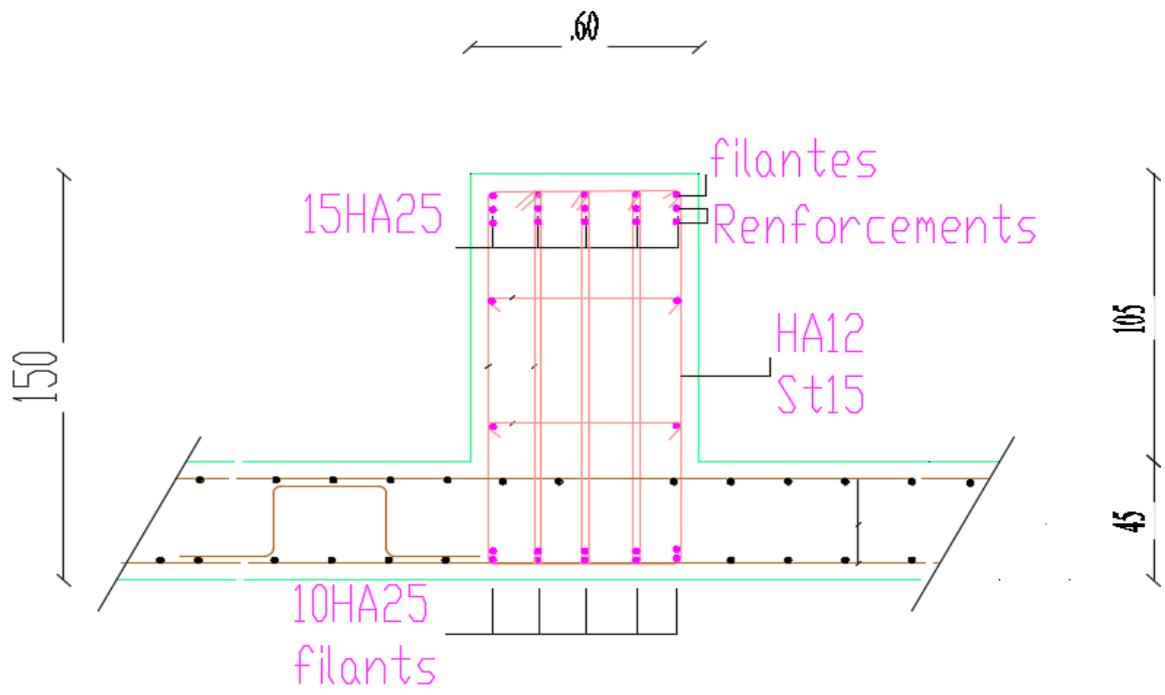
Tableau VII.2 : Ferraillage de nervure de radier

✓ Longueur de la zone nodale :

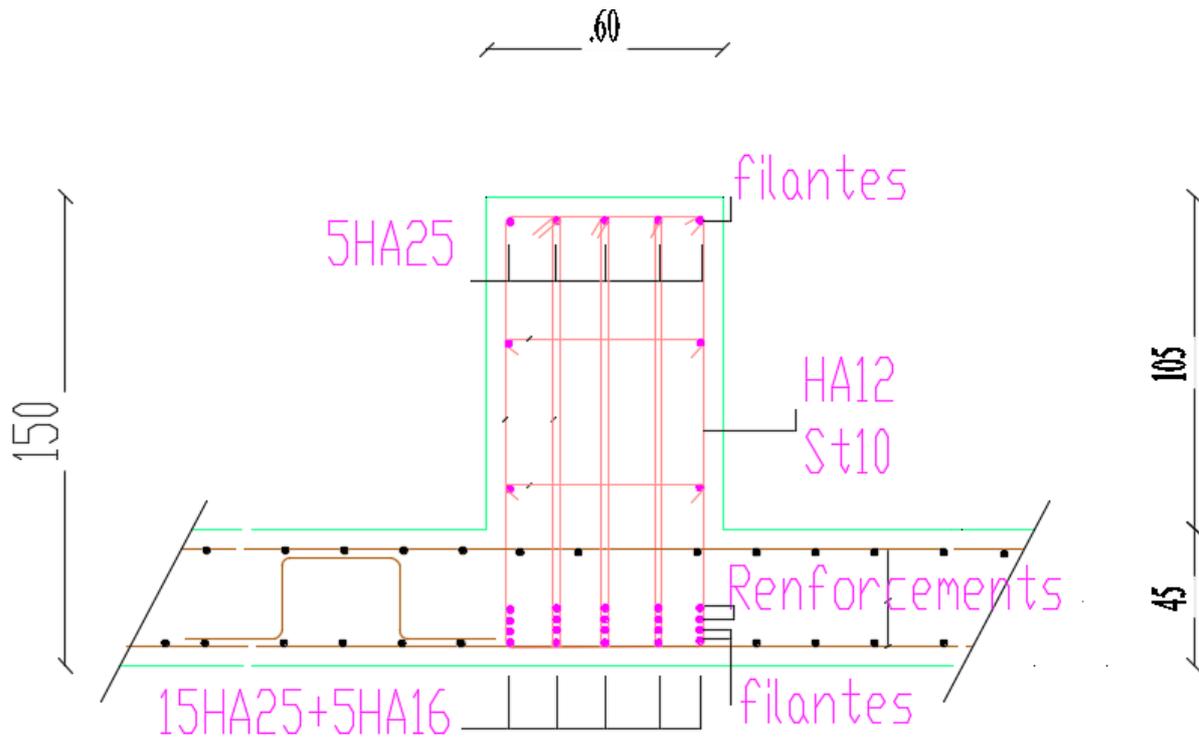
$h' = 2 \times 105 = 210\text{cm}$RPA 99 /version 2003 (FIG.7.2)

$h' = 210 \text{ cm.}$

Figure VII.26 : coupe du ferrailage des



: coupe du ferrailage des
nervures aux niveaux De travée
nervures aux niveaux de travée



: coupe du ferrailage des nervures aux niveaux d'appui.

Figure VI.27 : coupe du ferrailage des nervures aux niveaux d'appui.

Chapitre VII :
ETUDE DE
PISCINE

R+15

chapitre 7

Introduction

Présentation

Hypothèses de calcul

Inventaire des charges

Calcul des voiles de piscine

Inventaire des charges

Ferraillages des parois

Ferraillages de dalle de piscine

I Introduction :

Dans ce chapitre nous nous intéressons au calcul de la structure de la piscine. Nous présenterons d'abord la conception de la structure. Puis nous détaillerons le calcul des éléments de la structure par la méthode simplifiée et on modélise la structure sur ROBO STRUCTURAL 2017. Enfin, nous exploiterons les résultats trouvés pour dessiner le ferrailage du bassin.

II Présentation :

La structure de la piscine surélevé est composée de 6 voiles encastés, d'épaisseur 20 cm et de hauteur de 1.75m, dans un dalle plein de (8x6+12x4) m de dimensions.

La profondeur moyenne de la piscine est de 1,75m.

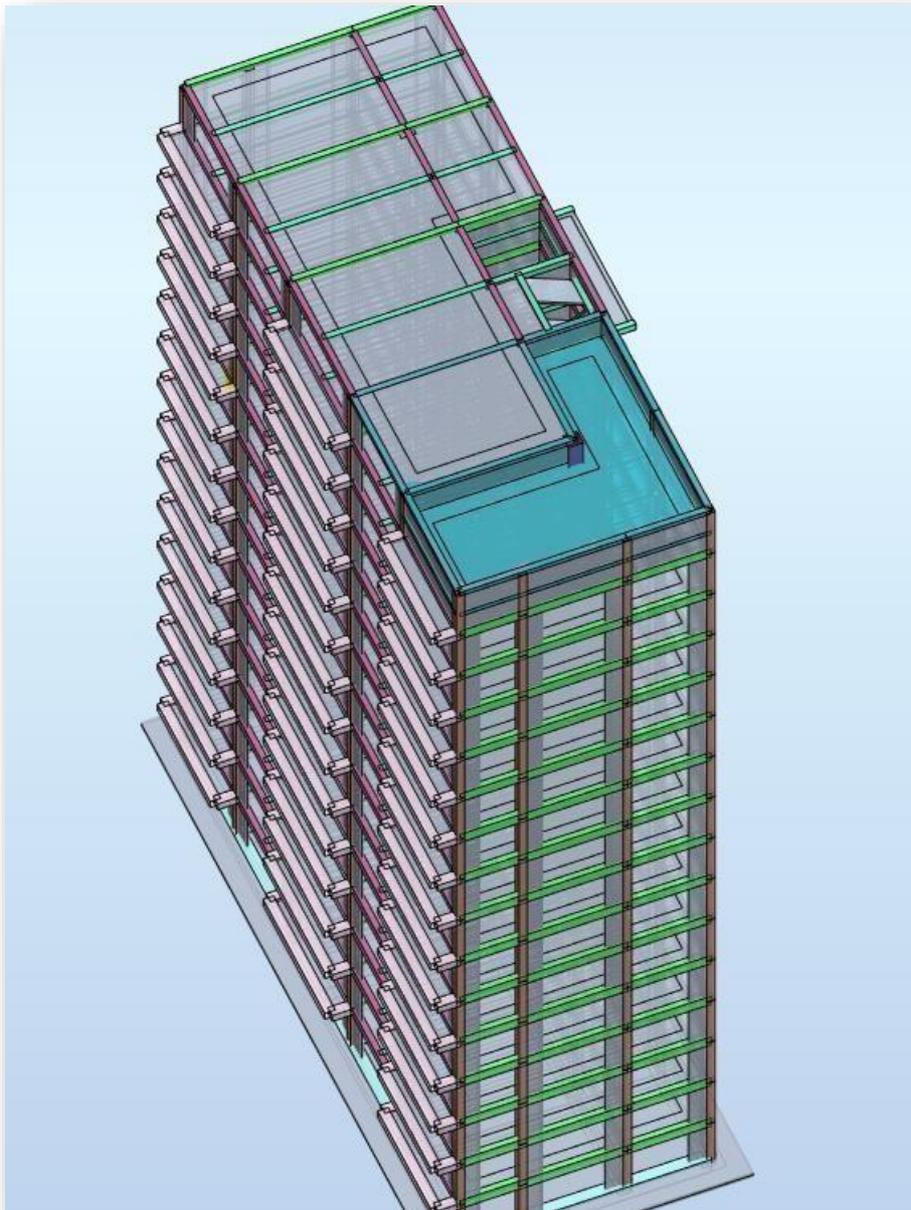


Figure VII.1 : L'emplacement de piscine dans la structure

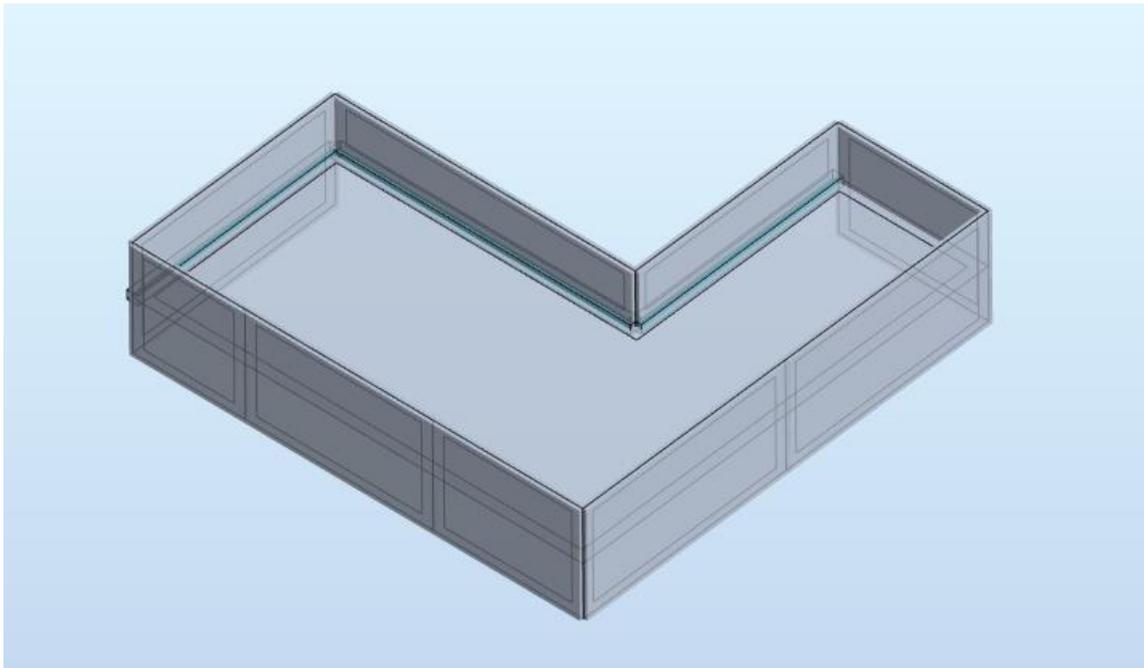


Figure VII.2 : Vue en 3d sur la piscine

II.1 Hypothèses de calcul :

Caractéristiques du béton et d'acier :

- Béton: $f_{c28} = 27MPa$
- Acier HA : $f_e = 400 MPa$

II.2 Inventaire des charges :

Les charges appliquées sur la structure :

- **Charges permanentes :**
 - Action hydrostatique sur les parois et le fond du bassin
- **Charges d'exploitation :**
 - Exploitation de la piscine par les baigneurs
 - Surcharge due à l'exploitation de l'entourage de la piscine par les visiteurs.

III Calcule des voiles de piscine :

Les dimensions en plan des parois du bassin ne sont pas comparables c'est à dire que la Longueur est très, très grande comparée à la profondeur, Alors il faudra calculer la paroi du bassin comme une simple console encastrée a sa base ; sans prendre en compte son poids, ainsi, le calcul doit être fait pour 1 mètre linéaire. Cette console est soumise à l'action de l'eau de la piscine, quant à son poids, il n'est pas pris en compte dans cette approche de calcul.

III.1 Inventaire des charges

➤ Cas 1 : influence de l'eau intérieure

- Charges permanentes :

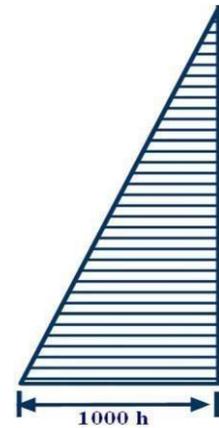
La pression exercée par l'eau en un point située d'une distance z de la surface libre de l'eau est :

$$p_z = \gamma_w \times z$$

Avec :

γ_w : Le poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$

Les parois de la piscine sont verticales, étant donné que $p_z = \gamma_w \times z$ le diagramme des pressions sera représenté comme suit :



- Charges d'exploitation :

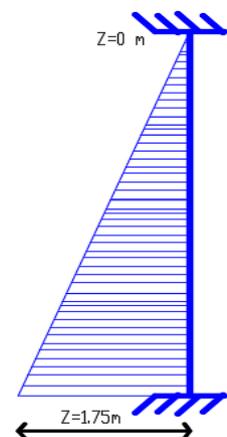
Selon le DTU 13.2 et le fascicule 74, la charge due à l'exploitation de piscines publiques est de 400 Kg/m^2 .

Moments maximaux :

La paroi est encadrée dans les deux extrémités, les calculs de la RDM donnent les diagrammes des moments correspondants et les moments maximaux pour un cas de charge trapézoïdale.

$$M = \frac{-Pl^2}{12}$$

En procédant de cette manière, on obtient les moments dus aux actions des eaux aux différents états limites.



Action	la profondeur	G (Kg)	Q (Kg)	Charge (Kg)		Mmax (Kg.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
Eaux	z=0	0	400	600	400	75 5	548
	z=1.75m	1750	400	2962	2150		

Tableau VII-1: inventaire des charges et calcul des moments sur les parois

Une piscine n'est pas toujours remplie d'eau, elle se vide de temps à autre, c'est pourquoi on doit vérifier sa stabilité et sa résistance dans le cas où elle est remplie d'eau, ainsi que dans le cas où elle est vide. Afin de déterminer le cas le plus défavorable.

Le calcul est fait pour les deux cas, bassin vide et bassin plein, et par la suite on choisira le cas le plus défavorable.

NB : Pour notre cas, le plus défavorable est lorsque le bassin est rempli d'eau.

III.2 Ferrailages des parois :

en calcule le ferrailages des parois directement par robot structural

III.2.1 Ferrailage de Voiles V1 :

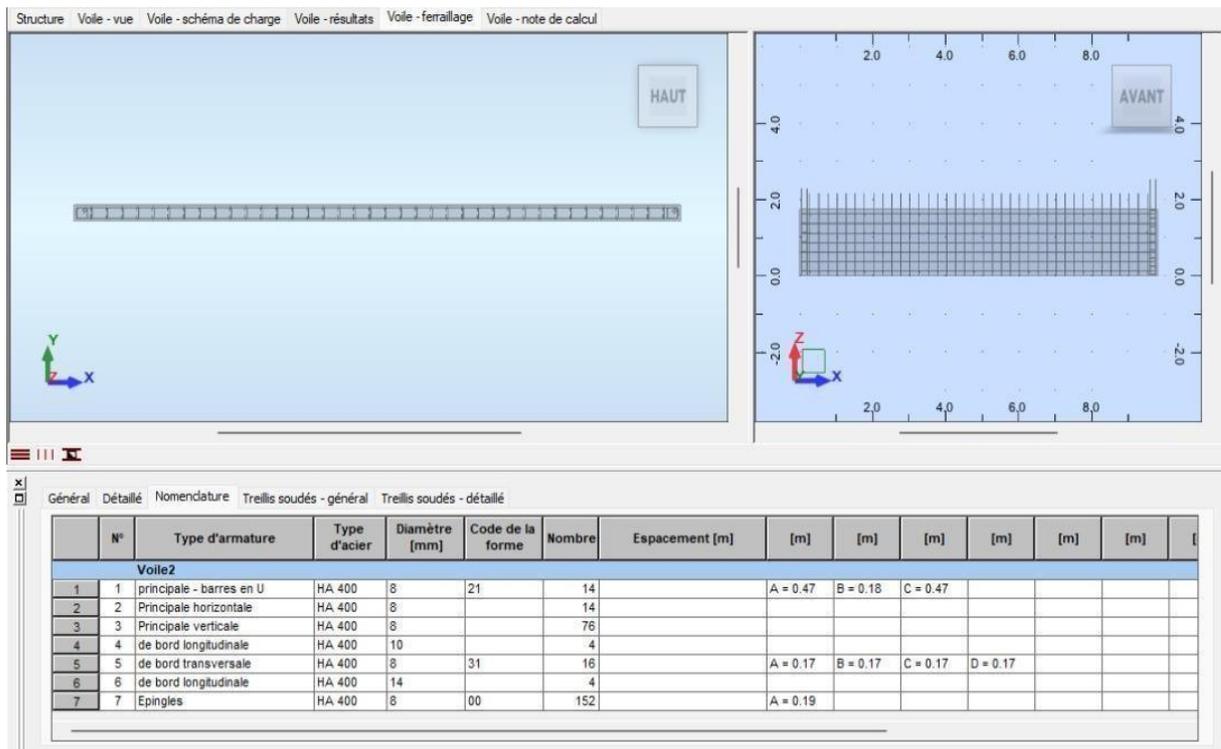


Figure VII.3 : ferrailages de paroi V1

- les armatures longitudinales : $A_s = 4HA14 + 4HA10 = 9.3cm^2$

- les armatures verticales : $A_s = 76HA8 = 38.9cm^2$

- **les armatures horizontales :**

Ferrailage minimal :

Pour une bande de 1m $A_{RPA} = 0.15\%B = 0.15\%bl = 0.0015*20*100= 3cm^2$

Le calcul par le robot structural donne :

(14HA8) Donc $A_s=7.04cm^2$ espacement : $S=13cm$

- **- les armatures transversales :**

Pour la zone d'abouté on adopte des cadres de 8mm pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile on adopté des épingles de 8mm pour garder un écartement.

L'espacement des cadres transversaux sera de 15 cm ainsi que les épingles serrantes réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

III.2.2 Ferrailage de Voiles V2 :

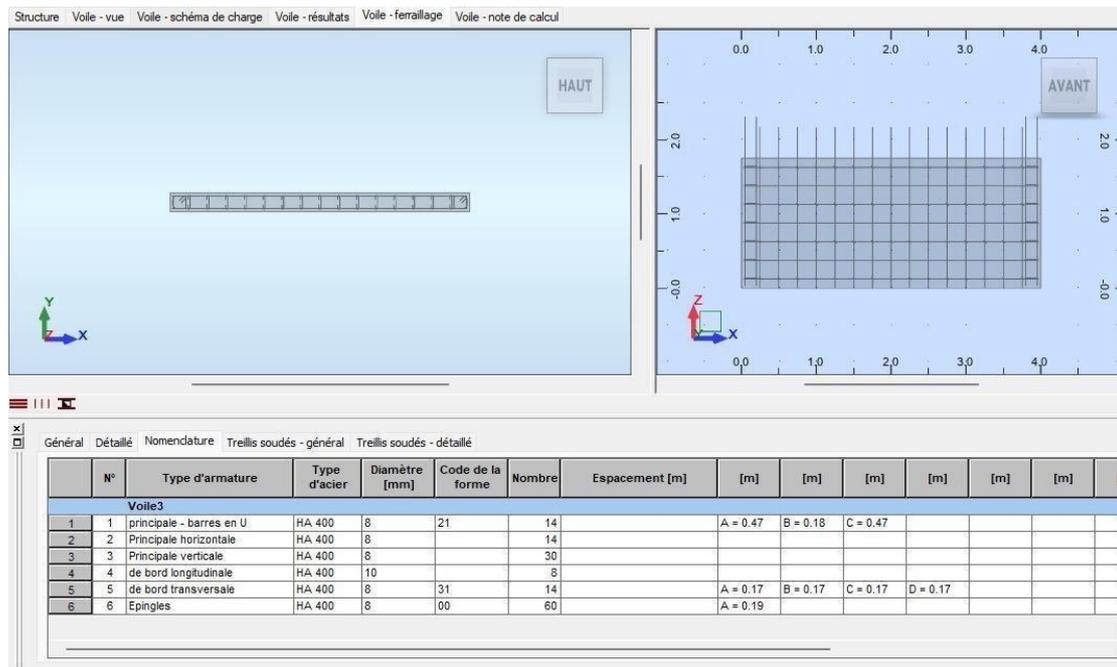


Figure VII.4 : ferrailages de paroi V2

- **les armatures longitudinales : $A_s= 8HA10 = 6.28cm^2$**

- **les armatures verticales : $A_s= 30HA8 = 15.08cm^2$**

- **les armatures horizontales :**

Ferrailage minimal :

Pour une bande de 1m $A_{RPA} = 0.15\%B = 0.15\%bl = 0.0015*20*100= 3cm^2$

Le calcul par le robot structural donne :

(14HA8) Donc $A_s=7.04cm^2$ espacement : $S=13cm$

- **- les armatures transversales :**

Pour la zone d'abouté on adopte des cadres de 8mm pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile on adopté des épingles de 8mm pour garder un écartement.

L'espacement des cadres transversaux sera de 15 cm ainsi que les épingles serrantes réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

III.2.3 Ferrailage de Voiles V3 :

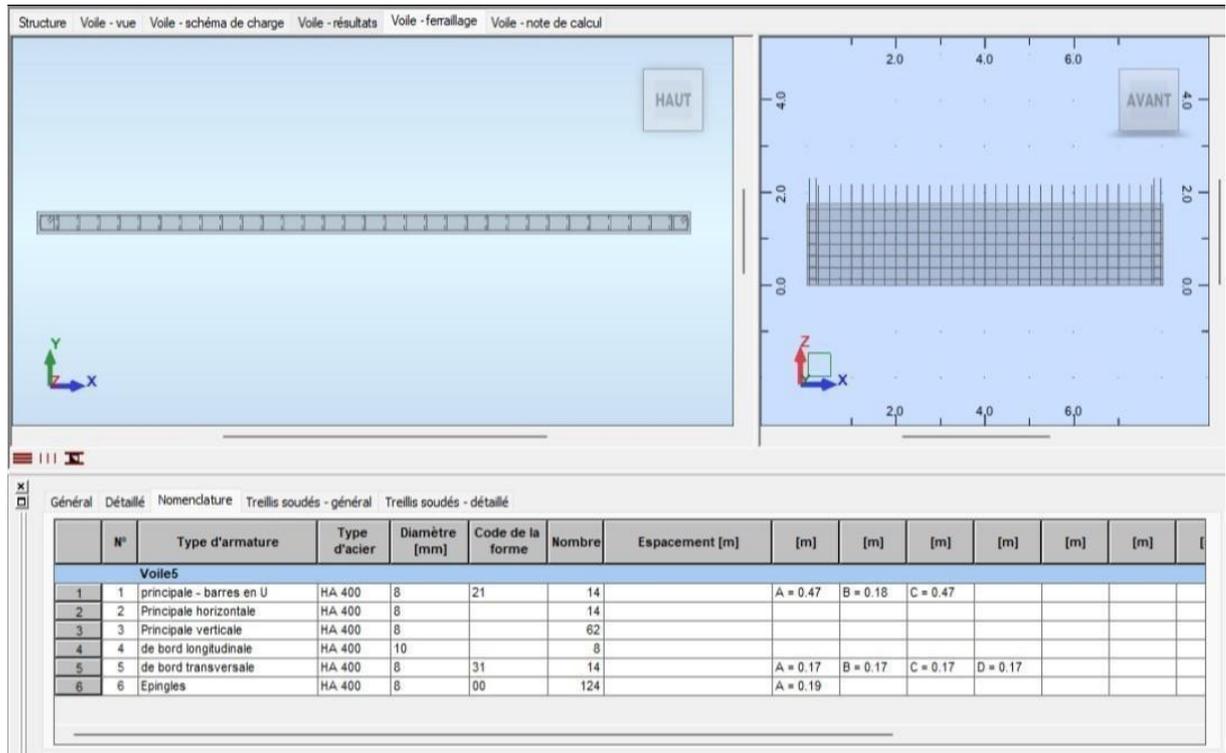


Figure VII.5 : ferrailages de paroi V3

- les armatures longitudinales : $A_s = 8HA10 = 6.28cm^2$

- les armatures verticales : $A_s = 62HA8 = 31.16cm^2$

- les armatures horizontales :

Ferrailage minimal :

Pour une bonde de 1m $A_{RPA} = 0.15\% B = 0.15\% b l = 0.0015 * 20 * 100 = 3cm^2$

Le calcul par le robot structural donne :

(14HA8) Donc $A_s = 7.04cm^2$ espacement : $S = 13cm$

• les armatures transversales :

Pour la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile on adopté des épingles de 8mm pour garder un écartement.

L'espacement des cadres transversaux sera de 15 cm ainsi que les épingles serrantes réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

III.2.4 Ferrailage de Voiles V4 :

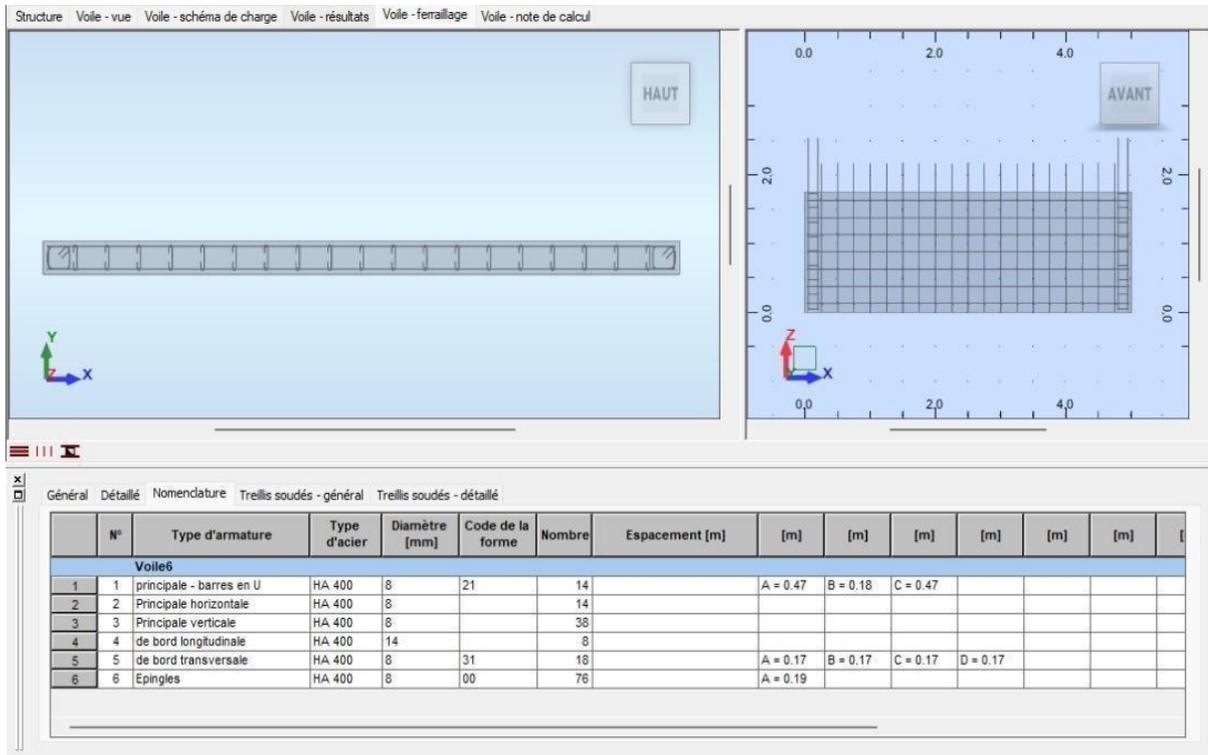


Figure VII.6 : ferrailages de paroi V4

- les armatures longitudinales : $A_s = 8HA14 = 12.32cm^2$

- les armatures verticales : $A_s = 38HA8 = 19.1cm^2$

- les armatures horizontales :

Ferrailage minimal :

Pour une bonde de 1m $A_{RPA} = 0.15\%B = 0.15\%bl = 0.0015 \cdot 20 \cdot 100 = 3cm^2$

Le calcul par le robot structural donne :

(14HA8) Donc $A_s = 7.04cm^2$ espacement : $S = 13cm$

- les armatures transversales :

Pour la zone d'abouté on adopte des cadres de 8mm pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile on adopté des épingles de 8mm pour garder un écartement.

L'espacement des cadres transversaux sera de 15 cm ainsi que les épingles serrantes réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

III.2.5 Ferrailage de Voiles V5:

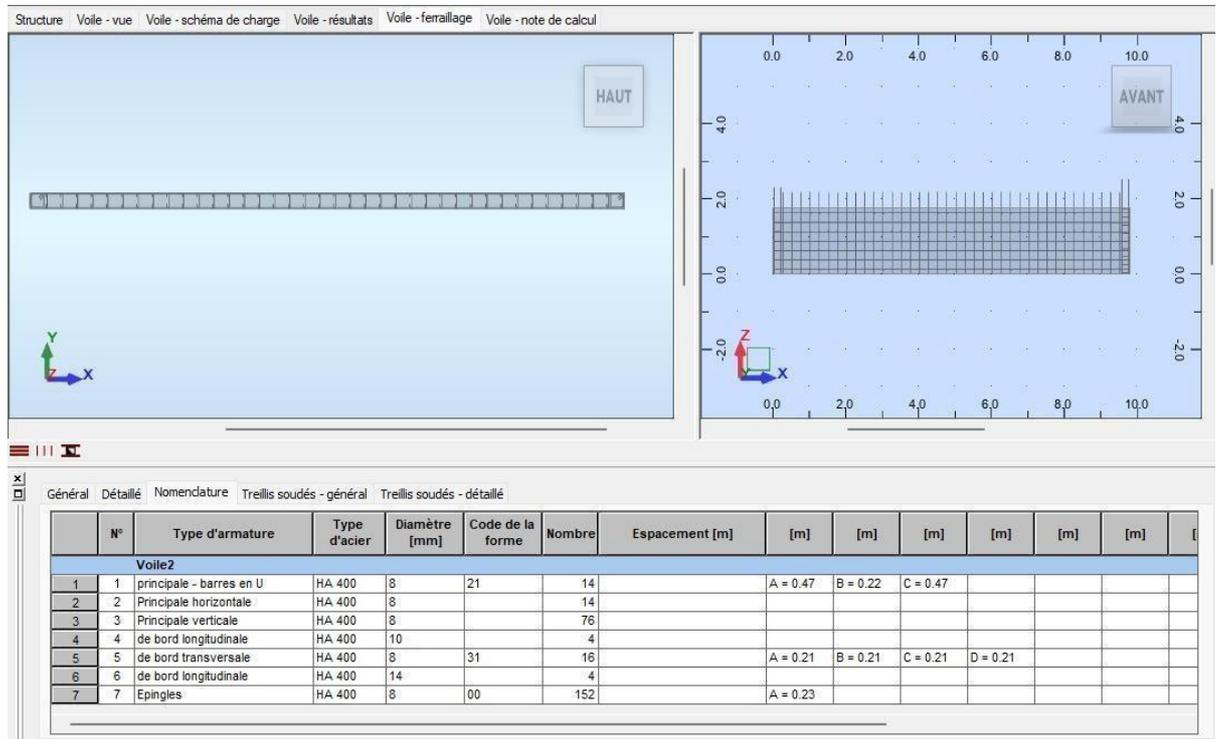


Figure VII.7 : ferrailages de paroi V5

- les armatures longitudinales : $A_s = 4HA14 + 4HA10 = 9.3cm^2$

- les armatures verticales : $A_s = 76HA8 = 38.2cm^2$

- les armatures horizontales :

Ferrailage minimal :

Pour une bonde de 1m $A_{RPA} = 0.15\% B = 0.15\% b_l = 0.0015 * 20 * 100 = 3cm^2$

Le calcul par le robot structural donne :

(14HA8) Donc $A_s = 7.04cm^2$ espacement : $S = 13cm$

- - les armatures transversales :

Pour la zone d'aboutement on adopte des cadres de 8mm pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile on adopte des épingles de 8mm pour garder un écartement.

L'espacement des cadres transversaux sera de 15 cm ainsi que les épingles serrantes réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

III.3 Ferrailages de dalle de piscine :

Les méthodes de calcul des radiers sont définies une fois que les hypothèses de répartition des contraintes sous les radiers sont connues.

L'ensemble des réactions est réparti selon un diagramme trapézoïdal ou uniforme selon la résultante des efforts et moments.

III.3.1 Schéma des charges sur la dalle :

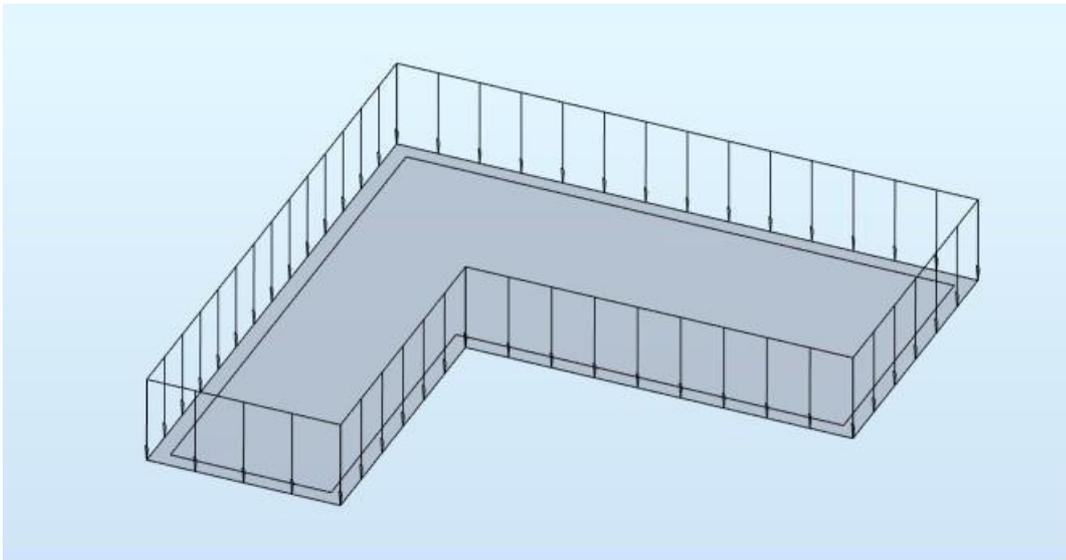


Figure VII.8 : schéma des charges sur le radier

III.3.2 Sections d'acier :

en calcule le ferrailages des parois directement par robot structural

III.3.3 Les cartographies de ferrailages :

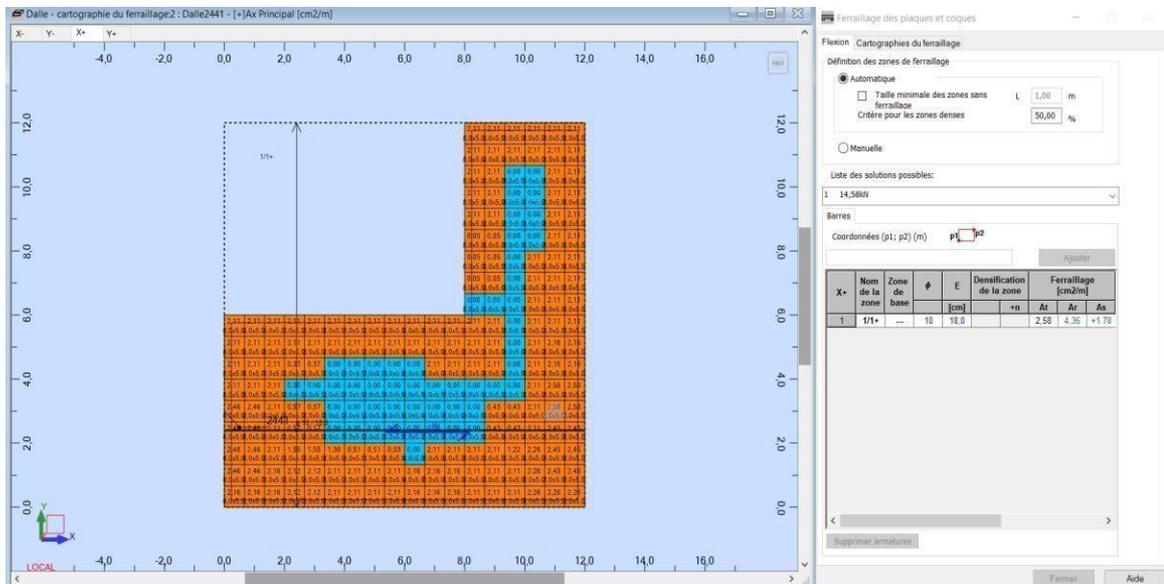
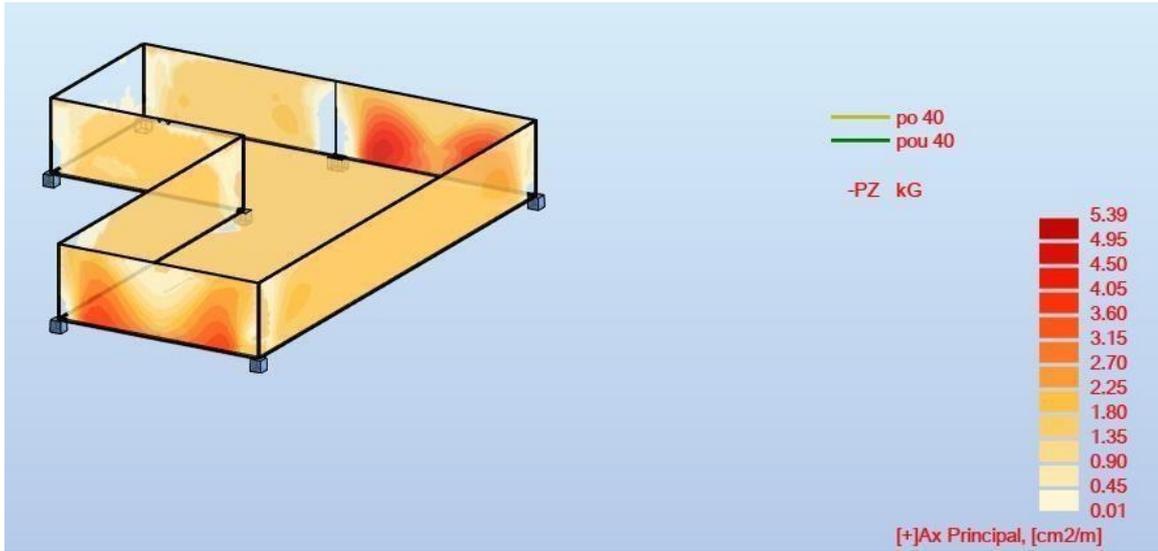


Figure VII.9 : cartographie de ferrailages selon X+

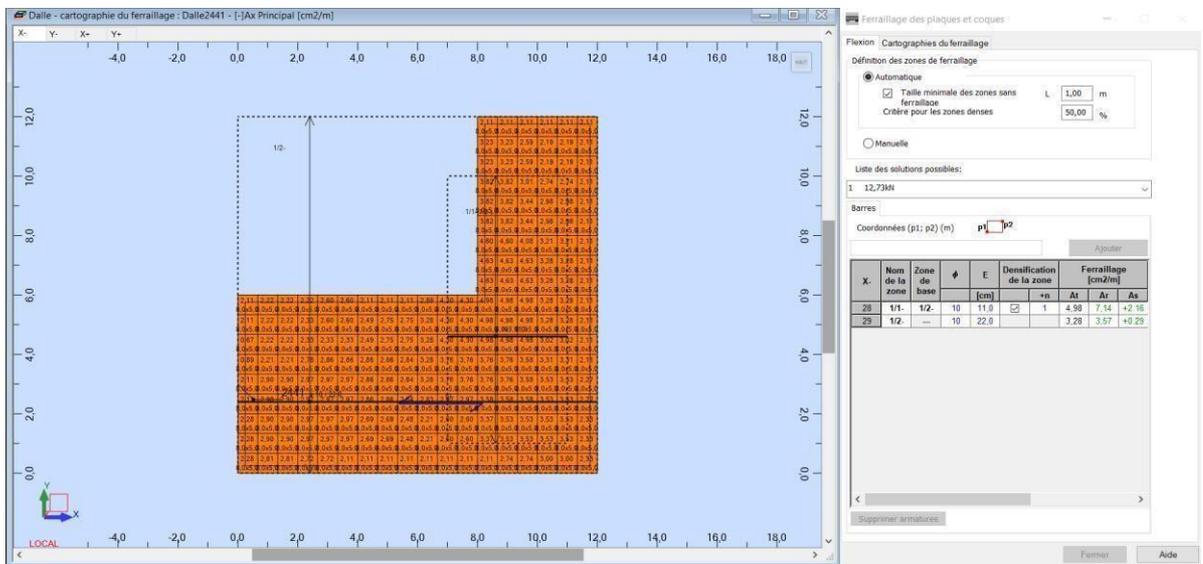
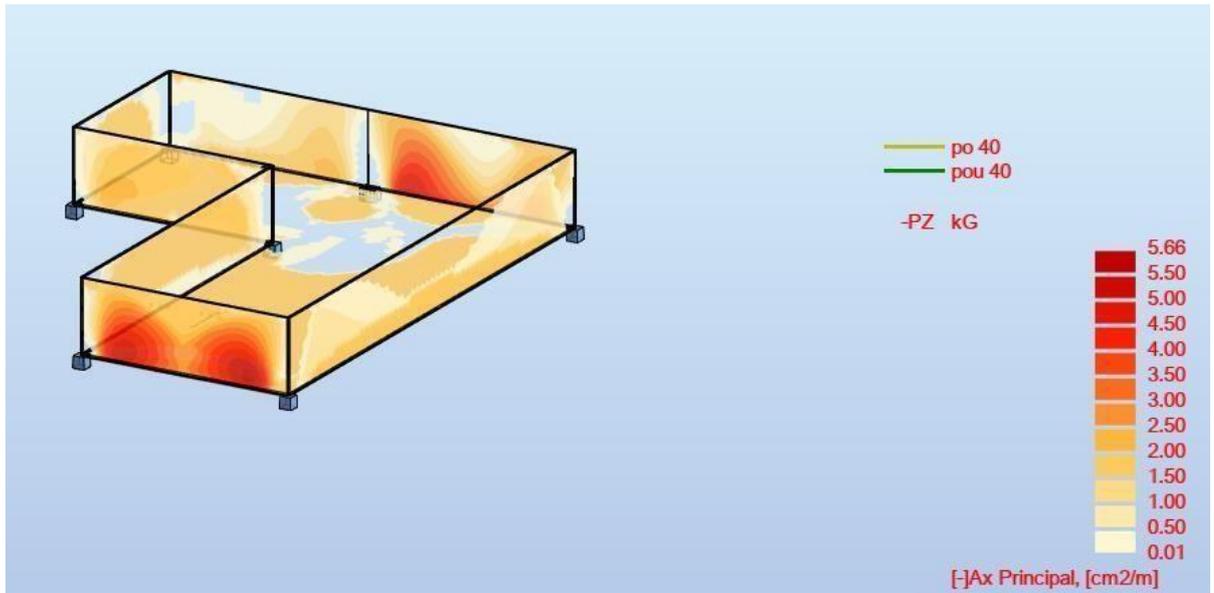


Figure VII.10 : cartographie de ferrailages selon X-

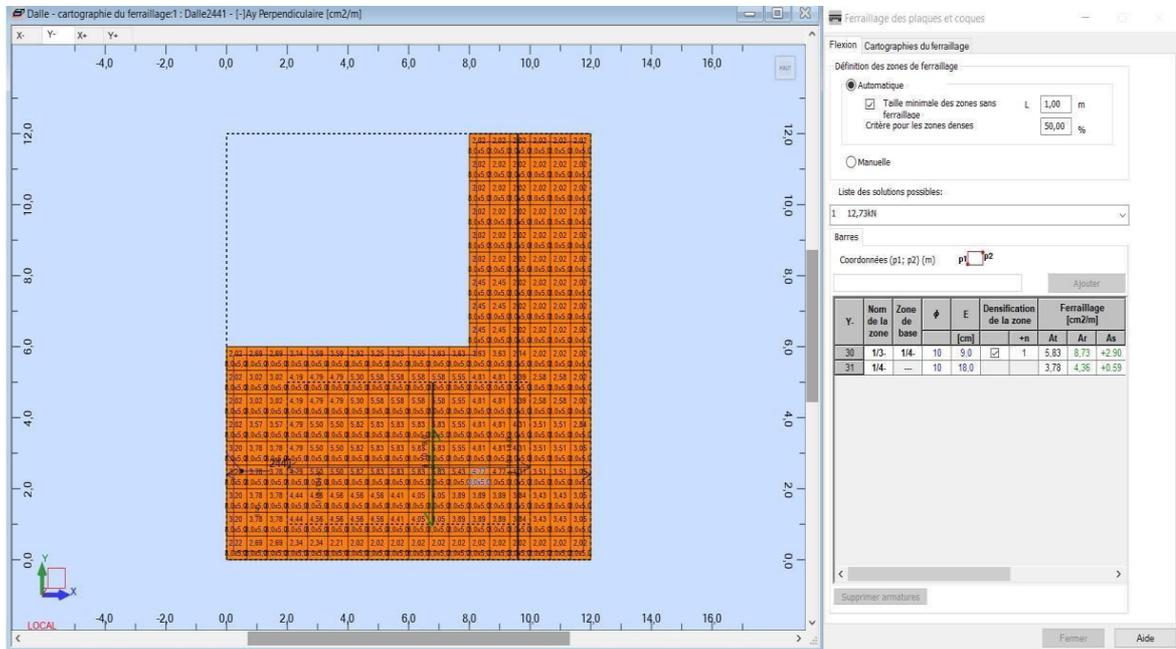
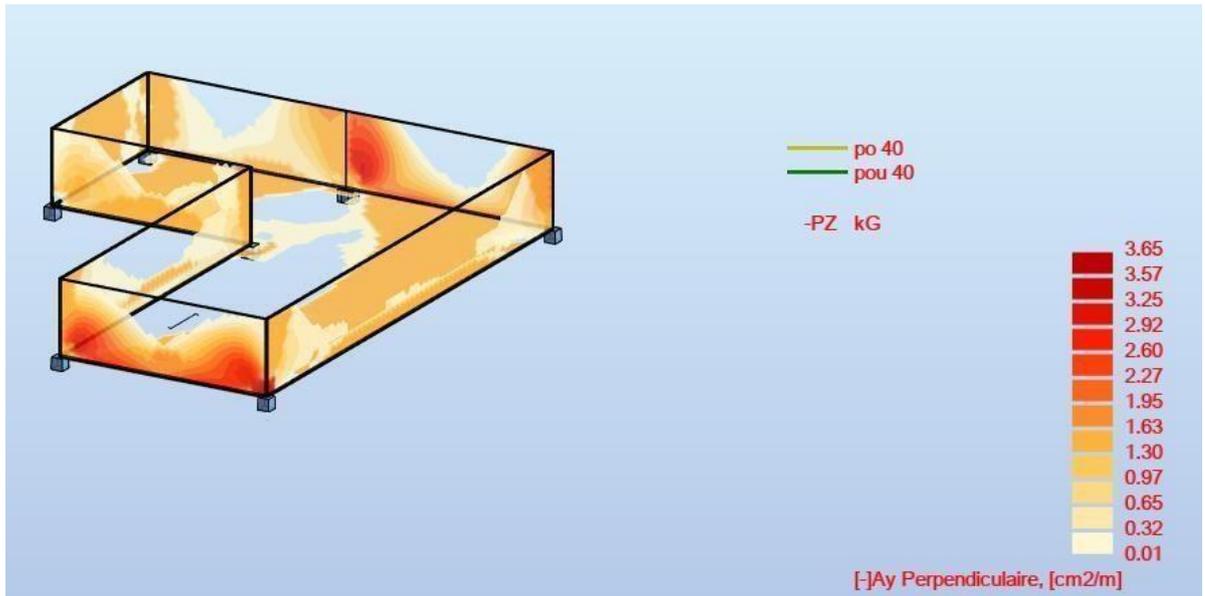


Figure VII.11 : cartographie de ferrillages selon Y-

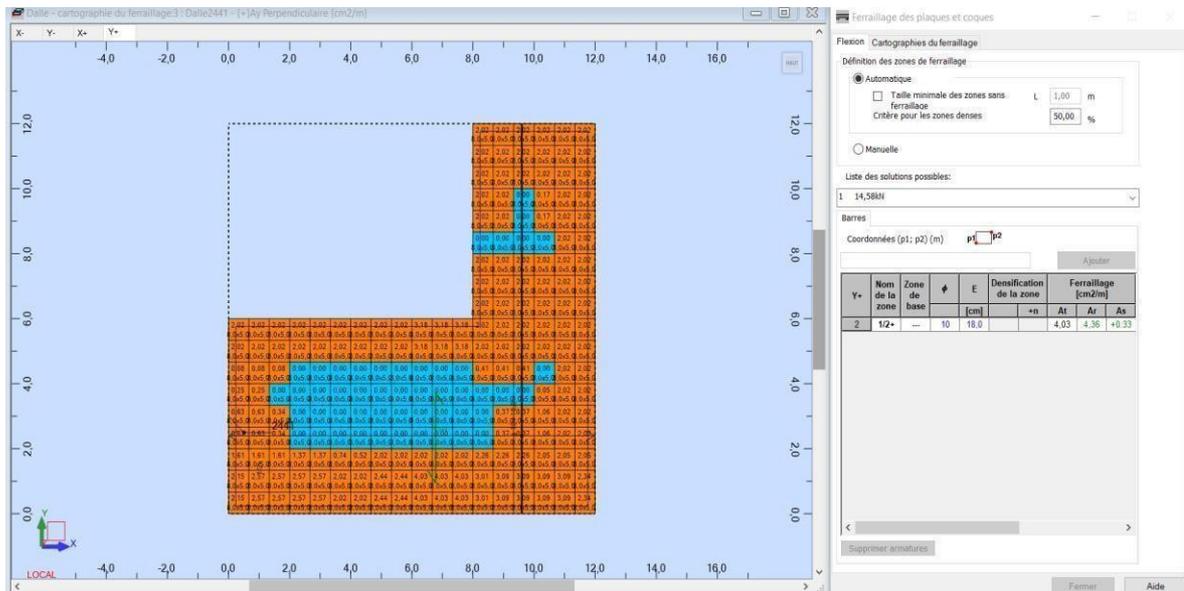
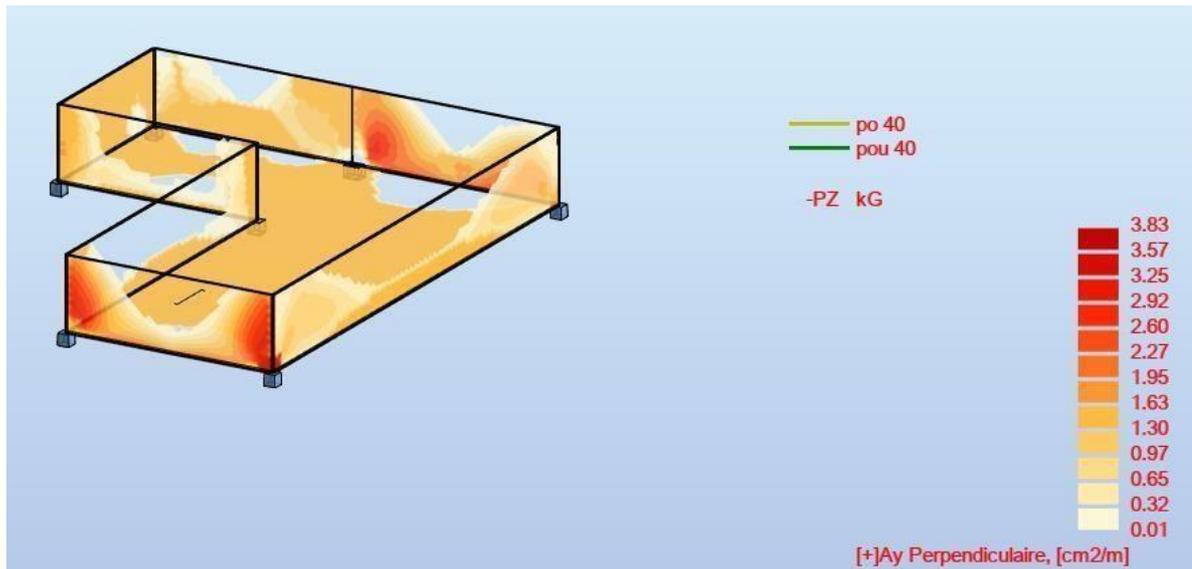


Figure VII.12 : cartographie de ferrillages selon Y+

III.3.4 Choix des armatures :

- selon X+ : HA10 st 15cm
- selon Y+ : HA10 st 15cm
- selon X- : zone 1/1 HA10 st 10cm
- selon Y- : zone 1/1 HA10 st 10cm

III.3.5 Schéma de ferrailage :

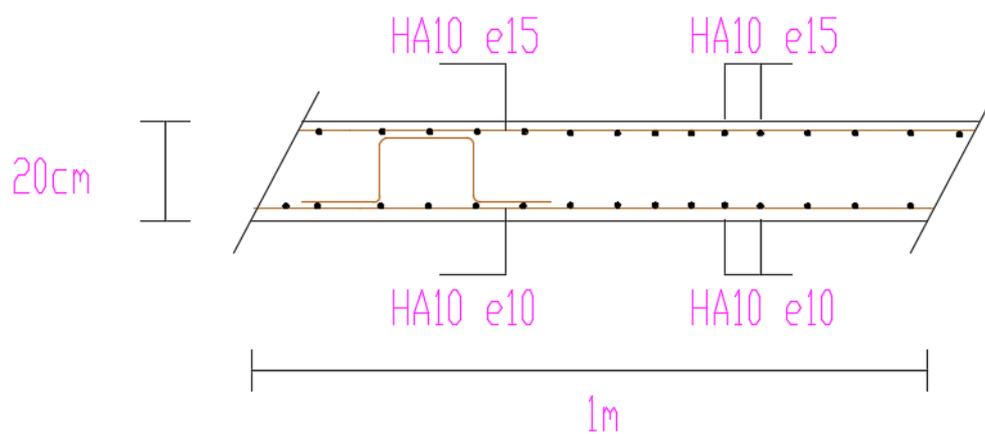


Figure VII.13: ferrailages de dalle de piscine

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Tours.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives. Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latérales. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile, une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie. L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière lors de l'étude sismique nous a amené vers une Tour à contreventement mixte voile plus portique.

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents. En outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important qu'un ingénieur en génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important. Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE	2
Chapitre 1 :	
I Introduction	4
I.1 Présentation de l'ouvrage.....	4
I.2 description architecturale	4
I.3 données géotechnique du site	9
I.4 caractéristiques structurales de l'ouvrages.....	9
I.5 Conception.....	9
II Généralités.....	10
II.1 Règlement et normes utilisés	10
II.2 Méthode de calcul aux états limites.....	10
II.3 Contrainte ultime de cisaillement	12
II.4 Module de déformation longitudinale du béton.....	13
II.5 Module de déformation transversal.....	13
II.6 L'acier:.....	13
II.7 Etats limites	17
II.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	20
Chapitre 2 :	
I Introduction.....	22
I.1 Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.	22
II Pré dimensionnement des planchers	22
II.1 Planchers avec hourdis et corps creux :).	22
II.2 Plancher en dalle pleine	24
II.3 Résistance à la flexion	25
III Pré dimensionnement des poutres	25
III.1 Selon le CBA 93.	26
IV Pré dimensionnement des voiles	28
IV.1 Différents éléments de contreventement.....	29
IV.2 Niveau RDC et étage Courant.....	31
V Pré dimensionnement des escaliers	32
V.1 Définition.....	32
V.2 Terminologie	32

V.3	Caractéristiques techniques	33
V.4	Niveau RDC et Etage Courant:.....	34
V.5	Niveau étage courant	34
VI	Descente des charges.....	35
VI.1	Introduction	35
VI.2	Les planchers	35
VI.3	L'acrotère	39
VI.4	Les balcons	41
VI.5	L'escalier.....	41
VII	Pré dimensionnement des Poteaux	43
❖	Vérification spécifique selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale	53
Chapitre 3 :		
I	Introduction	56
II	Calcul des éléments non structuraux (secondaires)	56
II.1	: Etude de l'acrotère	56
II.2	Etude d'escalier	61
II.3	Etude de la poutre palière	76
II.4	Etude des balcons	83
II.5	Etude de la dalle machine	88
II.6	L'ascenseur	96
II.7	Calcul des planchers	101
Chapitre 4 :		
	Introduction.....	126
I	Choix de la méthode de calcul.....	126
I.1	La méthode statique équivalente	126
I.2	La méthode dynamique par accélérogrammes	126
I.3	La méthode d'analyse modale spectrale.....	126
I.4	Evaluation de l'action sismique selon la méthode statique équivalente.....	127
I.5	Règlement parasismique algérien.....	128
II	Modélisation	137
II.1	Présentation sommaire du logiciel utilisé.....	137
II.2	Modélisation de la structure.....	139
II.3	Vue tridimensionnel de l'ouvrage.....	139
V	les différentes vérifications	148
	Finalement.....	155

Chapitre 5

I	Introduction.....	158
II	Etude de ferrailage des poteaux.....	158
II.1	Conditions sur les armatures longitudinales des poteaux.....	159
III	Dispositions constructives.....	160
IV	etude de ferrailage du poteaux.....	166
IV.1	- Poteaux 70*70.....	167
IV.2	- Poteaux 40*40.....	169
IV.3	Schéma de ferrailage des poteaux.....	172
V	Etude du ferrailage des poutres.....	174
V.1	L'étude des Poutres principales.....	177
V.2	Les poutres de intermédiaires : (axe 2-3-4-5-6).....	184
V.3	L'étude des Poutres secondaires.....	192
V.4	L'étude des Poutres Noyées.....	199
V.5	L'étude des Poutres de piscine.....	206
VI	Ferrailage des voiles.....	217
VI.1	Introduction.....	217
VI.2	Conception et calcul des murs en béton armé selon le DTR B-C 2.42.....	223
Chapitre 6 :		
I	Introduction.....	234
I.1	Types de fondations.....	234
I.2	Divers types de fondations superficielles.....	235
II	Reconnaissance géologique.....	238
II	1 Catégo
	ries et critères de classification des sols.....	238
III	.Déterminations du type de fondation.....	240
III.1	Calcul de la semelle isolée.....	240
III.2	commentaire sur le choix de fondation.....	242
IV	Etude du radier général.....	242
IV.1	Pré dimensionnement du radier général.....	242
IV.2	Vérification du radier.....	244
IV.3	Vérification de l'effet de sous pression.....	247
IV.4	Vérification au non poinçonnement.....	247
IV.5	Vérification de la stabilité du radier au renversement.....	247
V	Ferrailage du radier.....	250
V.1	Calcul du Ferrailage de la dalle radier.....	251
V.2	Calcul de Ferrailage de nervure.....	257

Chapitre 7 :

I	Introduction.....	268
II	Présentation.....	268
II.1	Hypothèses de calcul.....	269
II.2	Inventaire des charges	269
III	Calcul des voiles de piscine	269
III.1	Inventaire des charges	270
III.2	Ferraillages des parois.....	271
III.3	Ferraillages de dalle de piscine.....	276
	CONCLUSION GENERALE	278

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Amar.S., Jézéquel,JF., « Propriétés mécaniques des sols déterminées en place » Editions
« Technique de l'ingénieur »,traité Construction, C 220,2003.
- [2] Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés « JEAN-PIERRE MOUGIN » EditionsEYROLLES, 2000).
- [3] Bonneville,P., « bâtiment en zone sismique »Editions Art Graphique 1995.
- [4] Boutoutaou, L., « Contribution à l'étude de la performance parasismique du nœud poteau poutre » mémoire de magister de l'Université 08mai 45de Guelma, 2009.
- [5] Cherait ,yacine., « calculs des ouvrages en béton armé » Editions Office des publicationsuniversitaires, Guelma 2005.
- [6] Cherait ,yacine., « conception de bâtiments en zone sismique » Editions office des publicationsuniversitaires, Guelma 2012.
- [7] Khalid Benyoucef., « Tous sur le gros-œuvre » Edition Houma Alger 2014.
- [8] M.Belazougui., « calculs des ouvrages en béton armé » Editions office des publications universitaires, Alger 1988.
- [9] M.Kherouf., « Resistances des Matériaux » Editions office des publications universitaires, Guelma 2012.
- [10] Pecker , A.,Salencon,J., « Etude de la capacité portante des fondations sous sollicitationssismiques », Colloque de l'Agence Française de Parasismique, AFPS-MRT, Paris 20-21 Novembre 1991.

Règlements

- Règlement parasismique algérien RPA99/2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation.
- Document technique réglementaire (D.T.R. C 2-47) Règlement neige et vent "R.N.V.1999".

Logicielle

- AUTOCAD 2019
- AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2017.
- ROBOT EXPERT 2010
- WORD 2017
- EXPERT 2017

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 2

Valeur de M1(M2) pour $\rho=1$

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077	
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077	
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075	
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073	
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069	
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066	
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061	
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057	
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053	
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049	
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	

Valeur de M ₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

Annexe 3

LES FORMULES

$$\triangleright f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$$

$$\triangleright f_{tj} = 0.6+0.06f_{cj}$$

$$\triangleright F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{(\theta \gamma_b)}$$

$$\triangleright \sigma_{admBC} = 15 \text{ MPA}$$

$$\triangleright r = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right]$$

$$\triangleright \sigma = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$\triangleright u_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\triangleright a_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right)$$

$$\triangleright A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

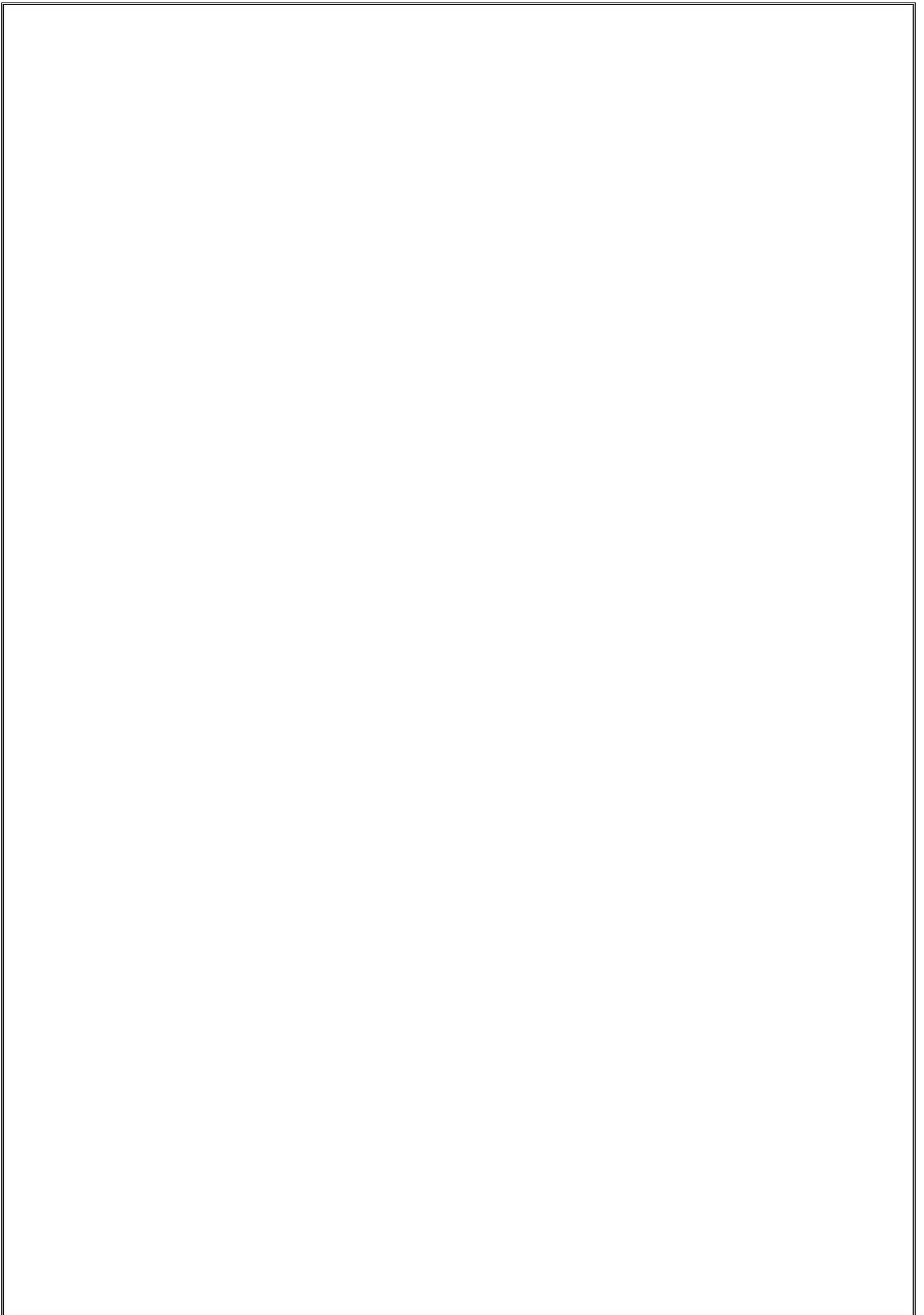
$$\triangleright \delta b = \frac{M_{ser}}{I} * y$$

$$\triangleright \delta = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

$$\triangleright r = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\triangleright Z = d(1 - 0.4a_u)$$

$$\triangleright A_{su} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$



Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

D : Facteur d'amplification dynamique.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

V : Force sismique totale.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

CT : Coefficient de période.

Q : Coefficient de pondération.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

∅ : Diamètre des armatures.

C : Cohésion.

q : Capacité portante admissible.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ̄ : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ̄_b : Contrainte de compression admissible du béton.

r_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ̄_u : Contrainte ultime admissible de cisaillement

τ : Contrainte tangentielle.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge accidentelle.

ζ : Déformation relative.

V0 : Effort tranchant a la base.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

Nser : Effort normal pondéré aux états limites de service.

Nu : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

L : Longueur ou portée.

Ip : Indice de plasticité.

Ic : Indice de consistance.

d : Hauteur utile.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Mu : Moment à l'état limite ultime.

Mser : Moment à l'état limite de service.

Mt : Moment en travée.

Ma : Moment sur appuis.

M0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

Fadm : Flèche admissible.

fi : Flèche due aux charges instantanées.

fv : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène

a : Position relative de la fibre neutre.

z : Bras de levier.

μ_u : Moment ultime réduit.

B_r : Section réduite.

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I-1 : vue en plan niveaux RDC de la structure

Figure I-2 : vue en plan niveaux étage courant de la structure usage service

Figure I-3 : vue en plan niveaux étage courant de la structure usage

d'habitation**Figure I-4** : vue en plan niveaux terrasse de la structure

Figure I-5 : vue en plan coupe BB de la structure

Figure I-6 : vue en plan façade principale de la structure

Figure I-7 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

Figure I-8 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Figure I-9 : Diagramme contrainte déformation d'acier

Figure I-10 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

Chapitre II :

Figure II-1 : Coupe verticale du plancher en corps creux

Figure II-2 : Section de la poutrelle.

Figure II-3 : Exemples de contreventements plans

Figure II-4 : Bâtiment d'habitation.

Figure II-5 : Contreventement par noyau et façade.

Figure II-6 : Section réduite du voile

Figure II-7 : schéma d'escalier

Figure II-8 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.**Figure II-9** : Composants d'un plancher terrasse en

dalle pleine**Figure II-10** : coupe plancher étage courant

Figure II-11 : Mur extérieur

Figure II-12 : Mur simple cloison.

Figure II-13 : Schéma d'un acrotère bas.

Figure II-14 : acrotère.

Figure II-15 : Représentation du poteau de centre le plus sollicité

Chapitre III :

Figure III-1 : Dimensions d'un acrotère

Figure III-2 : Schéma de ferrailage de type 01 de l'acrotère

Figure III-3 : Schéma d'escalier.

Figure III-4 : Répartition des charges en escalier

Figure III-5 : La charge équivalente d'escalier

Figure III-6 : Ferrailage d'escalier type 1

Figure III-6' : plan de coffrage d'escalier

type 1 **Figure III-7** : Ferrailage d'escalier

type 2 **Figure III-7'** : plan de coffrage

d'escalier type 2

Figure III-8 : Schéma du balcon étudié

Figure III-9 : Schéma statique du balcon.

Figure III-10 : Schéma de ferrailage du

balcon. **Figure III-11** : Ferrailage de la dalle

machine.

Figure III-12 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine

Figure III-13 : Plan de coffrage de niveau (1 ;2 ;15)

Figure III-14 : Plan de coffrage des niveaux (3 ;4 ;5 ;6 ;7 ;8 ;9 ;10 ;11 ;12 ;13 ;14)

Figure III-15 : Plan de coffrage de niveau Terrasse

Figure III-16 : schéma statique de poutrelle

Figure III-17 : démontions des poutrelles

Figure III-18 : ferrailage de poutrelle

Figure III-19 : Disposition constructive de l'armature de la dalle de compression.

Chapitre IV :

Figure IV-1 : Simulation statique de l'action sismique sur une construction.

Figure 2 : tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)

Figure IV-3 : calcul de coefficient de comportement

Figure IV-4 : distribution de l'efflores verticale et horizontales sur les voiles et les poteaux

Figure IV-5 : Limites des décrochements en plan.

Figure IV-6 : Les différents types de structures.

Figure IV-7 : Modélisation tridimensionnelle de la tour

Figure IV-8 : La 1^{ère} disposition des murs voiles et poteaux (RDC + 15 étages).

Figure IV-9: La 2^{ème} disposition des murs voiles et poteaux (RDC + 15 étages).

Figure IV-10 : Spectre de réponse

Figure IV-11: 2^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques. Vue en élévation X-Z, sens x (résultats de Robot 2017).

Figure IV-12: 1^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques. Vue en élévation Y-Z, sens y (résultats de Robot 2017).

Figure IV-13 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :3D (résultats de robot 2010)

Figure IV-14 : Evaluation des effets du second ordre.

Figure IV-15 : Vérification du renversement.

Chapitre V :

Figure V.1 : Poussée au vide dû aux crochets des armatures.

Figure.V.2 : Jonction par recouvrement des aciers dans les poteaux.

Figure V.3 : Détermination de la zone nodale selon le RPA/2003

Figure V.4 : Dispositions des cadres dans les

poteaux.**Figure V.5 :** Les sollicitations sur le poteau

Figure V.6 : As calculer de poteaux 70*70

Figure V.7 : Crochet des barres horizontales

Figure V.8 : Les sollicitations sur le poteau

Figure V.9 : As calculer de poteaux 40*40

Figure V-10 : Coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm²

Figure V-11 : Coupe de ferrailage des poteaux 70×70 cm²

Figure V-12 : Coupe longitudinale de ferrailage des poteaux 40*40

Figure V-13 : Recouvrement des aciers dans les poutres

Figure V-14 : Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale.

Figure V-15 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

Figure V-16 : moments max a

ELU **Figure V-17 :** moments

max a ELS **Figure V-18 :**

moments max a ACC

Figure V.19 : As travée cal des poutres principales de rive

Figure V.20 : As appuis cal de poutres principales de rives

Figure V.21 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre principales de rives

Figure V.22 : vérification des contraintes des poutres

70*30 **Figure V.23 :** vérification de la flèche des poutres

70*30 **Figure V.24 :** vérification de ELS des poutres

70*30 **Figure V-25 :** moments max a ELU

Figure V-26 : moments max a ELS

Figure V-27 : moments max a ACC

Figure V-28 : As travée cal de poutres principales intermédiaires

Figure V-29 : As appuis cal de poutres principales intermédiaires

Figure V.30 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre principales inter médier

Figure V.31: vérification des contraintes des poutres

70*30 **Figure V.32 :** vérification de la flèche des poutres

70*30 **Figure V.33 :** vérification de ELS des poutres

70*30 **Figure V-34 :** moments max a ELU

Figure V-35 : moments max a ELS

Figure V-36 : moments max a ACC

Figure V-37 : As travée cal des poutres secondaires

Figure V-38 : As appuis cal des poutres secondaires

Figure V.39 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre secondaires

Figure V.40 : vérification des contraintes des poutres

50*30**Figure V.41** : vérification de la flèche des poutres

50*30 **Figure V.42** : vérification de ELS des poutres

50*30 **Figure V-43** : moments max a ELU

Figure V-44 : moments max a ELS

Figure V-45 : moments max a ACC

Figure V-46 : As travée cal des poutres Noyées

Figure V-47 : As appuis cal des poutres Noyées

Figure V.48 : Vérification de l'effort tranchant de la poutre noyée

Figure V.49 : vérification des contraintes des poutres

45*30**Figure V.50** : vérification de la flèche des poutres

50*30 **Figure V.51** : vérification de ELS des poutres

45*30 **Figure V-52** : moments max a ELU

Figure V-53 : moments max a ELS

Figure V-54 : moments max a ACC

Figure V-55 : As travées cal des poutres Piscine

Figure V-56 : As appuis cal des poutres Piscine

Figure V-57 : Coupe transversale Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis ettravée

Figure V-58 : Coupe longitudinale Ferrailage des poutres principales

Figure V-59 : Coupe transversale Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis ettravée

Figure V-60 : Coupe longitudinale Ferrailage des poutres principales

Figure V-61 : Coupe transversale Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis ettravée

Figure V-62 : Coupe longitudinale Ferrailage des poutres secondaires

Figure V-63 : Coupe transversale Ferrailage des poutres Noyées au niveau d'appuis et travée

Figure V-64 : Coupe longitudinale Ferrailage des poutres Noyées

Figure V-65 : Coupe transversale Ferrailage des poutres Piscine au niveau d'appuis et travée

Figure V-66 : Coupe longitudinale Ferrailage des poutres Piscine

Figure V-67 : Refends de forme profilée.

Figure V-68 : Disposition des armatures dans les voiles.

Figure V-69 : Cartographie de section des armatures -les voiles externes- selon X+
Figure V-70 : Cartographie de section des armatures -les voiles externes- selon Y+
Figure V-71 : Cartographie de section des armatures -les voiles externes- selon X-
Figure V-72 : Cartographie de section des armatures -les voiles externes- selon Y-
Figure V-73 : ferrailages des voiles externes
Figure V-74 : Cartographie de section des armatures -les voiles d'ascenseur-
Figure V-75 : ferrailages des voiles externes
Figure V-76 : Coupe horizontale du ferrailage du voile extérieure

Chapitre VI :

Figure VI.1 : Semelle isolée rectangulaire.
Figure VI.2 : Semelle filante
Figure VI.3 : Radier général.
Figure VI.4 : Exemple de coupe de sondage géologique.
Figure VI.5 : Semelle isolée
Figure VI.6 : Distribution des contraintes à LES
Figure VI.7 : Distribution des contraintes à LEU
Figure VI.8 : Distribution des contraintes combinaisons accidentelles
Figure VI.9: Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal
Figure VI.10: Vérification de renversement de la Tour sens transversal
Figure VI.11 : Schéma du radier général nervuré.
Figure VI.12 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{xx} « ELU »)
Figure VI.13 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{yy} « ELU »)
Figure VI.14 : Ferrailage suivant L_x travée
Figure VI.15 : Ferrailage suivant L_y travée
Figure VI.16: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{xx} «ELS»)

Figure VI.17 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{yy} «ELS»)

Figure VI.18 : Ferrailage suivant L_x appui

Figure VI.19 : Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx)

Figure VI.20 : Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (yy).

Figure VI.21 : longitudinale aux travées

Figure VI.22 : longitudinale à l'appui

Figure VI.23 : Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (yy).

Figure VI.24 : Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens

(xx). **Figure VI.25** : Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures

sens (yy). **Figure VII.26** : coupe du ferrailage des nervures aux niveaux de travée

Figure VI.27 : coupe du ferrailage des nervures aux niveaux d'appui.

Chapitre VII :

Figure VII.1 : L'emplacement de piscine dans la structure

Figure VII.2 : Vue en 3d sur la piscine

Figure VII.3 : ferrailages de paroi

V1 **Figure VII.4** : ferrailages de

paroi V2 **Figure VII.5** : ferrailages

de paroi V3 **Figure VII.6** :

ferrailages de paroi V4 **Figure**

VII.7 : ferrailages de paroi V5

Figure VII.8 : schéma des charges sur le radier

Figure VII.9 : cartographie de ferrailages selon

$X+$ **Figure VII.10** : cartographie de ferrailages

selon $X-$ **Figure VII.11** : cartographie de

ferrailages selon $Y-$

Figure VII.12 : cartographie de ferrailages selon Y+

Figure VII.13: ferrailages de dalle de piscine

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier.

Chapitre II :

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

Tableau II-5 : Charge permanente du mur double cloison.

Tableau II-6-1 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Tableau II-6-2 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon a corps creux.

Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de palier.

Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC.

Tableau II-9 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant

Tableau II-10 : Dimensions minimales des poteaux rectangulaires.

Tableau II-11 : Dimensions minimales des poteaux circulaires.

Tableau II-12 : Calcul de NU pré dimensionnement des poteaux des rives :

Tableau II-14 : Correction du Pré-dimensionnement des poteaux.

Tableau II-15 : Calcule de \bar{N} des poteaux de la Tour.

Tableau II-16 : 1^{er} Vérifications du $1,1Nu \leq \bar{N}$ des poteaux de Tour

Chapitre III :

Tableau III-1 : Facteur des forces horizontales C_p pour les éléments secondaires.

Tableau III-2 : Charges sur les éléments de l'escalier.

Tableau III-3 : Récapitulation des moments pour le 1-ème type

Tableau III-4: Récapitulation des moments pour le 2 -ème type

Tableau III-5: Ferrailage d'escalier.

—
Tableau III-6 : Vérification à E.L.S.

Tableau III-7 : Ferrailage d'escalier.

Tableau III-8 : Vérification à E.L.S

Tableau III-9: Récapitulation des moments de la poutre palière .

Tableau III-10 : Ferrailage poutre palière.

Tableau III-11: vérification a l E.L.S

Tableau III-11' : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (Ly).

Tableau III-12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (Ly).

Tableau III-13 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens

Tableau III-14 : Evaluation des charges de plancher

Tableau III-15 : des sollicitations ELU

Tableau III-16 : des sollicitations ELS

Tableau III-18 : des sollicitations ELS

Tableau III-19 : des sollicitations ELU

Tableau III-20 : des sollicitations ELS

Tableau III-21 : sollicitations des poutrelles

Tableau III-22 : des armatures transversales

Tableau III-23 : ferrailage des poutrelles

Tableau III-24 : vérifications des efforts tranchants

Tableau III-25 : vérification des contraintes

Tableau III-26 : vérification de la flèche

Chapitre IV :

Tableau IV-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.

Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2017).

Tableau IV-3 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Tableau IV-4 : Vérification des déplacement X-X

Tableau IV-5 : Vérification des déplacements Y-Y

Tableau IV-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)

Tableau IV-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey)

Tableau IV-8 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

Tableau IV-9 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

Tableau IV-10 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal.

Chapitre V :

Tableau V-1 : Taux minimal et maximal des armatures longitudinales des poteaux selon leRPA.

Tableau V-2 : Détermination de la longueur de confinement selon différents codes parasismiques.

Tableau V-3 : Espacement des armatures transversales dans les poteaux.

Tableau V-4 : Pourcentage minimal des armatures transversales en fonction de
L'élancement.

Tableau V-5 : Valeurs minimales de l'enrobage selon le CBA/93.

Tableau V-6 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour

Tableau V-7 : les moments max dans les poutres principales de rives

Tableau V-8 : les moments max dans les poutre principales intermédiaire

Tableau V-9 : les moments max dans les poutres secondaire

Tableau V-10 : les moments max dans les poutres noyée

Tableau V-11 : les moments max dans les poutres principales de intermédiaire

Tableau V-12 : Ferrailage des poutres dans les différents niveaux de la Tour

Tableau V.13 : Choix du diamètre transversal.

Tableau V-14 : Pré dimensionnement des voiles.

Tableau V-15 : Pré dimensionnement des voiles.

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Ferrailage de la dalle de radier

Tableau VI.2 : Ferrailage de nervure de radier

Chapitre VII :

Tableau VII-1 : inventaire des charges et calcul des moments sur les parois